

**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**LABORATOIRE DE RECHERCHE GEOMATERIAUX, ENVIRONNEMENT
& AMÉNAGEMENT (L.G.E.A)**

Thèse



En vue l'obtention du diplôme de

Master 2

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : Géotechnique et Environnement

Présenté par :

M^{elle} ZAMOUM Samia

Thème

***Modélisation du comportement d'un quai sur pieux. Application à un
quai du port de Djen-Djen (Jijel)***

RAPPORTEUR : M^r GABI Smail

Promotion 2014-2015

Remerciement

Je tiens à remercier DIEU, Tout puissant qui ma donné le courage, la volonté et les moyens de mener à terme mon travail.

Toute ma gratitude à Mr GABI Smaïl, mon directeur de mémoire d'avoir assuré l'encadrement scientifique de mes travaux. C'est grâce à son soutien, à sa patience et à sa disponibilité que j'ai pu réaliser ce travail.

J'exprime, aussi ma reconnaissance et ma gratitude aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer mon travail en y joignant leurs temps, leurs savoirs et leurs expériences.

Je remercie énormément Melle DEGHOUL Lyfia qui m'a beaucoup aidé pour la réalisation de ce 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 déroulent des choses, sans oublier le personnels de la bibliothèque de Génie Civil et de la salle machine pour leur disponibilité.

A tous mes collègues étudiants pour l'entente et l'entraide qui s'est échangées entre nous.

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 mon mari

A mes sœurs

A mon frère Anis.

A mon grand-père

A mes grands-mères.

A toute la famille « Benaoudia »

A tous mes oncles, tantes et toutes leurs familles.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion M2 Géotechnique (2014-2015).

Remerciement	
Dédicace	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des notations et des abréviations	
Résumé	
Sommaire	
Introduction générale	

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages portuaire	1
Partie(A) : Généralités sur le port maritime	1
Rappel historique	1
Introduction	2
I. Définition d'un port	2
II. Le rôle d'un port	2
1. Au point de vue économique	2
2. Les rôles des ports selon leurs trafics	3
III. Classification des ports	4
1. Classification selon les caractéristiques	4
2. Classification selon les fonctions	5
1. ports de commerce	6
2. ports de pêche	6
3. Ports de plaisance	6
4. Les ports militaires (ou, bases navales)	6
IV. Zones et terminaux portuaires	7
V. Représentation schématique d'un port	7
VI. Exemples de ports maritimes en Algérie	8
Partie (B) présentation et description de différent types d'ouvrage portuaire	11
I. Ouvrages extérieurs	11
1. Le chenal d'accès	11
2. L'avant-port	11
3. Les digues	12
II. Ouvrages intérieurs	14
1. Bassins	14

2. Ouvrages d'accostage et d'amarrage.....	14
2.1 Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance	16
2.2 Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance	16
2.2 Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance	18
III. Les différents types d'efforts agissant sur les ouvrages d'accostages.....	21
1. Effort horizontal	21
1.1. Les efforts d'accostages	21
1.2 Les efforts d'amarrages.....	21
1.3 Les efforts dus au vent sur les engins de lavage et les superstructures	22
1.4 Les forces dues à la houle	22
1.5 Poussée des terres.....	22
1.6 Surpression hydrostatique	23
1.7 Butée de sol	23
1. Efforts verticaux	23
2.1 Poids propre des ouvrages.....	23
2.2 Surcharges d'exploitation	23
IV. Protection en enrochement des ouvrages portuaires	24
1. Considérations et définitions générales.....	24
1. a. Types d'ouvrages	24
1. b. Principales caractéristiques.....	24.
V. Données relatives au Port de djen-djen.....	25
1. Situation géographique de l'ouvrage.....	25
2. Ouvrage de protection	26
Conclusion.....	28
Chapitre 2 : Généralités concernant la conception des quais sur pieux	29
I. Introduction.....	29
II. Fonction des quais sur pieux	29
III. Catégories de quais sur pieux	30
IV. Éléments principaux constitutifs des quais sur pieux.....	32
V. Sollicitations supportées par les quais sur pieux	34
VI. Réalisation d'un quai sur pieux (exemple Port de La Turballe	36
1) Terrassements (dévasage – minage).....	36

2) Exécution des pieux forés	37
3) Réglage des talus et mise en place des enrochements.....	38
4) Génie Civil	39
5) Equipements	39
VII. Environnement de l'ouvrage	40
1) Désordre d'origine mécanique	40
2) Action de l'eau de mer sur les matériaux de constructions.....	41
3) Les courants vagabonds	42
VIII. Surveillance et auscultation	42
VIII. Calcul des ouvrages sur pieux.....	43
1. Stabilité d'ensemble	43
2. Stabilité élémentaire.....	44
Conclusion.....	45

Chapitre III : Interaction Sol-Pieu

Introduction	46
1. Définition de l'interface	46
2. Définitions d'un pieu	46
2.1 Classification des pieux	47
3. Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux	49
3.1 Coefficient des terres au repos.....	49
3.2 Contrainte résiduelle.....	50
4. Capacité portante d'un pieu isolé sous charge axiale	50
4.1 Les méthodes de calcul de la capacité portante	51
4.1.1 Pénétrromètre statique	52
a) Terme de pointe.....	52
b) Terme de frottement latéral	54
4.1.2 Pénétrromètre dynamique	55
a) Le principe de l'essai	55
4.1.3 Pressiomètre MENARD.....	55
a) Principe de l'essai	55
b) Terme de pointe	55
c) Frottement latéral.....	57

4.1.4	Pénétration au carottier (S.P.T)	59
a)	Le principe de l'essai	59
5.	Pieu isolé sous sollicitations latérales	59
5.1	Réaction du sol dû à des efforts en tête du pieu	59
a)	Pieux actifs	61
b)	Pieux passifs.....	61
6.	Le groupe sous charge latéral de travail	62
6.1	Les causes de la complexité du comportement du groupe sous charge latérale.....	62
6.2	Les facteurs influençant le comportement du groupe sous charge latérale	65
	Conclusion	67
	Chapitre IV Présentation du logiciel plaxis	68
	Introduction	68
1.	LE MENU D'ENTREE DES DONNEES (INPUT)	68
A /	Le type de modèle (Model)	69
B /	Les éléments	70
C /	Conventions de signe.....	71
2.	LA GEOMETRIE	71
3.	Propriétés des éléments géométriques.....	72
4.	Chargements et conditions limites	73
5.	MODELISATION DU COMPORTEMENT D'UN SOL	74
5.1.	Les modèles des matériaux	74
a-	Module d'Young	76
b-	Coefficient de Poisson.....	77
c-	Angle de frottement.....	77
d-	Cohésion.....	77
e-	Angle de dilatance.....	79
5.2.	Les données pour les matériaux des plaques.....	80
5.3.	Les données des géogrilles.....	80
5.4.	Les données des ancrages.....	80
6.	GENERATION DU MAILLAGE	80
7.	CONDITIONS INITIALES	81
7.1.	Conditions hydrauliques	82

7.1.1. Poids volumique de l'eau	83
7.1.2. Nappes phréatiques.....	83
7.1.3. Nappe phréatique générale	83
7.1.4. Nappe phréatique propre à une couche de sol	83
7.1.5. Génération des pressions hydrauliques	83
7.2. Configuration de la géométrie initiale	84
8. CALCULS.....	84
9. RESULTATS	85
9.1. Les déformations	86
9.2. Les contraintes.....	86
9.3. Structures et interfaces	87
CONCLUSION.....	87
Chapitre V. Modélisation numérique.....	89
I. Introduction	89
II. Caractéristiques de l'ouvrage.....	89
III. Etablissement d'un modèle de calcul de référence.....	89
1. Unités et conventions de signe	89
1.1. Unités	89
3.2 Convention de signe.....	90
2. L'entrée des données de prétraitement	90
2.1 Création du modèle à éléments finis.....	90
3. Interfaces	92
4. Conditions aux limites	92
5. Génération du maillage.....	92
6. Les conditions initiales	92
6.1. Conditions hydrauliques	92
6.1.1. Poids volumique de l'eau.....	93
6.1.2 La nappe phréatique	93
6.1.3. Couche de sol sèche.....	93
6.1.4. Génération des pressions hydrauliques	93
6.2. Configuration de la géométrie initiale	94
7. Procédure de calculs	95

Phases de réalisation par étapes du projet	95
Le quai en service.....	95
8. Les principaux résultats	97
8.1. On donne les résultats obtenus pour les pieux dans les 4 premières phases de Construction par étapes.....	100
* Comparaison et interprétation	120
8.2. On donne les résultats des pieux selon les différents cas de chargement.....	121
* Comparaison et interprétation	126
Conclusion.....	126
Conclusion Générale	127
Référence bibliographique	

Listes des figures

Figure I.1 : Canal coupé en Y.

Figure I.2 : Canal coup en parallèle.

Figure I.3 : Développement d'un port naturel.

Figure I.4. Ports maritimes : schéma de principe.

Figures I.5 : Port de BEJAIA.

Figure I.6 : Photographie du Nouveau port de Skikda.

Figures I.7 : port de sidi Fredj.

Figure I.8 : vu aérienne de port d'Alger.

Figure I. 9 : Exemples de digues.

Figure I. 10 : Schéma d'une digue à talus.

Figure I. 11 : Schéma d'une digue verticale.

Figure 12 Schéma d'une digue mixte.

Figure I.13 : Exemple schématique d'un quai.

Figure I.14 : Appontement vraquier de France Martinique.

Figure I.15 : Duc d'Albe souple (Port de Marseille).

Figure I.16 : Duc d'Albe rigide (Port Alcludia, Espagne).

Figure I.17 : Quai en blocs de béton armé.

Figure I. 18. Quai en caissons en béton armé.

Figure I.19. Quai en rideau de palplanches.

Figure I.20. Quai sur pieux.

Figure I.21. Quai mixte.

Figure I.22. Equipements pour les ouvrages d'accostage et d'amarrage.

Figure I. 23 : Port de Djen-Djen (Jijel).

Figure I. 24 : Plan de masse de l'état actuel du port de Djen-Den.

Figure II.1 Les quais fermés.

Figures II.2 Les quais semi-ouverts.

Figure II.3 Les quais ouverts (type hollandais).

Figure II.4 : Accostage d'un pétrolier sur un appontement du terminal pétrolier de Donges (Port autonome de Nantes-Saint-Nazaire).

Figure II.5 Éléments principaux d'un quai sur pieux de type hollandais.

Figure II.6 Représentation schématique des sollicitations aux quelles sont soumis les quais sur pieux.

Figure II.7 Le port en cours des travaux.

Listes des figures

Figure II.8. Dragage de la zone des travaux.

Figure II.9. Remblaiement de la plate Forme.

Figure II.10. Préminage du rocher.

Figure II.11. Mise en place des tubes Par vibrofonçage.

Figure II.12. Mise en place des têtes De pieux.

Figure II.13. Vue de l'ensemble des pieux réalisés.

Figure II.14. Dégradation des poutres de la plate-forme sous l'effet d'un déplacement latéral d'un ouvrage en raison de la poussée des remblais du terre-plein.

Figure II.15. Cratère de corrosion dans la partie aérienne d'un pieu-tube.

Figure III.1 Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

Figure III.2 : Schéma de calcul de la résistance de pointe moyenne q_{cm} .

Figure III.3: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.

Figure III.4 : Courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu.

Figure III.5. Pression et réaction (Bagluelin et al.1972).

Figure III.6 Pieu mobilisant la réaction du sol (Bourgez et Frank, 1992).

Fig. III-7 : Comportement d'un groupe de pieux verticaux sous chargement transversal [O'NEILL & al., 1985].

Fig. III-8 : Interaction des champs de contraintes des pieux dans les groupes chargés transversalement. [BOGARD & MATLOCK, 1983].

Figure IV.1 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input). Figure IV.2 Fenêtre de réglages généraux (Onglet Project).

Figure IV.3 : Fenêtre de réglages généraux (Onglet Dimensions).

Figure IV.4 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Figure IV.5 : Convention de signes pour les contraintes.

Figure IV.6 : Les points de jonction entre éléments de plaque.

Figure IV.7: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Figure IV.8 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Figure IV.9 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Figure IV.10 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

Figure IV.11 : Définition du module à 50 % de la rupture.

Figure IV.12 : Barre d'outils des conditions initiales.

Listes des figures

Figure IV.13 : Génération des pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique.

Figure IV.14 : Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K0).

Figure IV.15 : Onglet 'Paramètres' de la fenêtre de calcul.

Figure IV.15 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

Figure V.1 : Coupe transversale du projet (dimensions en m).

Figure V.2 : zoome de la partie A.

Figure V.3 : Le maillage du modèle.

Figure V.4. Détermination des nappes phréatiques.

Figure V.5 Génération des pressions hydrauliques.

Figure V.6 : Génération des contraintes initiales.

Figure V.7. Procédure de calculs.

Figure V.8 : Les phases de construction par étapes du projet.

Figure V.9 : Les phases de chargement.

Figure V.10 : Efforts et déformations du pieu 1, à la phase 1.

Figure V.11 : Efforts et déformations du pieu 2, à la phase 1.

Figure V.12 : Efforts et déformations du pieu 3, à la phase 1.

Figure V.13 : Efforts et déformations du pieu 4, à la phase 1.

Figure V.14 : Efforts et déformations du pieu 5, à la phase 1.

Figure V.15 : déplacements totaux des pieux à la phase 2.

Figure V.16 : déplacements horizontaux des pieux à la phase 2.

Figure V.17 : déplacements verticaux des pieux à la phase 2.

Figure V.18 : efforts normaux des pieux à la phase 2.

Figure V.19 : efforts de cisaillement des pieux à la phase 2.

Figure V.20 : les moments fléchissant des pieux à la phase 2.

Figure V.21 : déplacements totaux des pieux à la phase 3.

Figure V.22 : déplacements horizontaux des pieux à la phase 3.

Figure V.23 : déplacements verticaux des pieux à la phase 3.

Figure V.24 : efforts normaux des pieux à la phase 3.

Figure V.25 : efforts de cisaillement des pieux à la phase 3.

Figure V.26 : les moments fléchissant des pieux à la phase 3.

Figure V.27 : déplacements totaux des pieux à la phase 4.

Listes des figures

Figure V.28 : déplacements horizontaux des pieux à la phase 4.

Figure V.29 : déplacements verticaux des pieux à la phase 4.

Figure V.30 : efforts normaux des pieux à la phase 4.

Figure V.31 : efforts de cisaillement des pieux à la phase 4.

Figure V.32 : les moments fléchissant des pieux à la phase 4.

Figure V .34 : Les contraintes effectives et les points plastiques du sol à la -phase 7-.

Figure V.35 : Les contraintes effectives et les points plastiques du sol à la -phase 8-.

Liste des tableaux

Tableau I.1 : les superficies des bassins et leur profondeur et les longueurs d'ouvrages d'accostage.

Tableau III.1 Classification des pieux (Adapté de MCIF, 2006).

Tableau III.2 Choix du type de pieux selon la nature du sol.

Tableau III.3 : l'effet de ces facteurs sur l'angle (φ).

Tableau III.4 : Valeurs du facteur de portance kC .

Tableau III.5 : Choix du coefficient β et de q_f max (KPa).

Tableau III.6 : Classification des sols en fonction de PL.

Tableau III.4 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_f (principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art).

Tableau III-2 [O'NEILL & al., 1985] les facteurs que l'on pourrait considérer de géométriques ou structurels.

Tableau V.1 : Résumé des résultats obtenus pour la structure pendant les 4 phases de réalisation.

Tableaux V.2 : Résumé des résultats obtenus pour les pieux pendant les 4 phases de réalisation.

Tableaux V.3 : Résumé des résultats obtenus pour les pieux durant le service.

- B : Le diamètre du pieu.
- B : Largeur du pieu.
- C : cohésion.
- C_u : la résistance de cisaillement non drainé.
- D : La longueur du pieu.
- De : La hauteur d'encastrement mécanique.
- D : La hauteur d'encastrement réelle du pieu.
- D : Fiche du pieu.
- d_{eq} : l'épaisseur équivalente de la plaque.
- $E_{increment}$: L'accroissement de la rigidité.
- E0 : Le module de Young à la pente initiale.
- E50 : Le module de Young sécant à 50% de la résistance en compression.
- EA : La rigidité normale (donnée en unité de force par unité de largeur dans le PLAXIS).
- EI : La rigidité de flexion (exprimée en force fois longueur au carré par unité de largeur dans le PLAXIS).
- E : Le module de Young.
- $F_{max, tens}$: La force de traction maximale.
- $F_{max, comp}$: La force de compression maximale.
- G : Le module de cisaillement.
- h : L'ancrage dans la couche porteuse.
- K_o : Coefficient des terres au repos.
- K_c : Facteur de portance.
- k_p : Le facteur de portance.
- K_p : contrainte principale horizontale.
- Ls : La longueur d'espacement pour les ancrages.
- n : le nombre de couches traversées par le pieu.
- N 1 : Nombre de coups corrigé pour une pression effective verticale
- p : le périmètre du pieu.
- P0 : La pression horizontale du terrain au repos.
- $P_L^*(z)$: La pression limite nette à la profondeur z.
- P_{steady} : Les pressions interstitielles permanentes.
- P_{excess} : Les surpressions interstitielles.
- P_{active} : Les pressions interstitielles.

- P_{Le}^* : La pression limite nette équivalente.
- Q_{sl} : La charge limite par frottement.
- Ql : La charge limite qui correspond à la rupture du sol.
- Q_{pl} : La charge limite de pointe.
- q_{sli} : la résistance unitaire du sol due au frottement latéral dans de la couche i .
- q : La contrainte limite de pointe.
- q_{ce} : Résistance de pointe lissée équivalente au pénétromètre statique.
- $q(z)$: La pression limite corrigée à la profondeur z .
- Q_0 : La pression verticale au repos du terrain au niveau de la base de la fondation.
- q_f : Le frottement latéral.
- R_{inter} : facteur de réduction des efforts à l'interface.
- Y_{ref} : Unité de profondeur [m] .
- φ : Angle de frottement.
- γ : Poids spécifique.
- γ' : poids spécifique du sol déjaugé.
- φ' : l'angle de frottement effectif .
- σ_{xx} : la contrainte radiale.
- σ_{zz} la contrainte circonférentielle.
- $b = \min(a, h)$

a : Est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1,00m et à 0,50m dans le cas contraire.

h : Désigne la hauteur (ancrage) de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse.

L.E.M : Laboratoire Des Etudes Maritimes .

M.E.F : Méthode des Eléments Finis.

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 djen-djen à jijel et 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.

A 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 couronnement, mise en place des tirants d'ancrage), 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^{2D} éléments finis.*

Introduction générale

Les ports sont des acteurs essentiels pour le développement d'un état, d'une région, d'une ville.

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. A travers leurs ancrages dans le sol, ils permettent d'assurer la stabilité des structures.

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.

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 expérimentale telle 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^{2D}, 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 Djen-Djen à Jijel 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 ouvrages portuaires en donnant des exemples en Algérie.

Dans la partie B, on a défini les différents types d'ouvrages portuaires, avec une classification des ouvrages d'accostages d'après leurs modes de fondations et leurs

conceptions. , ainsi que les efforts agissant sur ces ouvrages. On termine par les données relatives au port de Djen-Djen qui a fait l'objet de notre étude.

Le chapitre II est consacré aux ouvrages portuaires réalisés sur pieux et en particulier les quais sur pieux, ainsi que les efforts agissant sur ces ouvrages.

Après ces généralités, on a consacré le chapitre III au comportement du pieu. On a jugé intéressant d'énumérer les moyens d'évaluer la capacité portante d'un pieu isolé, on a aussi inclus un petit aperçu sur les frottements négatifs et le comportement d'un pieu isolé et un groupes de pieux sous charges latérales.

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 Djen-djen à Jijel. Les différentes phases de réalisation (exécution des pieux, enrochement, bétonnage du bloc et de la plate-forme, et activation des tirants d'ancrage) seront modélisées.

Pour simuler le comportement des pieux en service on les soumettra à divers efforts verticaux et horizontaux

PARTIE(A) : GENERALITES SUR LE PORT MARITIME

Rappel historique

Au XIX^{ème} siècle, la « marine en bois » est détrônée par la « marine en fer » - la voile cède la place à la vapeur, elle-même remplacée par la suite par les propulsions par moteur diesel.

A la fin du XIX^{ème} siècle, exceptés les paquebots, les navires marchands avaient une longueur limitée à la centaine de mètres, leur tirant d'eau était inférieur à 10 m.

Tous les ports recevaient pratiquement des navires de mêmes caractéristiques : le navire « cargo » avait un chargement constitué de marchandises de natures les plus diverses, conditionnées en colis susceptibles d'être manutentionnés à la main, éventuellement avec l'aide des mâts de charge des navires.

Les ports ont dû adapter en conséquence leur aménagement et leurs équipements, engageant d'importantes dépenses pour construire des infrastructures de grandes dimensions et des outillages spécialisés hautement performants. De leur côté, les armateurs qui exploitent des navires de grande taille et très spécialisés ont cherché à limiter le nombre des ports touchés par ces grandes unités sur lesquels ils ont concentré leurs trafics transocéaniques assurant ensuite la desserte des ports où la quantité de marchandises à embarquer ou débarquer ne justifie pas l'escale d'un grand navire, par des unités plus petites (navires feeders) dont le coût de construction et d'exploitation est sensiblement moindre. L'activité portuaire s'est donc concentrée sur un nombre limité de grandes places qui voient passer chaque année plusieurs millions de tonnes de marchandises et traitent pratiquement tous les genres de trafics (long cours ou moyennes distances, toutes natures de marchandises et de conditionnements).

Mais aujourd'hui, les ports modernes ne sont plus uniquement des points de connexion entre la terre et la mer. Ce sont aussi des centres de services qui jouent un rôle important dans le système de transport mondial.

Introduction

La construction d'un port, son équipement, l'aménagement de ses accès, la protection du rivage contre l'action de la mer constituent un ensemble d'opérations complexes, habituellement englobées sous la désignation de « travaux maritimes ». En fait, les travaux maritimes n'ont que très rarement une technique exclusive d'autres applications, leur caractère maritime provient essentiellement du site dans lequel ils sont réalisés ou du fait qu'ils sont destinés à la réception de navires dont la taille est devenue très importante.

Dans la phase actuelle d'expansion des échanges par mer, dont on peut observer un éventail largement ouvert des villes maritimes : les unes sont restées humbles et répondent à des besoins locaux limités ; les autres sont devenues puissantes et font face à de plus amples obligations. En outre le développement économique d'un pays et son rythme de croissance élevé entraîne un flux important de marchandises où la majorité de ce flux transite par les ports.

I. Définition d'un port :

Le port est un bassin formant un abri naturel ou artificiel sur les rives d'un océan, d'une mer, d'un lac ou d'une rivière et permettant l'ancrage, le mouillage ou le stationnement à quai des bateaux à couvert de la houle et des grands vents. Le terme port désigne le plan d'eau, mais dans son utilisation courante, il inclut les digues, les jetées, les quais et les docks qui bordent le plan d'eau proprement dit.

II. Le rôle d'un port :

1. Au point de vue économique :

Un port est un établissement destiné à la réception des navires en vue d'assurer la continuité des transports entre les voies maritimes et terrestres ou fluviales, à cette fonction de jonction entre deux modes de transport, se greffent deux aspects du rôle des ports maritimes :

➤ **Rôle industriel :**

Le port peut comporter des installations destinées à traiter ou transformer les matières premières importées ou exportées par la voie maritime, ce rôle industriel qui a déjà connu un grand développement au cours des dernières années, qui pose aux ports le problème de la constitution d'une vaste réserve foncière pour permettre l'implantation des usines.

➤ **Rôle de marché :**

Le rôle de transbordement d'un moyen de transport terrestre ou fluvial à un navire de mer peut s'accompagner d'opérations commerciales faisant du port un lieu de marché, cette fonction nécessite de puissants moyens de stockage et de conditionnement de la marchandise.

2. Sur le plan physique :

Le port doit d'abord permettre aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent pour :

- ❖ Effectuer leurs opérations de transit (chargement et déchargement de marchandise, embarquement et débarquement des voyageurs).
- ❖ Effectuer leur ravitaillement (combustible ou carburant, eau, produit nécessaires à la vie de l'équipage et des passagers).
- ❖ Assurer leur entretien et leurs réparations.
- ❖ Stationner en période de dérasement en attente des marchandises ou de voyageurs à transporter.

3. Les rôles des ports selon leurs trafics :

➤ **Trafic de voyageurs :**

Tous les ports des passagers doivent permettre de rapides mouvements des navires qui doivent pouvoir gagner et quitter leur poste de stationnement sans manœuvres compliquées, pour réduire autant que possible la durée des escales.

➤ **Trafic de marchandises diverses :**

Les dispositions des postes à marchandise dépendent, dans certaine mesure de l'importance relative du trafic qui s'effectue en transit direct.

- les ports de transit doivent permettre une grande rapidité des manutentions, d'approche et d'évacuation des marchandises.

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires

- Les ports à marchés doivent comporter de vastes installations de magasinage, la rapidité de passage de la marchandise dans le port étant moins importante que dans le cas précédent.

➤ **Trafic de marchandises pondéreuses solide en vrac :**

Les ports de charbonniers et minéraliers se caractérisent par la nécessité de recevoir des navires dont la taille est très importante, ils doivent disposer de vastes terre-pleins de stockage. Ces ports sont souvent liés à l'implantation d'industries lourdes (sidérurgie).

➤ **Trafic d'hydrocarbures (liquide ou gaz liquéfié)**

Ils doivent permettre l'accès des navires de taille toujours très importante et permettre des manœuvres faciles aussi bien à l'entrée qu'à la sortie. Leurs dispositions doivent toujours assurer une complète sécurité des navires, éviter une dangereuse propagation du feu en cas d'incendie. Et permettre une rapide évacuation des navires chargés d'hydrocarbure, en cas de sinistre

III. Classification des ports :

On peut classer les ports selon Deux types de critère:

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

1. Classification selon les caractéristiques :

On distingue les ports naturels et les ports artificiels.

➤ **Un port artificiel** (figure I.1) et (figure I.2)

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.

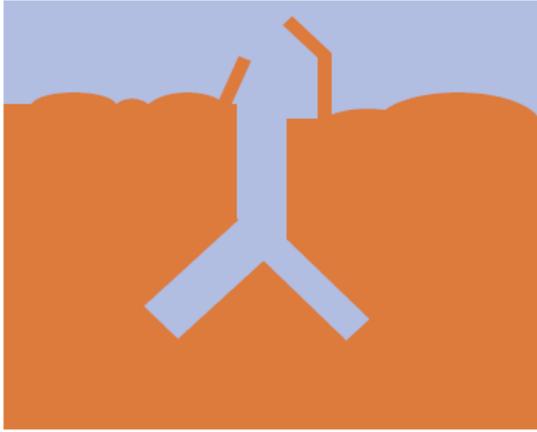


Figure I.1 : Canal coupé en Y

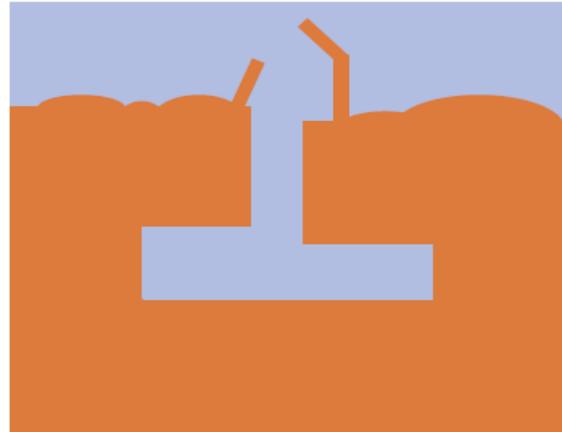


Figure I.2 : Canal coupé en parallèle

➤ **Un port naturel** (figure I.3)

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.

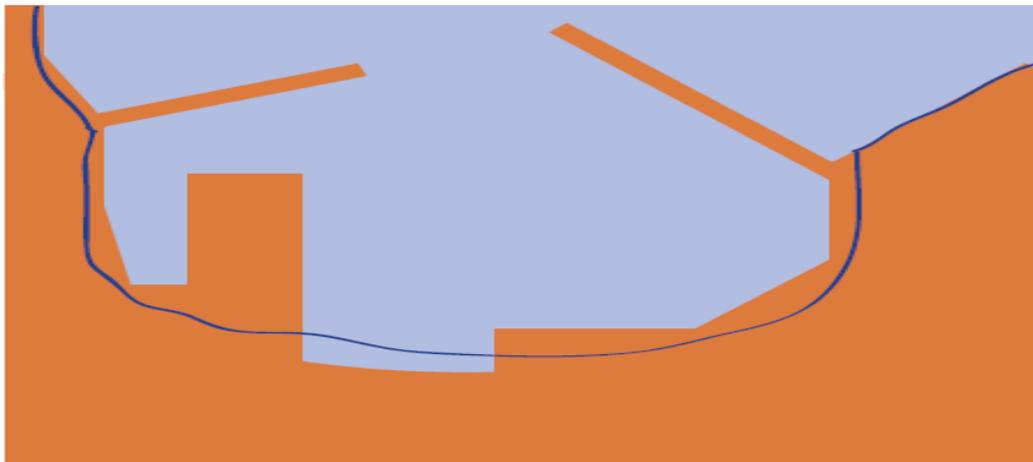


Figure 3 : Développement d'un port naturel (La ligne bleu représente, la limite de La cote naturelle).

➤ **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.

2. Classification selon les fonctions :

On distingue également les ports selon leur fonction et leur importance économique :

1. *ports 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

2. *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. *Ports de plaisance*

Ils disposent d'ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des bateaux (pour une plus ou moins longue durée), d'équipements pour la réparation et l'entretien des bateaux, ainsi que leur avitaillement, surtout pour la croisière.

Dans les ports dont l'activité principale est le trafic de passagers et/ou de marchandises, les activités de pêche et/ou de plaisance disposent de zones qui leur sont affectées, sans mélange avec le reste des activités de la place portuaire.

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.

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires

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

IV. Zones et terminaux portuaires :

En pratique, les opérations qui se développent de nos jours dans les ports ont contribué à l'utilisation de plus en plus fréquente, au sein des ports, de concepts nouveaux, en l'occurrence la zone portuaire et le terminal portuaire.

Le concept de zone portuaire est capital pour le bon déroulement des opérations de manutention. Il consiste à découper le port en :

- **Zones parallèles au quai :** d'abord la zone bord à quai, où sont implantées les grues et où les marchandises ne doivent pas être stockées, ensuite la deuxième et la troisième zone (avec souvent une différenciation entre les zones d'importation et d'exportation).

Plus on s'éloignera du bord à quai, plus les terre-pleins pourront être utilisés pour le stockage des marchandises. Ensuite on sortira du port et on passera de la zone sous douane à la zone hors douane.

- **Un terminal portuaire :** est constitué d'un poste à quai, ou d'un groupe de postes à quai, permettant le stationnement et l'opération des navires affectés à un trafic particulier, et complété par les installations terrestres nécessaires à l'exploitation de ce trafic.

V. Représentation schématique d'un port (figure I.4)

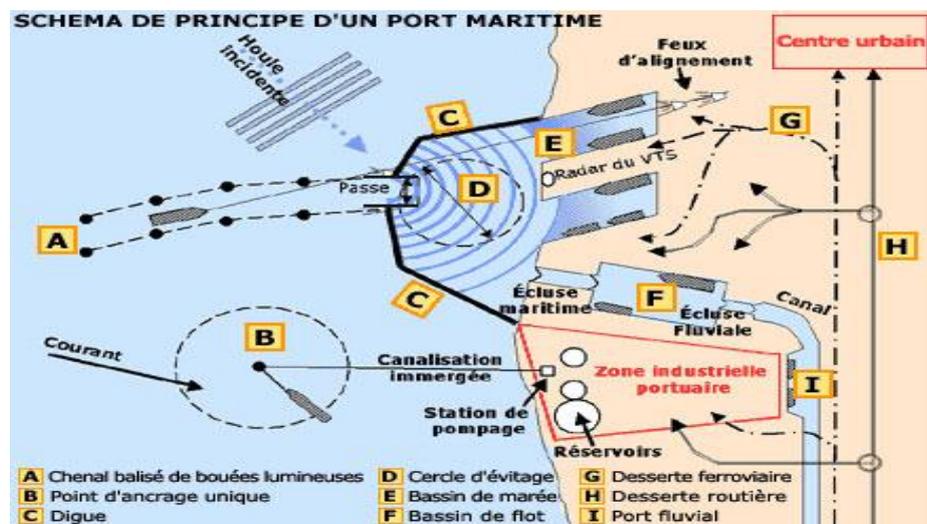


Figure I.4. Ports maritimes : schéma de principe

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires

Pour entrer dans le port, ou en sortir, le navire emprunte un **chenal balisé (A)**, aidé dans sa circulation par le radar du VTS (Visual Traffic System) et par les feux d'alignement.

- ✓ **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).
- ✓ **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.

VI. Exemples de ports maritimes en Algérie :

❖ 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 de 2 800 T/an en matière de pêche et 10 985 920 T/an pour le commerce.



Figures I.5 : Port de BEJAIA.

❖ Nouveau Port de Skikda: (Figure I.8)

Se trouvant à l'est de la ville de Skikda et au nord-ouest de la plate-forme industrielle, le Nouveau port de Skikda se situe entre la longitude Est $6^{\circ}57'00''$ et la latitude Nord $36^{\circ}55'53''$, l'accès maritime se caractérise par une passe d'entrée de 250m de longueur et 18m de profondeur. Ce port dispose d'un bassin de 59ha et d'un cercle d'évitage de 550m.



Figure I.6 : Photographie du Nouveau port de Skikda

❖ 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



Figures I.7 : port de sidi Fredj

❖ Port d'Alger

La baie d'Alger a une ouverture de 15 kilomètres environ, de l'ouest à l'est; sa profondeur dépasse 7 kilomètres. Le port, tout artificiel, a 90 hectares. Il est formé :

- par une jetée de 200 mètres de longueur (jetée Khéredine) qui réunit à la terre ferme l'îlot sur lequel les Espagnols avaient construit le Fort du Pegnon;
- par une seconde jetée, dite du Nord, qui s'enracine sur cet îlot et court dans la direction du nord-ouest au sud-est, sur une longueur de 900 mètres
- par la jetée, dite du Sud, qui s'enracine à la terre ferme sous un ancien fort turc (fort Bab-Azoun). Cette jetée, composée de deux branches se réunissant à angle droit, est terminée par un musoir qui laisse, entre son extrémité et la jetée du Nord, une passe de 250 mètres.



Figure I.8 : vue aérienne de port d'Alger

Partie (B) présentation et description de différent types d'ouvrage portuaire

Les Ouvrages qui constituent l'armature d'un port sont regroupés en deux catégories :

- les ouvrages extérieurs : chenal d'accès, digues de protection contre la houle et avant port,
- les ouvrages intérieurs qui permettent au port de tenir son rôle : darses, quais, appontements, écluses, formes de radoub, formes de construction, ponts mobiles ; Mais aussi les ouvrages servant à la navigation tels que phares, balises, feux des musoirs.

I. Ouvrages extérieurs :

1. Le chenal d'accès :

Le chenal d'accès a 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.

Le chenal est matérialisé par des couples de bouées ou des amers fixes portant des marques et des feux caractéristiques; son axe peut être signalé par un alignement constitué par deux amers placés à terre et munis de feux.

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.

3. Les digues :

Elles protègent l'avant-port contre l'agitation due à la houle et sont conçues pour résister à l'assaut des vagues.



Figure I. 9 : Exemples de digues

Trois types d'ouvrages sont utilisés :

✚ 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.

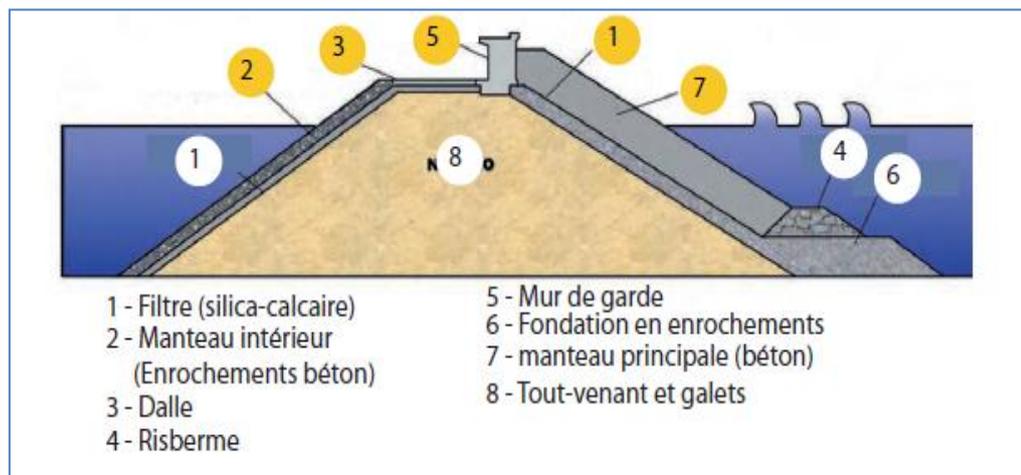


Figure I. 10 : Schéma d'une digue à talus

✚ les digues verticales

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 remplis 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.

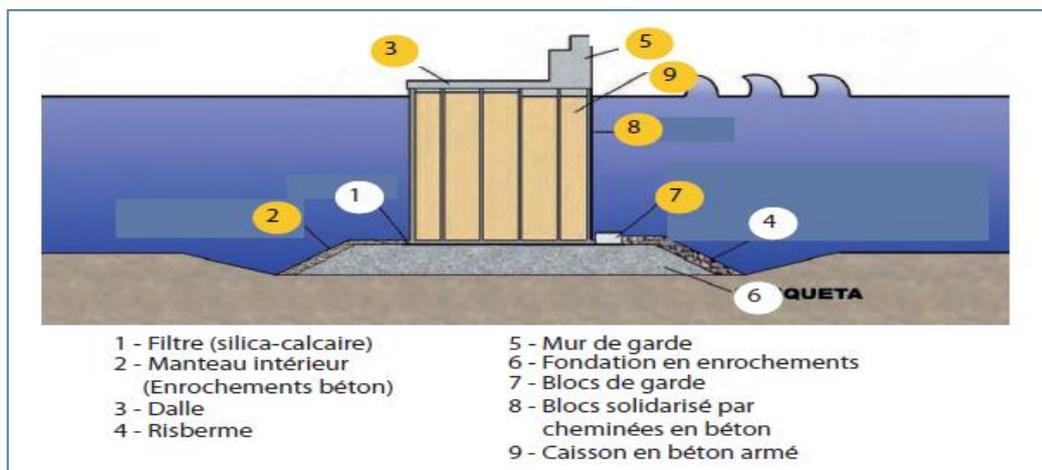


Figure I. 11 : Schéma d'une digue verticale

✚ 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.

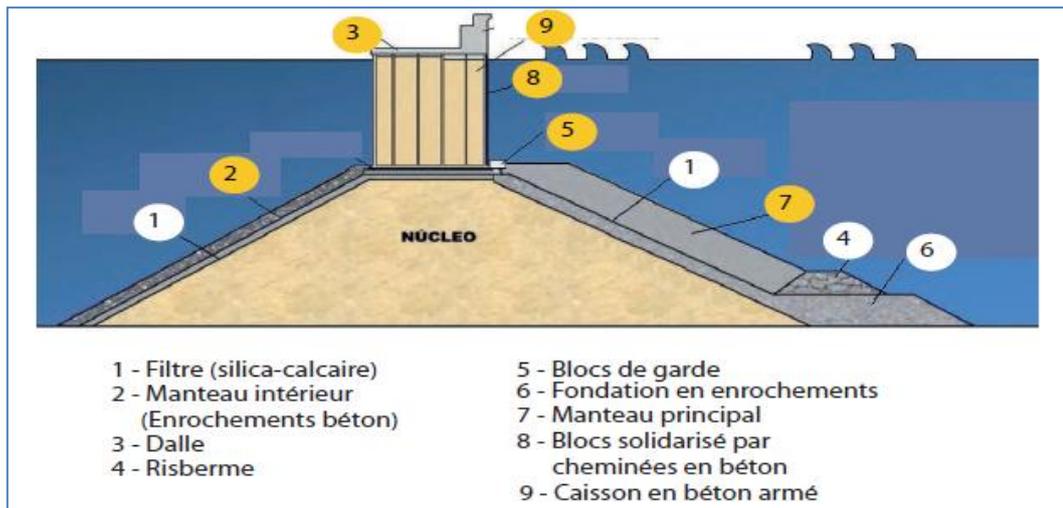


Figure 12 Schéma d'une digue mixte

II. Ouvrages intérieurs :

1. Bassins :

Depuis l'avant-port, le navire gagne son poste d'opération qui est établi dans un bassin où le plan d'eau ne doit pas avoir une agitation supérieure à 50 cm, une valeur de 80 cm étant un maximum admissible pour les grands navires de l'ordre de 50 cm (pour les unités fluviales). Lorsqu'il est en communication directe avec l'avant-port, le bassin est dit "de marée". La profondeur du bassin et celle du poste d'opération sont égales à la somme :

- du tirant d'eau maximal admissible,
- du marnage maximum (incluant l'effet des marées et des surpressions atmosphériques),
- d'une sur profondeur, fonction de l'importance des dépôts solides qui peuvent se former dans le port (en générale 1 m), de l'imprécision des sondages.

2. Ouvrages d'accostage et d'amarrage :

Le long des bassins sont établis des ouvrages sur lesquels les navires viennent accoster et s'amarrer pour débarquer ou embarquer les passagers ou les marchandises.

- Lorsque ces ouvrages jouent un rôle de soutènement des terres, permettant la réalisation de zones de manœuvre pour les engins de manutention jouxtant le front d'accostage, on les désigne par le terme de **quais**.

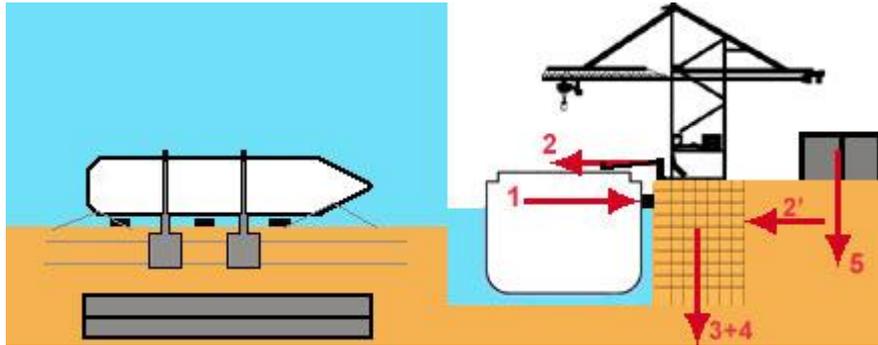


Figure I.13 : Exemple schématique d'un quai

L'ouvrage assure une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister :

- aux efforts horizontaux d'accostage (1) et d'amarrage (2) et à la poussée des remblais (2')
- aux efforts verticaux
 - de son poids propre (3)
 - des engins de manutention (4)
 - des charges sur le terre-plein (5)

La principale différence entre une jetée et un quai pourrait se résumer de la manière suivante :

Bien que les deux sont utilisés pour fournir l'accès à des navires ou bateaux, **un quai** est une plateforme soutenue par des pieux ou des piliers qui permet de prolonger un rivage sur l'eau.

Une jetée est habituellement construite parallèlement à la côte.

- Lorsqu'ils sont implantés à quelque distance du rivage, on les qualifie généralement **d'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.

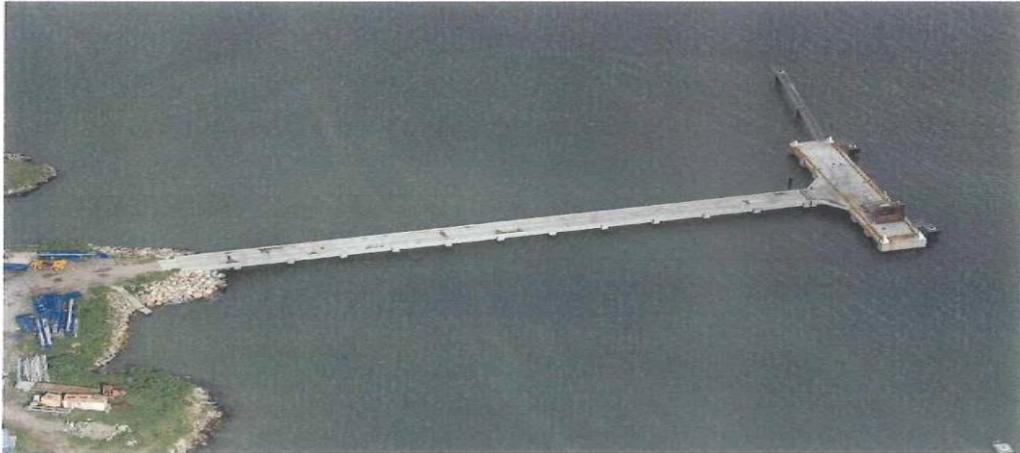


Figure I.14 : Appontement vraquier de France Martinique

- Dans ces derniers cas, l'accostage s'effectue souvent sur **des ducs d'Albe**, qui sont implantés de part et d'autre de l'ouvrage qui sert d'aire de support et manœuvre pour les engins de manutention

Les Ducs d'Albe sont constitués :

- par des faisceaux de pieux en bois, ou plus généralement des tubes métalliques : ce sont alors des ouvrages souples (figure I.15), destinés à l'accostage, l'énergie cinétique du navire étant absorbée par la flexion du duc d'Albe,
- ou par des gabions de palplanches plates, ou des caissons en béton armé: ce sont des ouvrages rigides (figure I.16) qui servent à l'accostage et à l'amarrage: il faut alors équiper ces ouvrages de défenses souples pour absorber l'énergie lors de l'accostage.



*Figure I.15 : Duc d'Albe souple
(Port de Marseille)*



figure I.16 : Duc d'Albe rigide (Port Alcludia, Espagne)

2.1 Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance:

Lorsque le sol de fondation offre une bonne résistance (sols rocheux, galets, sable compact), les quais sont réalisés sous forme d'ouvrages massifs capables de résister aux

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires

efforts horizontaux (vers la terre, causés par l'accostage des navires et vers le bassin, provoqués par la poussée des remblais et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre.

✓ 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.

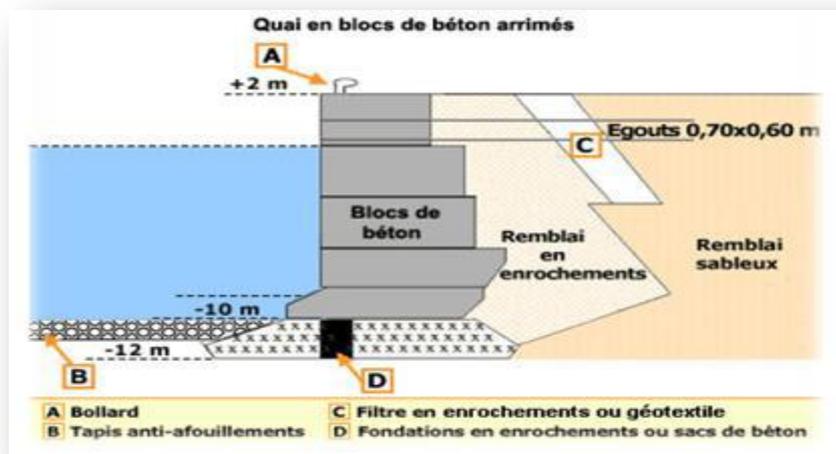


Figure I.17 : Quai en blocs de béton armé

✓ Quai en caissons en béton armé :

Les caissons peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement dans une forme de radoub ou une cale de travaux. Ils sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien des terres dans le cas des ouvrages continus. Ils sont en béton armé, ou précontraint

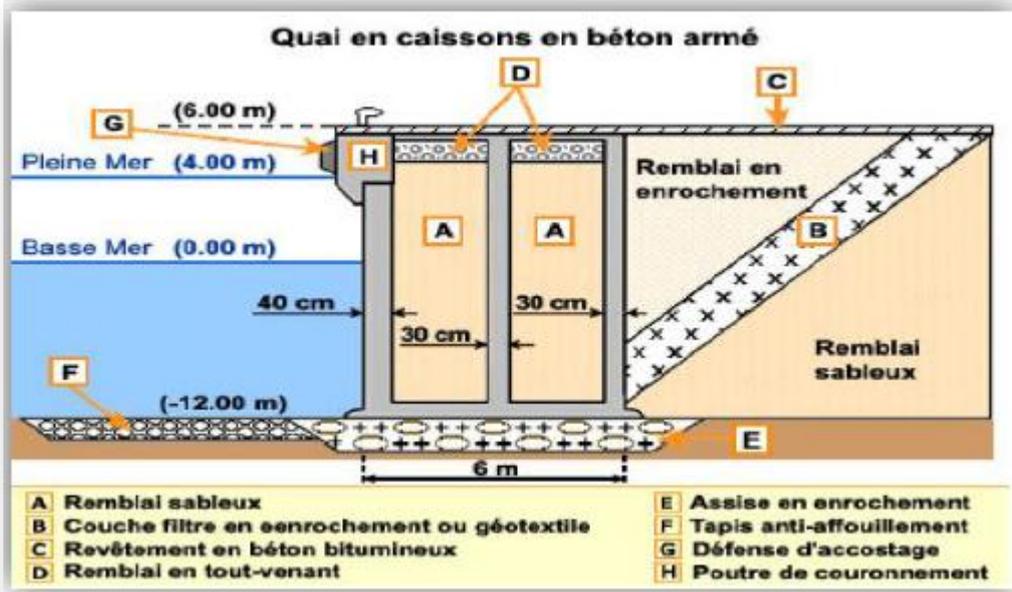


Figure I.18. Quai en caissons en béton armé

2.2 Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance :

✓ 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.

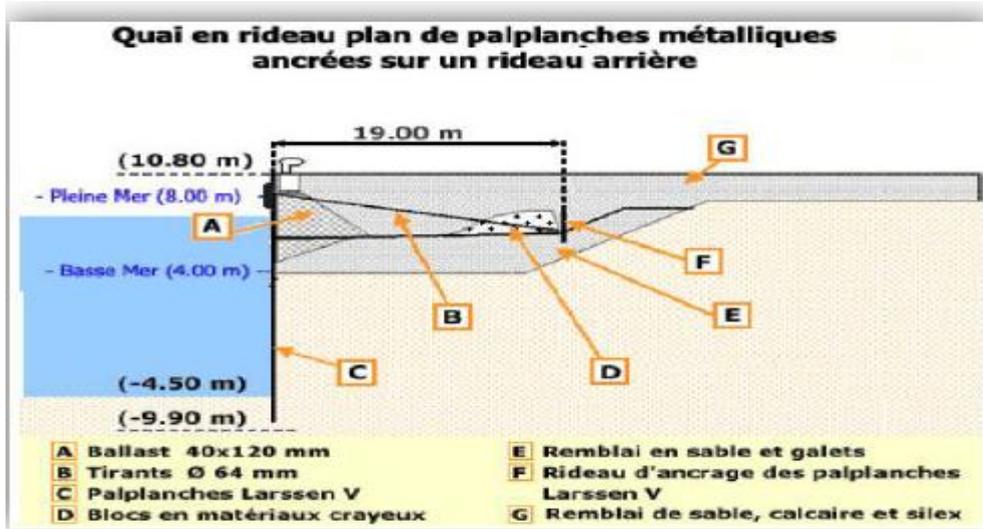


Figure I.19. Quai en rideau de palplanches

✓ 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.

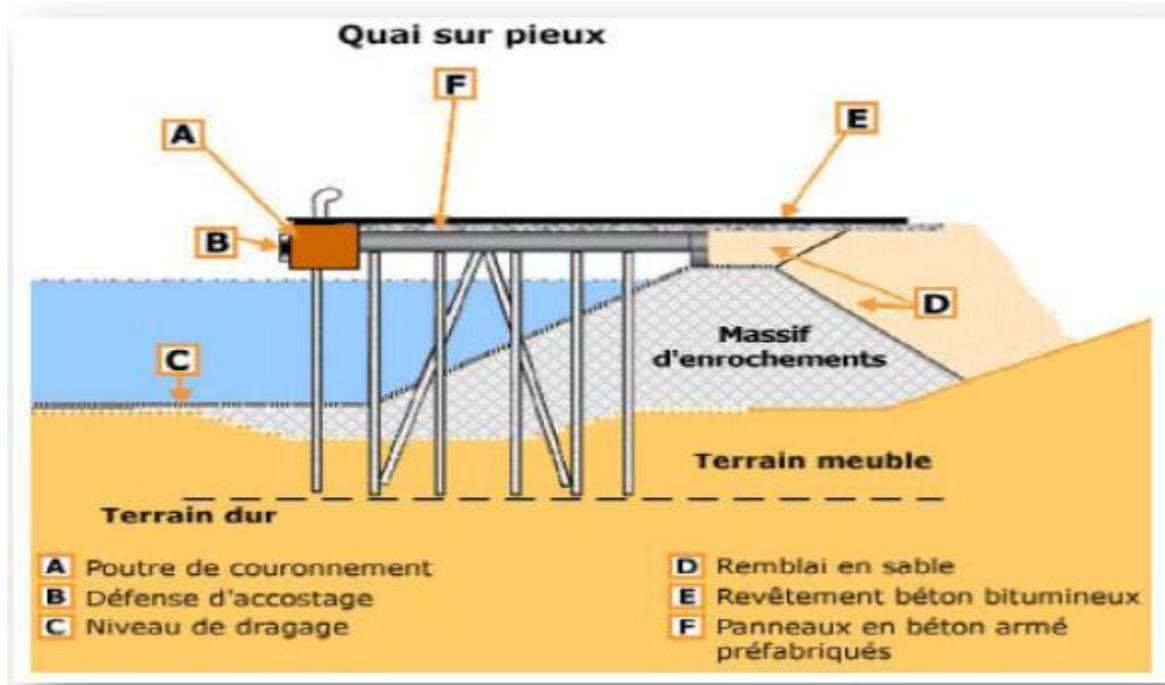


Figure I.20. Quai sur pieux

✓ Quai mixte :

Le quai "danois" est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plate-forme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier. La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et, éventuellement, par la réaction horizontale des pieux inclinés. Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et, éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches. Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable.

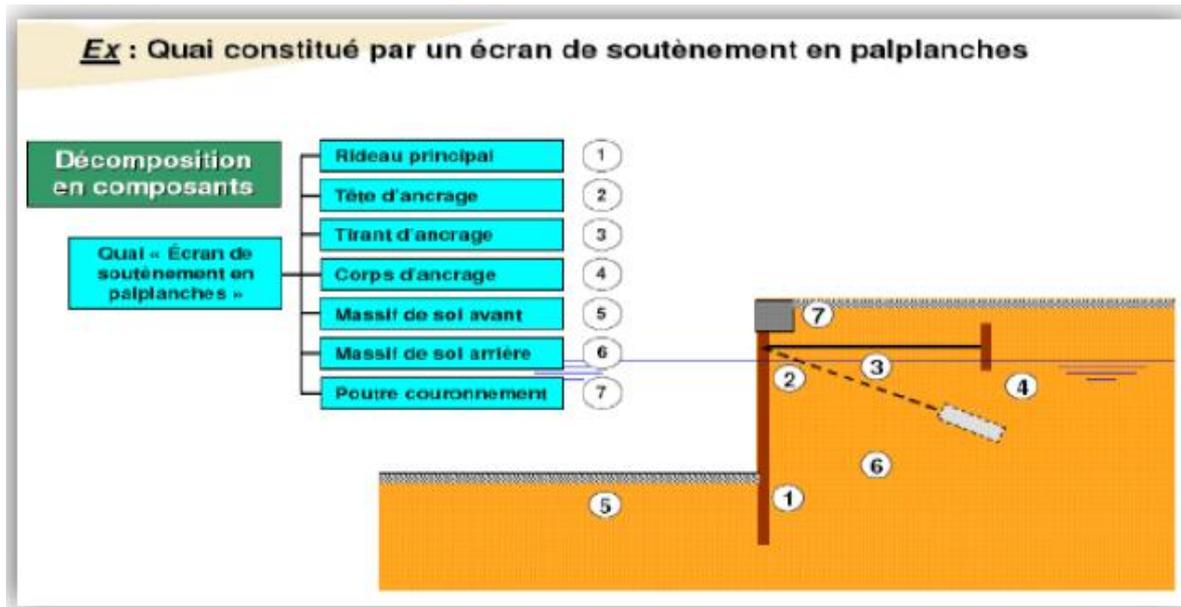


Figure I.21. Quai mixte

✓ Accessoires des ouvrages d'accostage :

- ❖ 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.
- ❖ **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.
- ❖ Lorsque le largage des amarres doit pouvoir être effectué très rapidement (par exemple pour permettre à un navire chargé de marchandises dangereuses de quitter très vite le poste), on utilise des **crochets** dont l'ouverture libère instantanément l'amarre.
- ❖ 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** capables d'absorber des énergies qui sont fonction de la masse du navire et de sa vitesse de dérive au moment de l'accostage (100 tm pour un navire de 50.000 tonnes dérivant à 20 cm/s).

- ❖ **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.
- ❖ 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.



Figure I.22. Equipements pour les ouvrages d'accostage et d'amarrage

III. Les différents types d'efforts agissant sur les ouvrages d'accostages :

1. Effort horizontaux :

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.

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.

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 encasté.

L'ordre de grandeur des efforts horizontaux sur portiques ramenés au mètre de quai peut atteindre $3 \cdot 10^4$ N à $5 \cdot 10^4$ N.

1.4 Les forces dues à la houle :

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

1.5 Poussée des terres

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

- φ Angle de frottement
- C cohésion
- γ Poids spécifique du sol au-dessus du niveau de la nappe (souvent voisin de 1.8 t/m^3),
- γ' poids spécifique du sol déjaugé (souvent voisin de 1.1 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.

1.6 Surpression hydrostatique

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

1.7 Butée de sol

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

2. Efforts verticaux

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 augment le risque de glissement.

2.2 Surcharges d'exploitation

De part son exploitation, l'ouvrage est expose a une surcharge sur elle-même et sur le terre-plein. Par suite ces surcharges doivent être prises en compte dans la mesure qu'elles aggravent les conditions de calculs. Il faut alors forcément tenir en compte des poussées horizontales induites. On tient aussi en compte de ces poussées même si la surcharge est appliquée seulement sur le terre-plein.

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

4 à 6t/m² pour un trafic de marchandises diverses

6 à 20t/m² pour des trafics pondéreux selon les conditions d'exploitation.

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

IV. *Protection en enrochement des ouvrages portuaires :*

1. **Considérations et définitions générales :**

1. a. *Types d'ouvrages :*

- L'enrochement peut être utilisé pour les types d'ouvrages suivants, dans les ports et les marinas :
- Les digues conçues pour protéger le port contre une action inacceptable de la houle ou des courants.
- Les revêtements en enrochement qui empêchent l'érosion du matériau constitutif des berges ou des remblais qui protègent les terres, par exemple dans le cadre d'une poldérisation.
- La protection des quais, des appontements et des ducs d'albe conçu pour l'amarrage des navires et le chargement / déchargement des marchandises, des passager et des véhicules. A l'intérieur des ports les actions hydrauliques qui s'exercent sur les ouvrages sont généralement dominés par les vagues induites par les navigations et par les vitesses induites par les hélices de propulsion. Les différents types de protection incluent :
 - a. **La protection de talus** sur les remblais, y compris ceux qui se trouvent au dessous des quais sur pieux
 - b. **La protection de pied** des quais verticaux et de certains types d'appontement afin d'empêcher la perte de matériau
 - c. **La protection de fond** devant les quais verticaux et les talus en enrochement, autour des pieux des appontements ou des ducs d'albe, afin d'empêcher l'érosion du fond et protéger le volume de sol qui fournit une résistance passive.
 - d. **Les soubassements en enrochement** qui se trouvent sous les quais poids, soit dans le but de former une couche de nivellement afin d'aplanir les variations du niveau du fond, soit pour répartir les fortes charges d'appui du mur vers le fond, soit pour réduire la hauteur du mur afin que son dimensionnement soit économique.

1. b. *Principales caractéristiques :*

Les éléments suivants doivent être pris en considération lors du dimensionnement des protections en enrochement des ouvrages portuaires :

- résistance à l'attaque de la houle et des courants, naturelle aussi bien qu'induite par la navigation;
- résistance aux actions hydrauliques causées par les hélices principales et les propulseurs (étrave et poupe) ;
- capacités d'installation et de maintenance sous-marines ;
- résistance aux mouvements après le placement (glissement ou délogement) ;
- résistance mécanique aux impacts accidentels ;
- constructibilité, y compris les conditions d'exposition temporaires du site ;
- facilité de réparation après une détérioration causée par des événements extrêmes ;
- durabilité en service ;
- rapport qualité/prix.

V. *Données relatives au Port de djen-djen*

1. **Situation géographique de l'ouvrage :**

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 Den-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 I. 23 : Port de Djen-Djen (Jijel)

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires

1. Ouvrages portuaires existants :

Les caractéristiques du port de djen-djen sont les suivantes (voir plan de masse ci-après) :

- Terre pleins : surface totale de 120ha,
- Plan d'eau abrité : estimé à 123,3ha (hors zone centrale réservée à l'extension des quais)

Le tableau ci-après donne les superficies des bassins et leur profondeur ainsi que les longueurs des ouvrages d'accostage

Tableau I.1 : les superficies des bassins et leur profondeur et les longueurs d'ouvrages d'accostage

Bassin	Plan d'eau (ha)	Profondeur(m)	Ouvrage d'accostage (ml)
Zone d'évitage et chenal d'accès	72,70	18,80 à 19,30	
Port ouest	26,40	10,50 à 18,20	1058
Port est	22,20	11,00	1014+1 appontement Ro-Ro
Port de servitude	5,00	2,50 à 7,00	1 appontement pour vedette de 120ml et 1 appontement pour remorqueurs (5 postes)

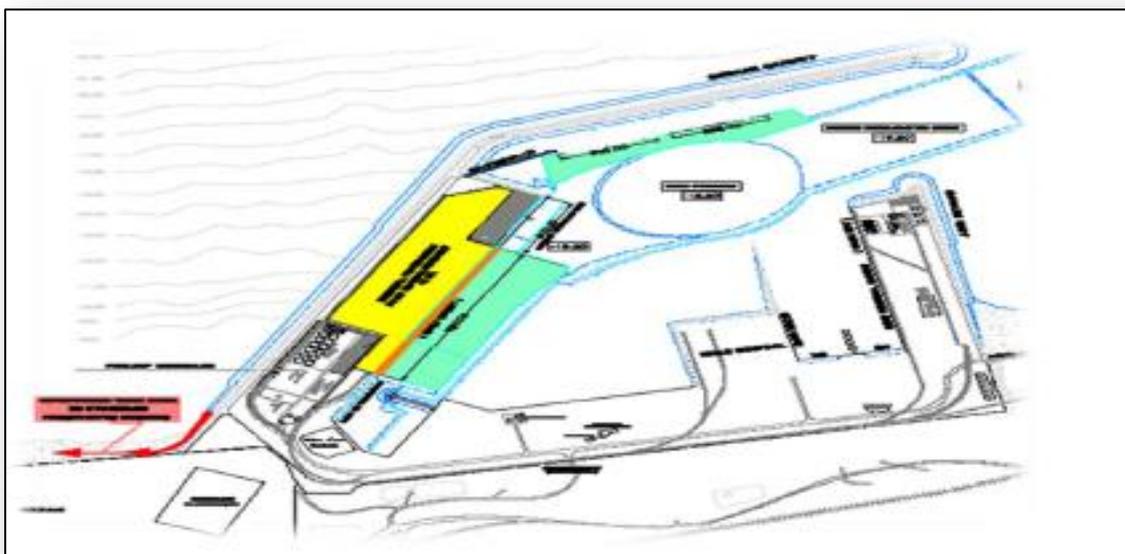


Figure I. 24 : Plan de masse de l'état actuel du port de Djen-Djen

2. Ouvrage de protection

Les ouvrages de protection sont constitués par :

- Une jetée nord-ouest d'une longueur de 3000m. C'est un ouvrage à talus protégé par des blocs cubiques rainurés(BCR) fondée à une profondeur variant de 0 à 19m.
- Une jetée Est d'une longueur de 897m qui également un ouvrage à talus fondé à des profondeurs variant de 0 à 12m

Ouvrage d'accostage

➤ Général Cargo :

- Longueur : 770m
- largeur : 200m
- Superficie : 15m
- Tirant d'eau : 11m

□ Quais Mixte :

Comprenant un terminal à conteneur normalisé d'une capacité de 60.000 e.v.p /an

- Longueur : 250 m - Largeur : 300 m
- Superficie : 7,5 hectares - Tirant d'eau : 11 m

□ Quai Roulier :

Composé de trois (03) rampes RO –RO

- Superficie : 9 hectares - Tirant d'eau : 11 m

□ Quai Ouest :

Il est le plus important ouvrage du port:

- Longueur : 1060 m - Largeur : 300 m
- Tirant d'eau : 10.5 m à 18.20 - Superficie : 30 ha dont 6 ha revêtus

Les superstructures du port de Djen-Djen sont constituées d'un bloc de capitainerie, d'un complexe sanitaire (restaurant, vestiaires et douches) et d'un bloc administratif regroupant tous les services du port (douanes, police des frontières).



Figure I. 25 : Vue aérienne de l'état actuel du port de Djen-Djen

Conclusion

À travers ce chapitre, consacré aux généralités sur les ouvrages portuaires, on a montré les différents types d'ouvrages portuaires et les éléments qui les constituent, on a montré aussi le rôle que joue un port dans l'économie d'un pays. Ce chapitre donne aussi les fonctions des quais et décrit les forces agissantes en général sur les ouvrages d'accostages.

Dans ce chapitre une présentation de données relatives au Port djen djen (Jijel) a été faite. Ceci nous a permis de localiser le site où le projet est réalisé.

I. Introduction

De tout temps les hommes ont été passionnés par la mer et la navigation, ceci permis non seulement la découverte d'horizons lointains mais l'établissement de comptoirs portuaires le long des côtes, assurant d'une part des abris pour les bateaux en stationnement et d'autre part de lien entre les transports maritimes et terrestre.

Les quais sont les ouvrages d'accostage et d'amarrage certainement les plus nombreux. Cependant, les quais ont pour leur plus grand nombre été conçu pour une autre fonction qui implique l'accostage et l'amarrage. La fonction principale est souvent le chargement et le déchargement de passagers ou de marchandise. De la même façon, les quais remplissent souvent une fonction secondaire implicite : le soutènement des terres en arrière du front de quai. L'accostage des navires nécessite un tirant d'eau adapté au droit du quai, imposant la verticalité, ou tout au plus une légère inclinaison du front de quai.

Dans le cas des quais sur pieux le soutènement peut se trouver en arrière de la plate-forme, ou être constitué d'un talus sous la plate-forme.

II. Fonction des quais sur pieux

Les quais doivent assurer les fonctions suivantes :

- Permettre l'accostage et l'amarrage des navires et ceci compte tenu des conditions de marnage

- Reprendre les charges d'exploitation et d'outillage, assurer la liaison entre le navire, la terre et éventuellement avec les ouvrages voisins. Le quai supporte toute partie de l'outillage de manutention (grue, portique, convoyeurs, voie ferrées ou routières...) et constitue une zone de stockage.

- Assurer éventuellement les soutènements des terres. Il s'agit de retenir les terres situées sous l'ouvrage et à l'arrière de l'ouvrage, y compris si nécessaire, par la réalisation de mur en retour.

III. Catégories de quais sur pieux :

D'après les notices édités par le Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF) : notice [PM - No.79.79], et la notice [PM - No. 86.04] en fonction de la configuration des éléments sous la plate-forme, les quais sur pieux peuvent être schématiquement répartis en quatre grandes catégories:

✓ *Les quais fermés (type danois) :*

Dans ce type de quais, la structure de soutènement, formée d'un rideau de palplanches ou d'une paroi moulée, se trouve en avant de l'ouvrage. Cette structure se plonge du pied de talus jusqu'au bord inférieur de la plate-forme en créant une sorte de caisson fermé.

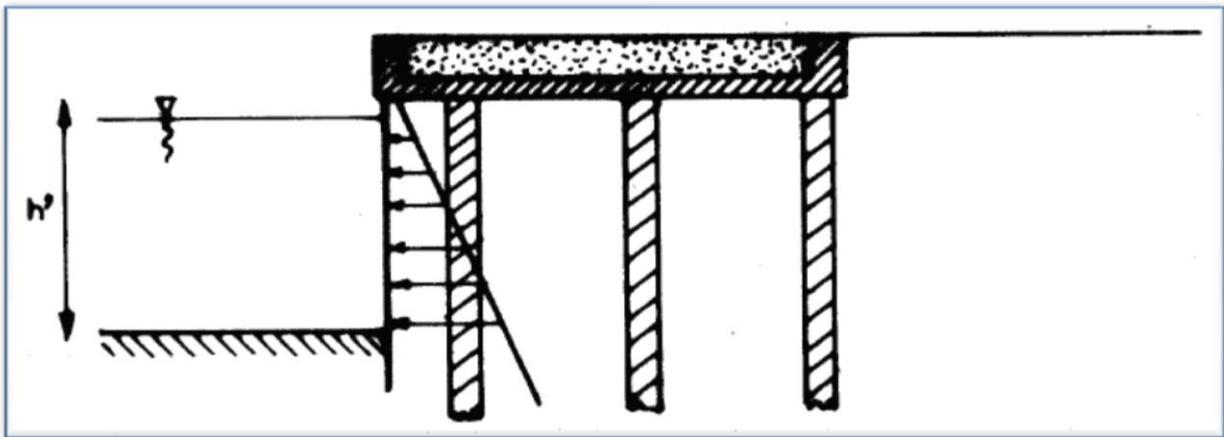
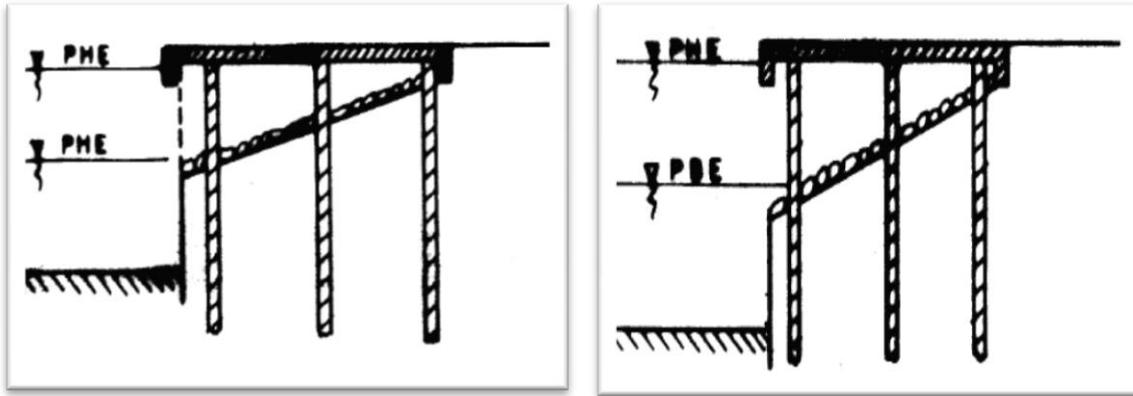


Figure II.1 Les quais fermés

✓ *Les quais semi-ouverts :*

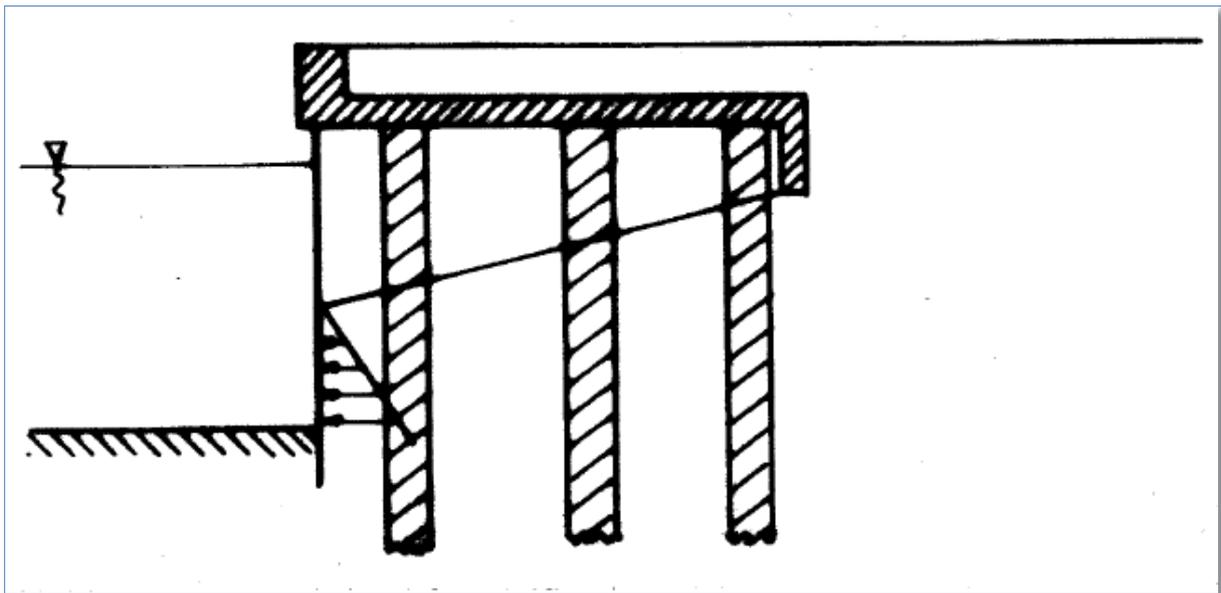
Dans ce cas, la structure de soutènement qui se trouve en avant de l'ouvrage ne remonte pas jusqu'à la plate-forme et se termine à une cote inférieure à celle des plus basses eaux.



FiguresII.2 Les quais semi-ouverts

✓ *Les quais ouverts (type hollandais) :*

Sur ces quais le talus descend jusqu'au au niveau du bassin et le mode de soutènement arrière peut être assuré par des ouvrages divers comme des rideaux de palplanches.



FigureII.3 Les quais ouverts (type hollandais)

✓ *Les appontements :*

Lorsque l'ouvrage est complètement dissocié de la côte et qu'il n'a pas de fonction de stockage, on choisit un platelage fondé sur pieux sur lequel des engins de manutention circulent et où peuvent accoster des navires.



Figure II.4 : Accostage d'un pétrolier sur un appontement du terminal pétrolier de Donges (Port autonome de Nantes-Saint-Nazaire)

IV. Éléments principaux constitutifs des quais sur pieux :

Les éléments principaux constitutifs de ce type de quais ouverts sont représentés en (Figure II.5) Ils consistent en :

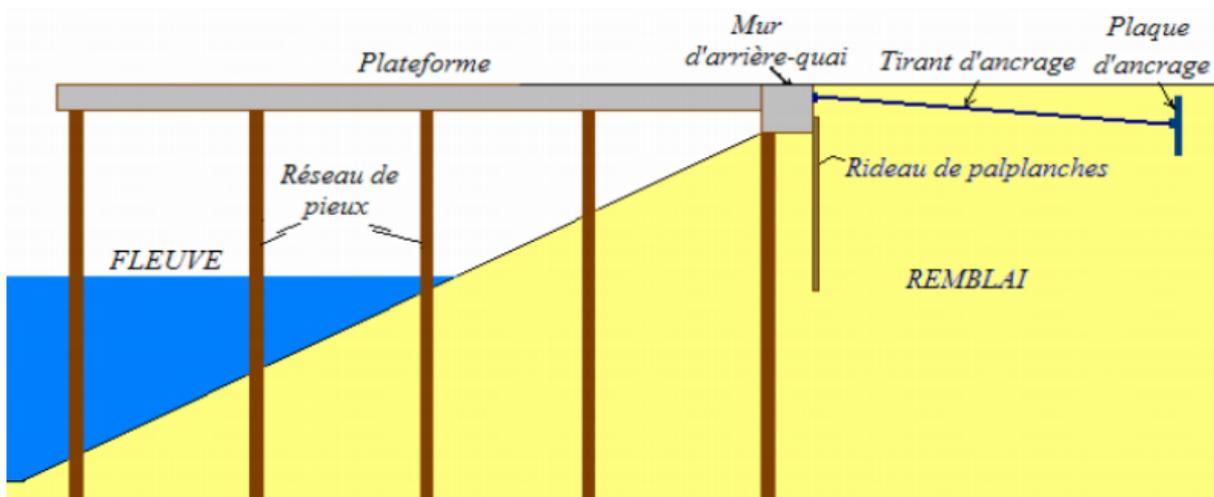


Figure II.5 Éléments principaux d'un quai sur pieux de type hollandais

- **Une plate-forme**

pour laquelle on peut distinguer : la plate-forme haute où les charges et surcharges reposent directement sur la dalle, et la plate-forme basse où le platelage proprement dit est surmonté d'une couche de remblai pour assurer la répartition des charges concentrées en surface et augmenter les charges verticales pour que les pieux puissent reprendre des efforts horizontaux plus importants.

▪ **Les pieux**

Pour lesquels on distingue : les pieux métalliques vides ou remplis de granulats, les pieux métalliques remplis de béton, les pieux en béton préfabriqués. Selon la nature du terrain et le type de pieux, ils sont battus ou forés. Leur choix dépend de la charge verticale qu'ils auront à supporter et des efforts de flexion éventuels, de leur longueur, des difficultés de mise en œuvre, de l'agressivité chimique ou bactériologique des eaux et de la corrosion, des possibilités et des facilités d'éventuelles réparations et du coût.

▪ **Le talus**

Cet élément est en fait le facteur déterminant pour la conception et le dimensionnement du quai sur pieux et il est souvent la partie qui pose le plus de problèmes. Si la pente d'équilibre est inférieure à celle qui était prévue, le dimensionnement de l'ouvrage peut être remis en cause. Par ailleurs, les risques d'accident au moment de sa mise en œuvre sont non négligeables (positionnement des empierrements, travail sur zone non stabilisée).

▪ **Le remblai arrière**

Il peut être réalisé par différents types de remblai. Il requiert un compactage suffisant pour éviter des tassements ultérieurs trop importants.

▪ **Les ouvrages de soutènement**

On trouve généralement des rideaux de palplanches en crête de talus qui disposent d'un ancrage au niveau du platelage.

▪ **Les tirants et les ancrages**

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.

Les tirants peuvent être passifs ou actifs. Pour les tirants passifs la traction est reprise par le tirant qui transmet les efforts à une plaque ou un rideau d'ancrage.

Pour les tirants actifs la mise en tension est réalisée après leur pose ; ces tirants offrent l'avantage d'appuyer fermement le quai sur le terre-plein arrière ce qui permet de rigidifier l'ensemble et d'en limiter les mouvements ultérieurs. Le contrôle du niveau de précontrainte

et la mise en œuvre technologique lors de chantiers multi-phases rend cette technique toutefois peu utilisée.

V. Sollicitations supportées par les quais sur pieux

L'analyse correcte du comportement d'un quai sur pieux impose la parfaite connaissance des sols concernés (stratigraphie et propriétés) et des mouvements de l'eau dans les remblais, la prise en compte de toutes les sollicitations que le quai a à supporter ainsi que la compréhension de la distribution des efforts dans l'ouvrage et leur passage au substratum.

[PM 86-04 octobre 1986].

Les actions des forces en jeu sont représentées de manière schématique sur le croquis de la (figure II.6)

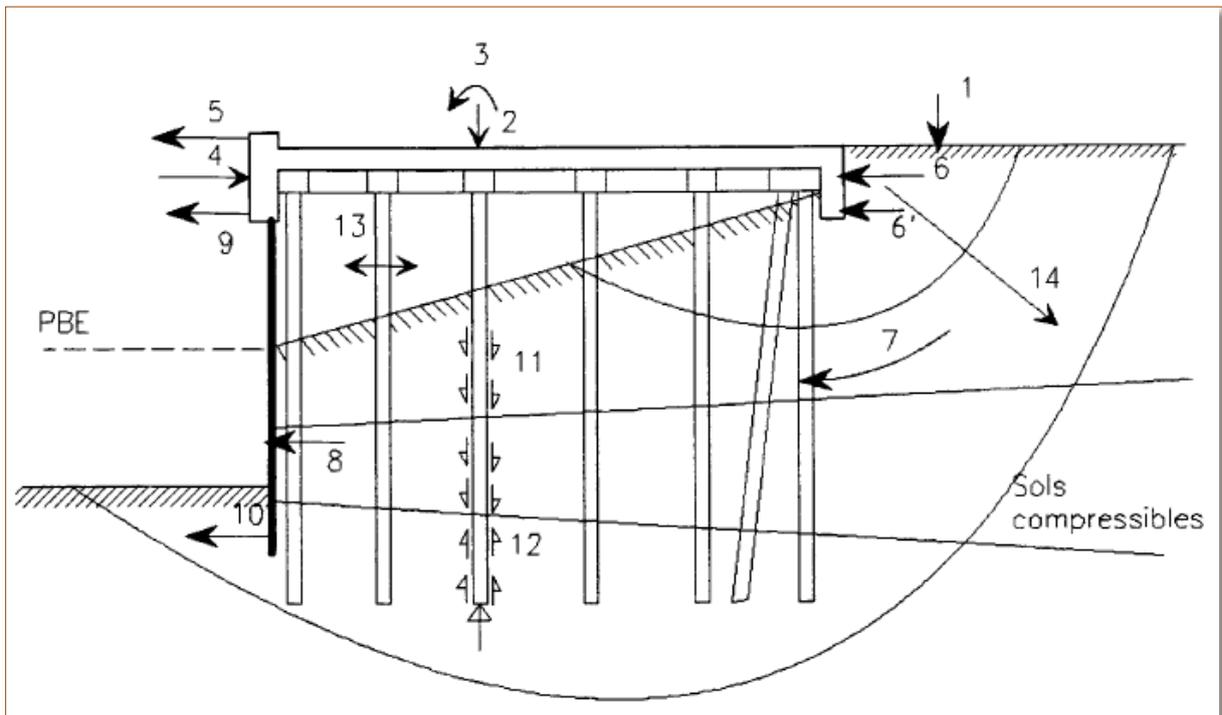


Figure II.6 Représentation schématique des sollicitations aux quelles sont soumis les quais sur pieux

On distingue les charges uniformément réparties ou concentrées agissant sur le terre-plein (1) ou sur la plate forme (2) ainsi que les mouvements de flexion (3) appliqués éventuellement à cette plate forme.

Les efforts d'accostage (4) et d'amarrage (5) provoquent des déplacements identiques en tête de pieux qui s'en trouvent tous sollicités.

Par ailleurs les efforts d'accostage mobilisent la butée du sol (6') en arrière de la bêche arrière de la plate forme.

L'effort de poussée sur la bêche arrière (6) résulte à la fois du poids des terres et des surcharges (1) agissant sur le terre-plein.

L'effort(14) exercé par le tirant se décompose en un effort horizontal (effet recherché par la mise en place de tirant) et une composante verticale venant charger les pieux arrière de l'ouvrage.

A ces sollicitations fonctionnelles, il convient de rajouter des sollicitations apportées par la masse de terre instable qui tend à se déplacer vers la mer (7). Celle-ci provoque à la fois des poussées latérales sur les pieux et une poussée sur le rideau de soutènement avant(8). Cet effort de poussée est repris d'une part par la butée devant l'ouvrage (10) et d'autre part(9) par la plate forme donc par les pieux.

Cette masse de remblai provoque également un tassement du sol compressible également un tassement du sol compressible et donc des frottements négatifs (11) sur toute l'épaisseur de remblai traversée et pratiquement sur toute l'épaisseur de sol compressible, ainsi qu'éventuellement une surtension dans le système d'ancrage (14)

La manière dont se fait cette distribution des efforts, et la modalité de calcul correspondantes, sortent du cadre de la présente notice du [STCPMVn°86-4(conception des quais sur pieux)]

Deux points importants doivent être vérifiés :

- La stabilité au glissement doit être assurée avec une sécurité suffisante : au grand glissement (cercles passant sous l'ensemble de l'ouvrage) aux glissements locaux (en pente de talus et sous la bêche arrière).
- L'évolution de l'effort de poussée sur le rideau de soutènement avant est un des points délicats de calcul : des glissements plans sur plan dus à la présence de couche molle inclinée peuvent conduire à des efforts de poussée sur le rideau supérieur à ceux donnés par le coin de coulomb.
- Les pieux sont donc soumis à une combinaison de sollicitation particulièrement complexe. Sans oublier les risques de flambement dans leur partie hors-sol (13)

VI. Réalisation d'un quai sur pieux (exemple Port de La Turballe)

Le principe du "quai danois" est assez simple et consiste à faire reposer le quai portuaire en construction sur des pieux. Ici, il s'agit de pieux en béton, chemisés par un tube métallique et

fichés dans le substratum rocheux sain. L'un des avantages de cette méthode, selon [Gérard Cardona (Conducteur de Travaux SB Pieux du chantier)], consiste "en l'amortissement de la houle à l'entrée du port, grâce à sa conception en enrochement sous quai."



FigureII.7 Le port en cours des travaux

✓ **Phasage et Méthode de réalisation des pieux forés**

Les travaux sur le site du quai de débarquement du port de la Turballe sont conduits en cinq étapes successives :

1) Terrassements (dévasage - minage)

La première phase consiste dans le dragage des matériaux meubles sur l'ensemble de la zone avec une pelle hydraulique sur ponton. Les matériaux ainsi excavés sont chargés dans un chaland pour une évacuation et immersion de ces déblais dans une zone autorisée en mer.

- Minage de la zone située au-dessus de la cote +1.00 CM.
- Constitution d'un merlon de travail à la cote de +4.00 CM et d'une plate-forme générale à la cote de +5.50 CM.



Figure II.8. Dragage de la zone des travaux



*Figure II.9. Remblaiement de la plate
Forme.*



Figure II .10.Prémontage du rocher.

2) Exécution des pieux forés

Les pieux sont tubés à l'avancement du forage puis ancrés par carottage dans le substratum granitique :

- Forage et mise en place d'un tube de travail jusqu'au rocher.

- Ancrage par carottage ou trépannage sur la hauteur de scellement déterminée par le calcul (l'ancrage peut être contrôlé visuellement).
- Mise en place du tube définitif, à l'abri du tubage de travail permettant ainsi une parfaite maîtrise de sa position en x, y et z.



*Figure II.11. Mise en place des tubes
Par vibrofonçage. De pieux*



Figure II.12. Mise en place des têtes

- Scellement du tubage définitif par un coulis de caractéristique $CE= 2$.
- Remplissage de l'annulaire entre les deux tubes par un matériau fin.
- Récupération du tubage de travail.
- Curage de l'intérieur du tube définitif après prise du coulis,
- Ferrailage et bétonnage du pieu.

Les deux avantages principaux de ce type de pieux sont :

- Ancrage de qualité obtenu par carottage.
- Structure pratiquement insensible à la corrosion.



FigureII.13. Vue de l'ensemble des pieux réalisés

3) Réglage des talus et mise en place des enrochements

A la suite de la réalisation des pieux, les déblais excédentaires sont évacués en décharge et les enrochements sont mis en place à la pelle hydraulique munie d'une flèche à grand balancier.

4) Génie Civil

Le génie civil est réalisé par mise en place d'une structure préfabriquée (poutre -prédalles).Le coulage de la dalle de compression assure le clavetage de l'ensemble de la structure, qui acquiert ainsi son caractère monolithique (fissuration réduite et meilleure insensibilité à la corrosion).

5) Equipements

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

VII. *Environnement de l'ouvrage*

Les désordres qui se manifestent sur les ouvrages peuvent être d'origine mécanique (défauts de dimensionnement, charge de service excessives, mouvement de terre ou réalisation d'ouvrage à proximité....) ils peuvent également être causés par le milieu ambiant qui peut entraîner une dégradation des matériaux de l'ouvrage.

1) **Désordre d'origine mécanique**

- Les déformations et déplacements verticaux de la plate forme, accompagnés en général par une fissuration .ils traduisent en sous dimensionnement de la plate forme, qui à peut être subi des charges d'exploitation excessive ou des défauts dans les pieux.
- Des rotations apparentes ou fissuration des pieux hors sol (figure2.14) elles peuvent traduire des défauts de portance verticale ou transversale des pieux (fiche insuffisant, défauts de réalisation....) ripage de la pointe des pieux sur un rocher en pente.



Figure II.14. Dégradation des poutres de la plate-forme sous l'effet d'un déplacement latéral d'un ouvrage en raison de la poussée des remblais du terre-plein

- Des affaissements localisés du terre-plein. Ils traduisent le plus souvent une érosion anormale du remblai ou des petits glissements de peau de la pente de talus.

- La rupture de tirants d'ancrages. La cause la plus fréquente est la rupture de la liaison entre l'ancrage proprement dit et l'ouvrage c'est-à-dire de la longueur libre du tirant en raison du tassement des sols compressibles sous leur propre poids ou sous l'action conjuguée d'un remblai et des charges d'exploitation qui lui sont imposées.

2) Action de l'eau de mer sur les matériaux de constructions :

Action sur le bois :

Pour les bois l'action est biologique ; une zone soumise alternativement à l'eau et l'air se dégrade très vite ; parmi les solutions :

- Enrobage par des mortiers.
- Carbonisation superficielle.
- Injections des résines.

Action sur le béton :

L'eau de mer agit sur les liants (ciment, chaux hydraulique), par réaction chimique des sels dissous dans l'eau de mer sur les composants du ciment (action des sulfates de chaux et des sulfates de Magnésiums sur les composants du ciment qui sont les silico-aluminates de chaux.

L'attaque de l'eau de mer sur un ciment se fait en trois phases :

- gonflement de la chaux.
- combinaison de sulfate de magnésium avec la chaux libre.
- gonflement important.

La solution de ce problème est par l'utilisation des ciments à prise avec mer : $(\text{Al}_2\text{O}_3, 3\text{CaO}) < 1\%$

Action sur les aciers et les métaux :

Problème de corrosion des aciers, perte des ions Fe^{2+} figure (II.15). On peut prendre comme solution de ce problème :

- utilisation des peintures (la plus simple solution).
- métallisation par du zinc ou zingage.
- protection cathodique.

Cimentage : recouvrement de la pièce métallique par une couche de mortier de ciment pour une protection provisoire



Figure II.15. Cratère de corrosion dans la partie aérienne d'un pieu-tube

3) Les courants vagabonds

La présence de courants se manifeste par des vitesses de dissolution des parties immergées ou périodiquement immergées des structures métalliques, caractères de corrosion sur les aciers, non recouverts d'oxydes adhérents. Et pour le béton armé, éclatement du béton au dessus d'armature dont la section est fortement réduite.

VIII. *Surveillance et auscultation*

On donne Les inspections périodiques étudié par l'ouvrage [**Fascicule 3, février 1995**] dans le temps par un certain nombre de mesure et de contrôle effectués régulièrement

- ✓ Contrôle de la géométrie d'ensemble de l'ouvrage (mesure de déplacement ...3D).
- ✓ Mesure de l'épaisseur de l'acier des pieux et des palplanches métallique, du potentiel électrique et contrôle de l'état physicochimique (nature des oxydes).
- ✓ Etat et tension des tirants d'ancrage, repérage et dimension des fissures, fractures.
- ✓ Contrôle de l'état des bétons (scléromètre ; ultra-sons).
- ✓ Mesure de la capacité énergétique résiduelle des défenses d'accostage.
- ✓ Etablissement du profil du talus sous le quai.
- ✓ Mesure de houle, vitesse de courant, plan d'eau.
- ✓ Un contrôle des matériaux doit être effectué lors des travaux contrôle en centrale et la mise en œuvre :
 - Les épaisseurs d'acier, des produits utilisés
 - Les épaisseurs de peinture
 - Les soudures et l'alignement des éléments suboutés

- Les dimensions et la fixation des équipements annexes (bollard, défense).
- Le fonctionnement et le réglage de la protection cathodique.
- Les cotés bathymétrique devant l'ouvrage.
- Le profil du talus sous l'ouvrage et la mise en place correcte des enrochements
- Le relevé des fissures dès qu'elles apparaissent ainsi que le déplacement latérale vers la mer sous l'effet des remblaiements successifs

V.IIIII Calcul des ouvrages sur pieux

1. Stabilité d'ensemble

Les calculs sont conduits suivant la méthode acceptable aux fondations sur pieux. La méthode consiste à calculer la charge de chaque pieu, et à vérifier qu'elle est compatible avec la portance du sol, compte tenu d'un coefficient de sécurité d'au moins 2. Le système étant en général hyperstatique, on emploie l'une des méthodes suivantes (Chapon, J., 1982) :

a. Méthode exacte :

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

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

b. Méthode approchée :

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

Dans cette formule :

N est la composante verticale de la résultante par rapport à G ,

S : la somme des sections des pieux.

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

Si l'ouvrage comporte des pieux inclinés, on calcule la part de la composante horizontale (T) de la résultante des forces extérieures absorbée par les pieux, correspondant aux charges verticales N_j , le restant étant absorbé par la flexion des pieux, la butée du sol ou par un système d'ancrage qu'il est d'ailleurs prudent de concevoir pour absorber la totalité de l'effort horizontal.

Le pieu (j) n'est soumis à aucune flexion si la réaction est dirigée suivant son axe, c'est-à-dire si la composante horizontale de la réaction T_j est égale à ($i N_j$),

i étant l'inclinaison du pieu sur la verticale ; le moment de flexion au niveau h au dessous de la plate forme est $M_j = h (T_j - i N_j)$.

On peut admettre en première approximation $T_j \neq T_n$, n étant le nombre de pieu (supposées identiques)

2. Stabilité élémentaire

Connaissant les forces extérieures et les réactions des pieux, on peut alors calculer les efforts et les contraintes de plate-forme par les méthodes classiques de la résistance de matériaux.

On détermine la longueur et la section des pieux pour leur donner une force portante suffisante ; les calculs s'effectuent par les formules classiques de mécanique des sols (formules de table de MM. Caquot Kèrisel ou formule de Terzaghi).

Il est toutefois utile, s'agissant de la construction d'ouvrages lourds et importants, d'effectuer des essais de charges portantes et d'utiliser les essais pénétrométriques. En outre, la concordance entre les dispositions projetées et les conditions réelles in situ doit être vérifiée par la condition de refus au battage (formules de hollandais ou formules de Heiley...).

Il convient de vérifier que le pieu ne risque pas de flamber, par exemple en appliquant la formule d'Euler pour un semi encastrement du pieu dans le sol, ou encastrement à un niveau assez bas (Chapon, J., 1982).

Conclusion

A travers ce chapitre on a fait une présentation des quais fondés sur pieux à et on a énumérer les différentsefforts auxquels ils sont soumis.

Les désordres constatés sur les pieux utilisés par les ouvrages portuaires leur origine estl'agressivité du milieu marin dont des défauts ou altérations atteignant des parties visiblesmais aussi des défauts ou dégradations de parties non visibles. Donc il est primordial deconnaitre les moyens de réparations suivant les zones sensibles à traiter.

Introduction

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).

Dans les fondations profondes, la caractérisation du contact entre le sol et l'élément structural « le pieu » joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité des ouvrages. On présentera dans ce chapitre les différents moyens d'évaluer la capacité portante d'un pieu isolé et un aperçu du comportement des pieux sous charges latérales.

1. Définition de l'interface

La transmission des efforts (de la structure vers le sol ou l'inverse) est faite à l'interface entre les deux milieux. Les définitions de l'interface restent très générales pour plusieurs auteurs. Plytas (1985) appelle interface, la fine zone de sol siège de grands changements de structure et de rupture de grains dus au cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol, sollicitée axialement. Boulon (1988) définit l'interface comme étant de purs concepts. Il sont, dit-il, constitués principalement par une partie du sol au contact avec la structure, et secondairement, parfois, par quelques particules arrachées à la structure. Hoteit (1990) définit l'interface comme étant une limite commune de deux systèmes permettant des échanges entre eux-ci. Hassan (1995) définit l'interface comme une frontière commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu. La réponse du système sol-pieu dépend principalement du comportement de cette interface.

2. Définitions d'un pieu

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. [c.plumelle 2004-2005]

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 III. 1).

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)

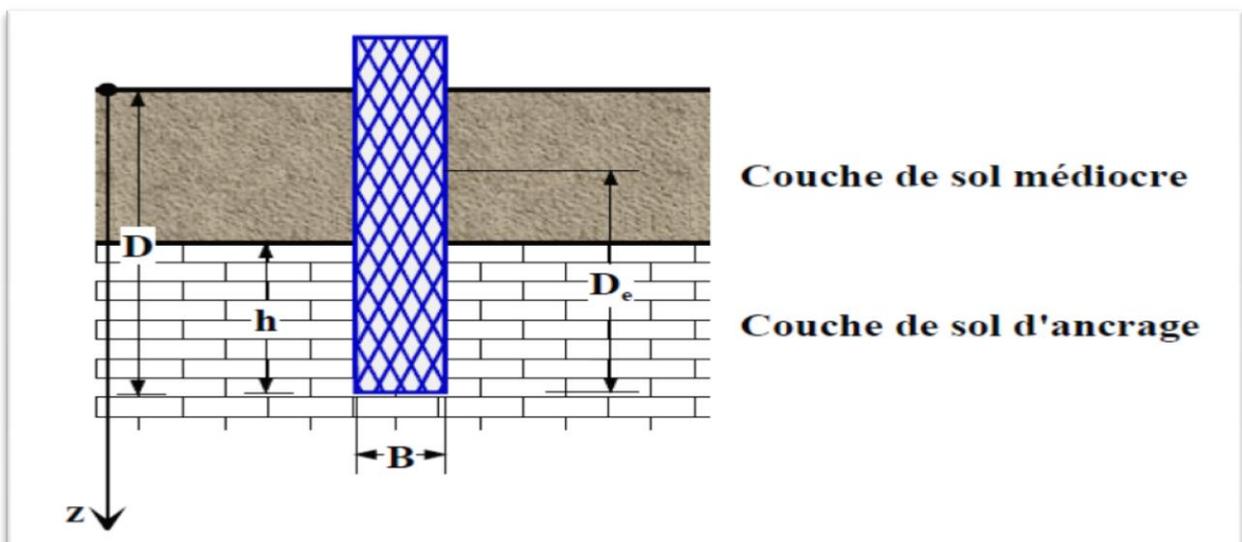


Figure III.1 Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

2.1 Classification des pieux

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le tableau III.1, adapté du *MCIF, 2006*

Tableau III.1 Classification des pieux (Adapté de MCIF, 2006)

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

Les dimensions et le type de pieu sont déterminés selon la nature du sol (Tableau III.2). Pour les pieux construits sur place ou préfabriqués, ils sont généralement déterminés à partir de considérations économiques et pratiques. Le choix du type de pieu est également dicté par l'importance de la structure à supporter.

Tableau III.2 Choix du type de pieux selon la nature du sol

Nature du sol	Type de pieux	Références
Sol pulvérulent lâche	Pieu conique pour augmenter l'effort de 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>

3. Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux

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 (φ). 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).

3.1 Facteurs influençant les paramètres c et φ

A. Sols pulvérulents ($c = 0$, (φ))

La valeur de l'angle de frottement dépend principalement de :

- la compacité du sol (l'indice des vides (e))
- la distribution granulométrique (C_u)
- l'angularité des particules
- la rugosité de la surface des particules
- la présence de l'eau.

Le (tableau III.3) résume l'effet de ces facteurs sur l'angle (φ) :

Tableau III.3 : l'effet de ces facteurs sur l'angle (φ) :

Facteurs	Angle (φ)
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 φ devient l'angle de frottement effectif φ' (Holtz et Kovacs, 1991).

B. Sols cohérents

Les paramètres c , φ' 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 en 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 φ devient l'angle de frottement effectif φ' . 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).

3.2 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 φ' tel qu'exprimé par l'équation. (3.1) (Jaky, 1948).

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi') \quad (\text{III.1})$$

3.3 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).

4. Capacité portante d'un pieu isolé sous charge axiale

La capacité portante d'un pieu est le minimum des deux valeurs suivantes (Prakash et Sharma, 1990) :

- La charge admissible obtenue par division de la charge ultime de rupture par un coefficient de sécurité.
- La charge correspondant à un déplacement admissible.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux dépendent de deux facteurs importants : le type de sol où sont placés le pieu et la nature de la charge appliquée sur le pieu (verticale ou horizontale). On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement les pieux sont classés (Frank 1999), soit suivant la nature du matériau constitutif (bois, métal, béton, ...), soit suivant le mode de leur placement dans le sol (pieux battus, pieux forés). Les charges supportées par les pieux peuvent être des charges axiales ou latérales ;

Pour le calcul des pieux sous charges axiales, on distingue 2 types de charge limite :

- la charge limite de pointe Q_{pl} qui représente, le poinçonnement du sol sous la base du pieu
- la charge limite Q_{sl} mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol.
- La charge limite Q_l du pieu qui correspond à la rupture du sol est la somme de ces 2 charges limites

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} \quad (III.2)$$

*La charge limite de pointe (Q_{pl}), s'exprime :

$$Q_{pl} = q_{pl} \cdot A_p$$

q_{pl} : la résistance unitaire du sol sous la pointe

A_p : la section droite de la pointe.

*La charge limite par frottement (Q_{sl})

$$Q_{sl} = p \sum_{i=1}^n h_i q_{sli} \quad (III.3)$$

q_{sli} : la résistance unitaire du sol due au frottement latéral dans de la couche i

p : le périmètre du pieu.

n : le nombre de couches traversées par le pieu.

4.1 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 φ') pour les sols pulvérulents (sables, gravier), les argiles surconsolidées et les marnes.
- Caractéristiques apparentes : (c_u et $\varphi_u=0$) pour les argiles et limons saturés.

Les valeurs de ces résistances sont très variables avec ces paramètres. Cependant, les dimensionnements basés sur les résultats des essais en place, sont plus fiables.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux sont basées sur les essais in-situ classiques qui sont :

- Le pénétromètre statique
- Le pénétromètre dynamique
- Le pressiomètre MENARD
- L'essai SPT (Standard Pénétration Test)

4.1.1 Pénétromètre 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" et celles de l'effort latéral en fonction de la profondeur.

En pratique, on utilise un diagramme de pénétration « lissé » obtenu en appliquant une méthode de lissage appropriée au diagramme q(z). Cependant, les valeurs de "q" lissées sont utilisées pour évaluer la résistance de pointe et indirectement le frottement latéral à chaque niveau.

a) Terme de pointe

La contrainte limite de pointe est donnée par la formule :

$$q = k_c \cdot q_{ce}$$

q_{ce} : Résistance de pointe lissée équivalente au pénétromètre statique.

K_c : Facteur de portance.

La résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique est calculée par l'expression :
La résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique est calculée par l'expression :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz \quad \text{(III.4)}$$

Avec : $b = \min(a, h)$

a : Est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1,00m et à 0,50m dans le cas contraire.

h : L'ancrage dans la couche porteuse.

D : La hauteur d'encastrement réelle du pieu.

q(z) : La pression limite corrigée à la profondeur z, elle est donnée :

- En calculant la valeur moyenne (q) de la résistance de pointe lissée sur la hauteur $(b+3a)$ figure III.2.

$$q_{cm} = \frac{1}{b + 3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) \cdot dz \quad (III.5)$$

- En écrêtant, s'il y a lieu, le diagramme $q(z)$ à la hauteur $1,3q_{cm}$.

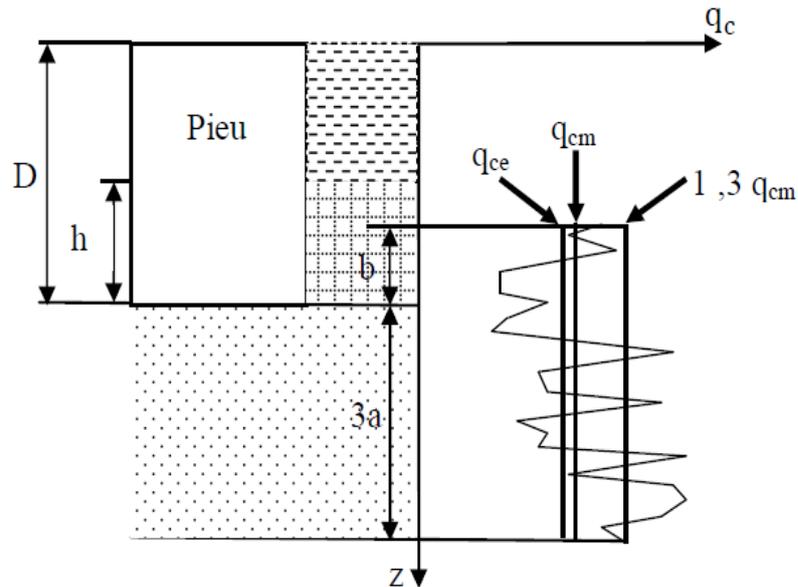


Figure III.2 : Schéma de calcul de la résistance de pointe moyenne q_{cm} .

Les valeurs du facteur de portance k_c sont données dans le tableau III.4

Tableau III.4 : Valeurs du facteur de portance k_c .

Nature des terrains :		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, limons	A	0,40	0,55
	B		
	C		
Sables, graves	A	0,15	0,50
	B		
	C		
Craies	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

b) Terme de frottement latéral

La valeur de "q", frottement latéral unitaire limite à la côte (z), est donnée par l'expression :

Avec : β est un coefficient et $q_{f\max}$ est le frottement latéral unitaire maximal.

$$q_f(z) = \min \left[\frac{q_c(z)}{\beta}; q_{f\max} \right] \quad \text{(III.6)}$$

Ces deux derniers sont donnés en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu (tableau III.5).

Tableau III.5 : Choix du coefficient β et de $q_{f\max}$ (KPa).

Type de pieu :		Argiles, limons					Sables, graves			Craies	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	75 (1)	-	-	200	200	200	125	80
	$q_{f\max}$	15	40	80 (1)	40	80 (1)			120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β	-	100	100 (2)		100(2)	250	250	300	125	100
	$q_{f\max}$	15	40	60 (2)	40	80(2)		40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120		150		300	300	300	(3)	
	$q_{f\max}$	15	40		80				120	(3)	
Battu préfabriqué béton	β	-	75		-		150	150	150	(3)	
	$q_{f\max}$	15	80		80		-	-	120	(3)	

Avec :

- (1) -Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) -Forage à sec, tube non louvoyé.
- (3) -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.

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral (Qf) sur toute la hauteur du fût du pieu est calculé comme suit :

$$Q_f = P \cdot \int_0^D q_f(z) \cdot dz \quad (III.7)$$

avec P : Le périmètre du pieu.

4.1.2 Pénétrromètre dynamique

a) Le principe de l'essai

L'essai consiste à battre dans le sol une tige munie d'une pointe. Il existe plusieurs types de pénétrromètres dynamiques, seul le pénétrromètre de type « DPA » pour lequel le frottement entre le sol et le train de tiges est négligeable, peut être utilisé pour le calcul des fondations. Cet essai permet de déterminer la capacité portante d'un pieu, à partir des formules de battage (déterminées précédemment) en tenant compte des caractéristiques de l'appareil utilisé.

4.1.3 Pressiomètre MENARD

a) Principe de l'essai

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.

Comme pour la méthode statique, on détermine séparément le terme de pointe et le frottement latéral.

b) Terme de pointe

La formule qui lie la contrainte de rupture "q" sous la pointe à la pression limite "P" s'écrit :

$$q - q_0 = k_p \cdot (P - P_0) \quad (III.8)$$

k_p : Le facteur de portance.

Q_0 : La pression verticale au repos du terrain au niveau de la base de la fondation après construction.

P_0 : La pression horizontale du terrain au repos. Pour le calcul du terme de pointe des pieux, on néglige habituellement "q".

On considère comme pression limite nette :

$$(P_L^*) = (P - P_0)$$

La contrainte limite devient : $q_L = k_p \cdot (P_L^*)$.

Dans une formation porteuse homogène (le fascicule 62- titre V [05]), la pression limite nette équivalente est calculée par l'expression :

$$P_{Le}^* = \frac{1}{b + 3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P_L^*(z) \cdot dz \quad (III.9)$$

$b = \min(a, h)$

a : Est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1,00m et à 0,50m dans le cas contraire.

h : Désigne la hauteur (ancrage) de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse.

D : La hauteur d'encastrement réelle du pieu.

$P_L^*(z)$: La pression limite nette à la profondeur z , elle est obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différentes P_L^* mesurées (Figure III. 3).

k_p : Est le coefficient de portance qui traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre. Il est déterminé en fonction de la nature du sol, des valeurs de pression limite

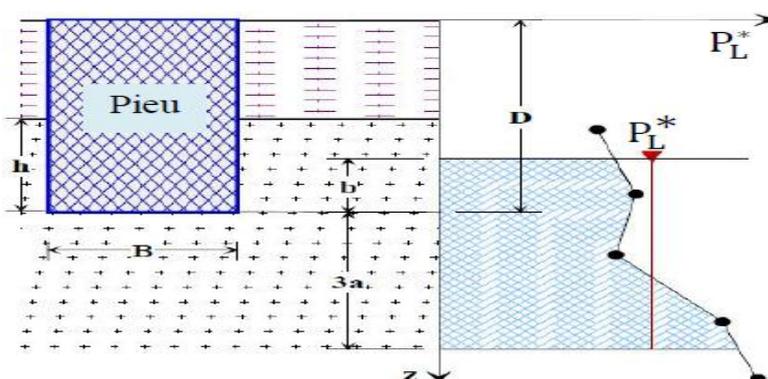


Figure III.3: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.

" P_L " et donné dans le tableau suivant (tableau III.6)

Tableau III.6 : Classification des sols en fonction de P_L .

Classe des sols :		Description	P_L (MPa) Pressiomètre
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 - 4,0
	B	Compactes	> 4,5

On définit "h_e" la hauteur d'encastrement équivalente par l'expression suivante :

$$h_e = \frac{1}{P_{Le}^*} \cdot \int_d^D P_L^*(z) \cdot dz \quad (III.10)$$

d : Est en général égal à zéro, sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristiques en surface, dont on ne désire pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement.

D : Hauteur d'encastrement réel du pieu.

c) *Frottement latéral*

Le frottement latéral "q_f" à un niveau déterminé est directement évalué à partir de la pression limite nette (P_L^{*}) à ce même niveau à travers l'abaque de la figure III.4. Le choix de la courbe à considérer en fonction de la nature du sol et du type du pieu est donné par le tableau III.7

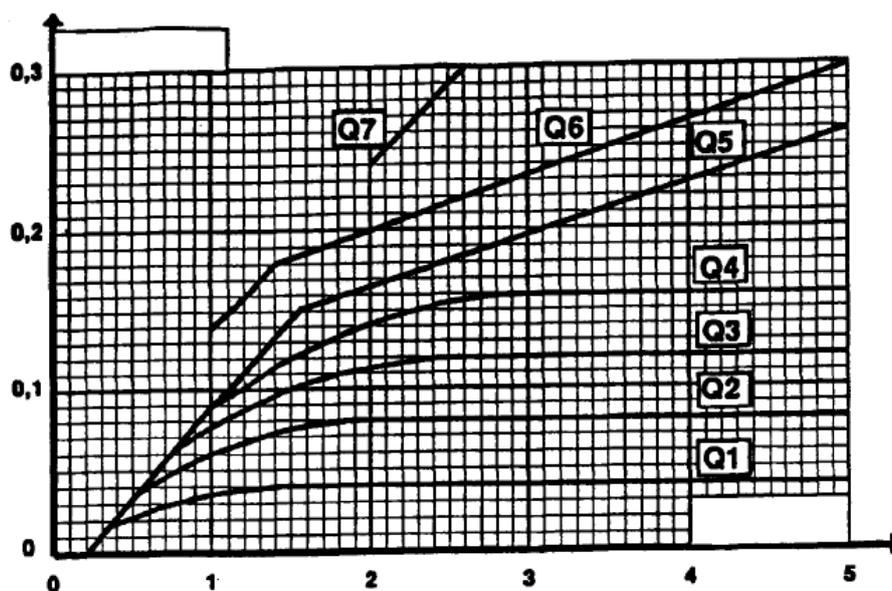


Figure III.4 : Courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu.

Tableau III.4 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_f (principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art).

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 ₁	Q ₁ , Q ₂ (1)	Q ₂ , Q ₃	-			Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅	Q ₃	Q ₄ , Q ₅	Q ₆
Foré à la boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ (2)	Q ₃ , Q ₂	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅	Q ₃	Q ₄ , Q ₅	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (3)		Q ₁	Q ₂ , Q ₁	Q ₃ , Q ₂	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄	Q ₃	Q ₄	-
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃	-
Puits (5)	Q ₁	Q ₂	Q ₃	-			Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	-
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄	-
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		-
Injecté haute pression (6)	-	Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆	-	Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇ (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.

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur D concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_f = P \cdot \int_0^D q_f(z) \cdot dz \quad \text{(III.11)}$$

P : Le périmètre du pieu.

q (z) : Le frottement latéral unitaire limite à la côte z.

4.1.4 Pénétration au carottier (S.P.T)

a) Le principe de l'essai

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.

b) Domaine d'utilisation

L'interprétation de N en termes de paramètres géotechniques fiables est quasiment impossible et l'utilisation même de cet appareil est très controversée.

Au mieux, les projeteurs peuvent l'utiliser pour les sables en vue d'une estimation préliminaire. (Meyerhof) propose les règles suivantes :

◆ Pieux battus dans les sables

- Résistance de pointe limite :

$$q_p = \frac{40 \cdot N_1 \cdot D}{B} \leq 400N, \quad \text{en KPa} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

N_1 : Nombre de coups corrigé pour une pression effective verticale de 100 KPa.

D : Fiche du pieu.

B : Largeur du pieu.

- Frottement latéral : $q_f = 2N$, en KPa.

◆ Pieux forés dans les sables

- Les valeurs de q_p sont à diviser, environ par 3.

- Les valeurs de q_f sont à diviser, environ par 2.

5. Pieu isolé sous sollicitations latérales

5.1 Réaction du sol dû à des efforts en tête du pieu :

Considérons une section de profondeur z (figure III.5), à l'état de repos, la section est soumise à la pression latérale des terres au repos P_0 , dont la résultante est nulle. Sous ces charges, cette section subit un déplacement horizontal Y . Les pressions sont de ce fait modifiées et deviennent P_c . Par définition, on appelle réaction latérale la différence, en un point donné, entre la pression sous charge et la pression au repos.

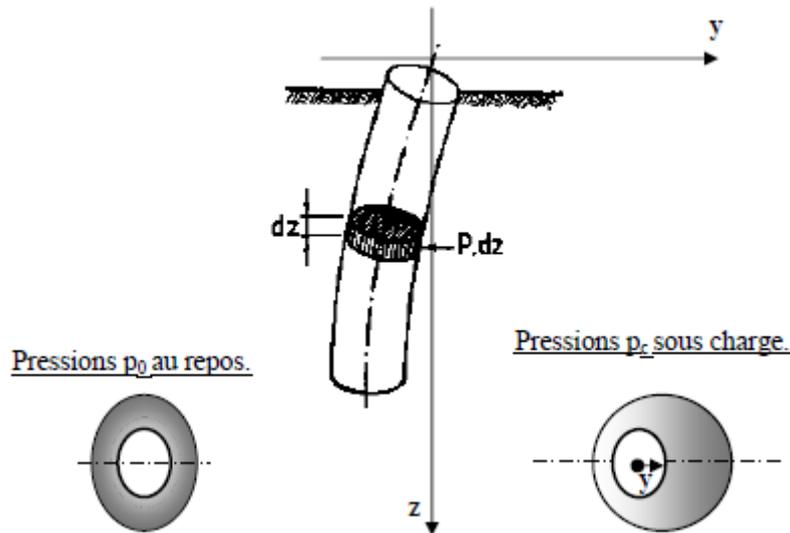


Figure III.5. Pression et réaction (Baguelin et al. 1972).

En pratique on peut définir deux zones de réactions frontales avant et arrière, où les réactions sont essentiellement normales à la surface du pieu, et deux zones de frottement latéral où elle est essentiellement tangentielle. Notons que les réactions frontales avant résultent d'un accroissement des pressions tandis que les réactions frontales arrière sont dues à une diminution des pressions. Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal H ou un moment M en tête sa stabilité ne peut être assurée que par mobilisation des efforts de réaction latérale du sol sur le fût du pieu (figure III.6).

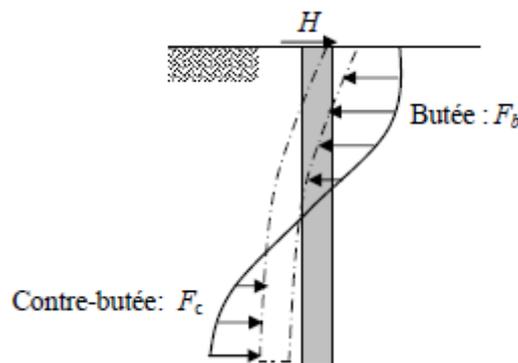


Figure III.6 Pieu mobilisant la réaction du sol (Bourgez et Frank, 1992).

Sous l'action d'une charge horizontale, on distingue différents cas (Leonards, 1968) :

- les pieux courts faiblement encastés dans le sol, tournent d'un point neutre, sans pratiquement fléchir, cette particularité permet de les considérer comme des pieux absolument rigides.

- Lorsque la profondeur d'encastrement du pieu augmente celui-ci entre dans le domaine des pieux de rigidité finie, dans lequel, simultanément à la rotation, il subit une flexion que l'on ne peut négliger,
- enfin un troisième cas correspond à une assez grande profondeur d'encastrement du pieu dans le sol, lorsque sa rotation est petite et qu'il subit seulement de la flexion, l'état de contrainte et de déformation du pieu passant d'un cas à l'autre, en fonction de sa profondeur d'encastrement et de sa rigidité.

Il existe deux types de problèmes concernant les pieux qui sont soumis à des sollicitations latérales. Ce sont les cas des pieux actifs et les pieux passifs.

a) Pieux actifs

- ❖ Equilibre limite inférieur ou poussée :

Dans ce cas le pieu est sollicité en tête par des constructions et chargés de transmettre des sollicitations latérales au sol. Les efforts transmis par les constructions aux pieux sont des forces horizontales H et des moments M en tête. Il résulte alors des déplacements horizontaux des pieux. On parle dans ce cas de pieux actifs.

Lorsqu'un sol pulvérulent, limité par un terre-plein horizontal, est en état d'équilibre limite inférieur, il tend à descendre. Ce sol exerce sur les facettes verticales une pression horizontale on dit que le sol est à l'état actif ou en poussée (Costet et Sanglerat, 1975).

Lorsqu'un pieu vertical, infiniment lisse est enfoui dans ce sol, la contrainte qui s'exerce sur une facette verticale de ce pieu reste horizontale puisqu'il n'y a pas de frottement. Dans ce cas le sol à l'état actif, pousse le pieu et cause donc son déplacement. La contrainte agissant sur le pieu s'exprime par :

$$\sigma_a = Ka \gamma z$$

Où Ka , appelé coefficient de pression active des terres représente le rapport entre la contrainte σ_a agissant sur le pieu et la contrainte verticale σ_z due au poids des terres. Il s'exprime par :

$$Ka = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

b) Pieux passifs :

- ❖ Equilibre limite supérieur ou butée

Ce cas se présente si le pieu est soumis à des efforts latéraux le long de leur fût sous l'effet de déplacements horizontaux du sol avoisinant. Dans ce cas, ce sont les déplacements qui

provoquent les sollicitations. On parle alors de pieux passifs. C'est le cas par exemple des murs de soutènement ou les culées de ponts.

De la même manière, l'introduction dans un massif pulvérulent limité par un terreplein horizontal et en état d'équilibre limite supérieur, d'un pieu vertical infiniment lisse.

On trouve que la contrainte principale horizontale vaut :

$$K_p = K_p \delta z$$

K_p est le rapport entre la contrainte σ_a agissant sur le pieu et la contrainte verticale σ_z et que ce rapport cette fois le coefficient de butée de Rankine

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 et des moments de renversement, le comportement peut être similaire à celui montré sur la figure (Fig. III-7). Le groupe attendance 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.

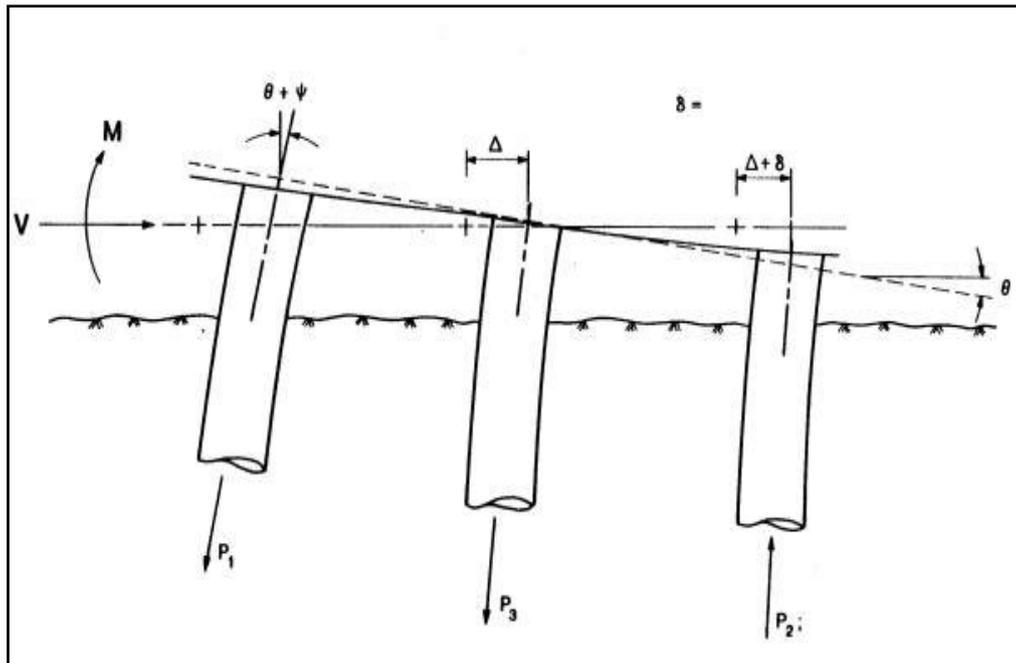


Fig. III-7: Comportement d'un groupe de pieux verticaux sous chargement transversal. [O'NEILL &al., 1985]

On peut distinguer trois schémas conduisant à la limitation du chargement transversal :

1. La capacité du sol peut être dépassée, il en résulterait un large déplacement horizontal du pieu et une rupture de la fondation ;
2. Le moment de flexion peut générer d'excessives contraintes de flexion dans le matériau du pieu, ce qui conduirait à une rupture de la structure du pieu ;
3. Le déplacement de la tête du pieu est trop important pour être compatible avec la superstructure

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 (**tableau III-2**) 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 (**Fig. III-8**). 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.

Actuellement encore de nombreuses études se déroulent dans le but d'appréhender l'influence de ces zones sur le comportement des groupes en raison de son extrême complexité. Afin de définir les différents facteurs influençant le degré d'interaction entre les pieux d'un groupe, nous nous intéressons dans la partie suivante à des résultats issus d'essais en vraie grandeur.

Tableau III-2 [O'NEILL & al., 1985]

<p>La géométrie du groupe</p>	<ul style="list-style-type: none"> • influence la proportion relative du moment global auquel résistent les pieux (par frottement latéral et flexion) ; • agit sur la résistance à la rotation selon l'emplacement des pieux par rapport à l'axe de rotation ; • influence le degré de modification du comportement du pieu dû à la présence des autres pieux.
<p>Les conditions en tête de pieu</p>	<p>influence à la fois le comportement de chaque pieu dans le groupe, mais aussi le comportement du groupe tout entier.</p>
<p>La flexibilité de la structure</p>	<ul style="list-style-type: none"> • influence la nature et l'amplitude des charges supportées par la fondation, ainsi que la répartition des charges aux différents pieux dans le groupe ; • influence la réponse de la structure aux sollicitations transversales tel que le vent ou l'action des vagues ; • affecte le degré auquel les têtes de pieu du groupe sont contraintes de maintenir constant l'espacement (selon la rigidité du chevron) durant le chargement conduisant ainsi à des modifications de la distribution des charges dans les pieux du groupe.

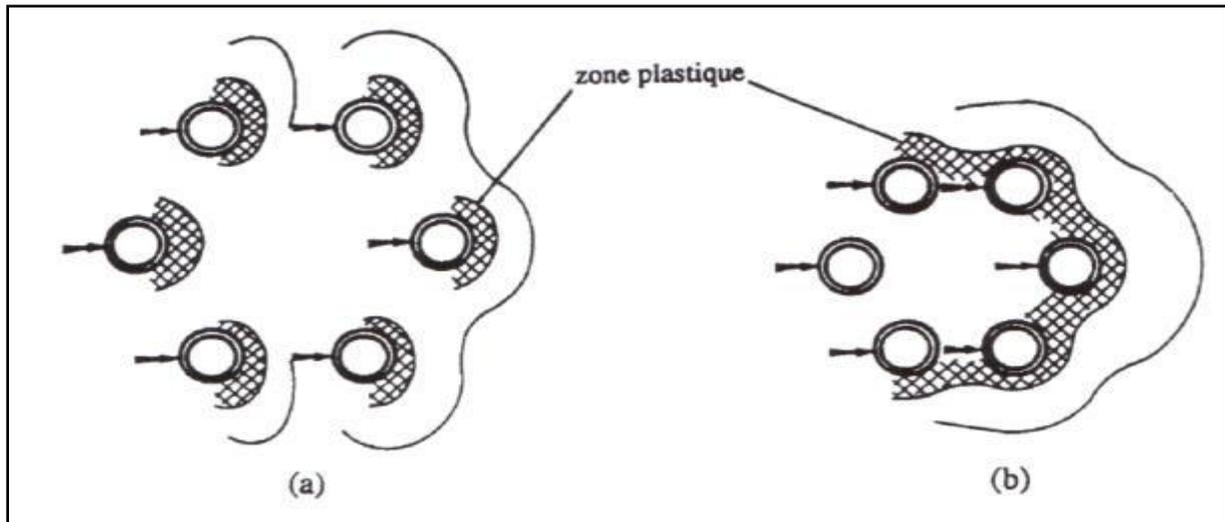


Fig. III-8: Interaction des champs de contraintes des pieux dans les groupes chargés transversalement. [BOGARD & MATLOCK, 1983]

6.2 Les facteurs influençant le comportement du groupe sous charge transversale

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

❖ **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 identiques [O'NEILL & al., 1985]

❖ **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].

❖ **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]).

❖ **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'espace maximum pour lequel l'effet mécanique doit être considéré, le fait que les pieux soient encastrés en tête engendre une interaction plus étendue que celle constatée pour des pieux articulés en tête (rotation libre) [TAMAKI &al., 1971] ;

❖ **Rigidité relative des pieux et du sol**

- Les pieux ayant une rigidité à la flexion plus grande provoquent une interaction plus importante [POULOS, 1971].

❖ **Type de sol**

- L'effet de groupe est plus important dans le sable que dans l'argile. Les différences de nature de sol n'ont cependant pas une influence très marquée [REMAUD, 1999] ;
- Le degré d'interaction peut être modifié selon le type de sable [NUNEZ &al., 1988]

❖ **Densité**

- Dans les sables, la densité du sable influence d'une part la répartition de la charge au sein du groupe (plus le sable est dense plus la rangée avant reprend de la charge), ainsi que la résistance totale du groupe (elle décroît avec la diminution de la densité) [Mc VAY &al., 1994].

❖ **Type de chargement**

- L'interaction pieu-sol-pieu semble augmenter lorsque le sol entre les pieux adopte un comportement de plus en plus non linéaire, conséquence de l'augmentation du niveau de chargement [O'NEILL, 1981]) ;
- L'interaction pieu-sol-pieu a une relativement petite influence sur l'importance de la déflexion du pieu lorsque les effets de la dégradation provoquée par le chargement cyclique deviennent importants. [MATLOCK &al., 1980].

❖ **Niveau de chargement**

- L'écart entre les charges reprises par les différents pieux tend à diminuer lorsque le taux de chargement augmente [MEZAZIGH, 1995] ;

❖ **Mise en place des pieux**

- Le comportement des pieux refoulant (comme les pieux battus ou vérinés) est peu affecté par leur espacement dans le groupe. Le comportement des pieux dans ces cas là est proche de celui d'un pieu isolé. De même, l'ordre de mise en place a eu peu d'effet sur le comportement des pieux. Alors que les pieux non refoulant (comme les pieux forés) sont sensibles à l'espacement [MEZAZIGH 1995].

Conclusion

Le comportement des pieux est un domaine très vaste, même si, ces dernières années, il y a 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.

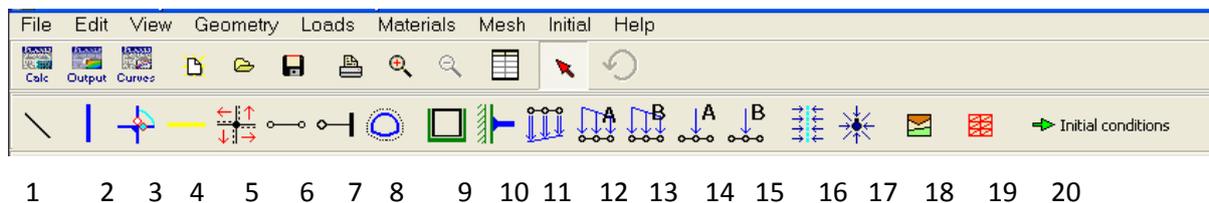
Introduction

PLAXIS est un code de calcul à éléments finis en deux dimensions spécialement conçu 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].

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.



1-Les points et les lignes. 2-Plaques. 3-Rotules et raideurs en rotation. 4- Géogrilles.
 5 - Interfaces. 6-Eléments nœud à nœud. 7-Ancrages à tête fixe. 8-Tunnels. 9-Blocages standards. 10- Blocages en rotation. 11-Déplacements imposés. 12-Charges réparties systèmes A. 13-Charges réparties systèmes B. 14- Charges ponctuelles systèmes A. 15- Charges ponctuelles systèmes B. 16- Drains. 17- Puits. 18- Base de données des matériaux. 19- Générateur de maillage. 20-Conditions initiales.

Figure IV.1 : 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 (Figure IV.2).
- ❖ L'onglet Dimensions contient les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin (Figure IV.3).

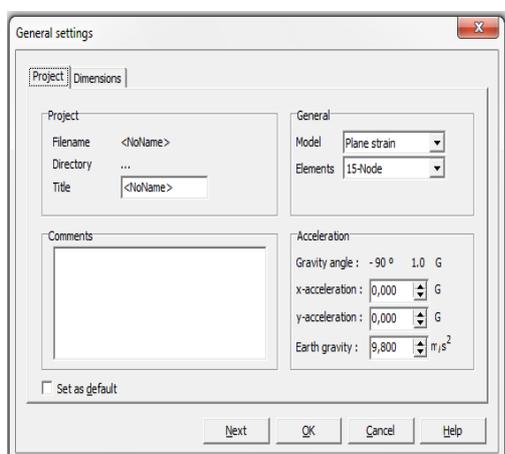


Figure IV.2 : Fenêtre de réglages généraux (Onglet Project).

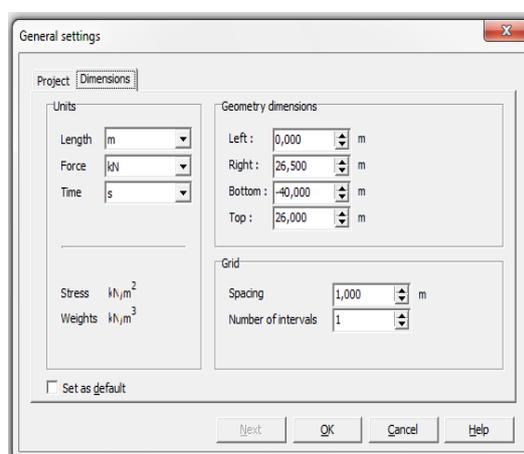


Figure IV.3 : Fenêtre de réglages généraux (Onglet Dimensions).

A / 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 chargement 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.

B / Les éléments

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure IV.4) 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.

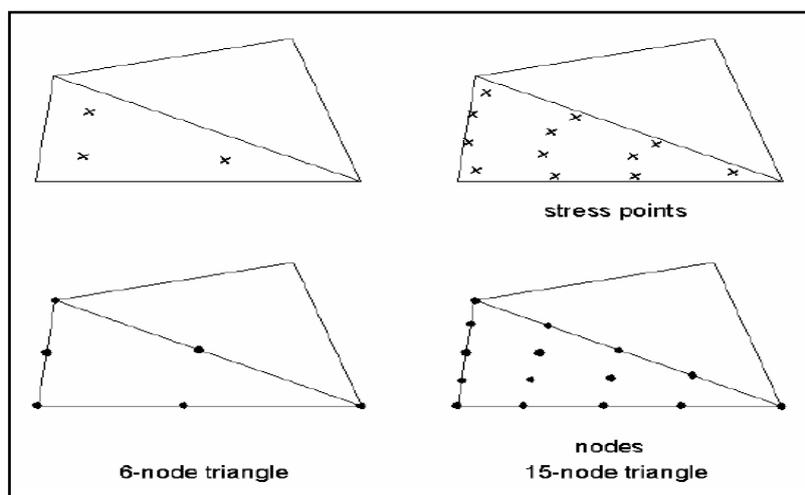


Figure IV.4 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

C / 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 IV.5. Dans une analyse en déformations planes, σ_{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, σ_{xx} représente la contrainte radiale et σ_{zz} 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.

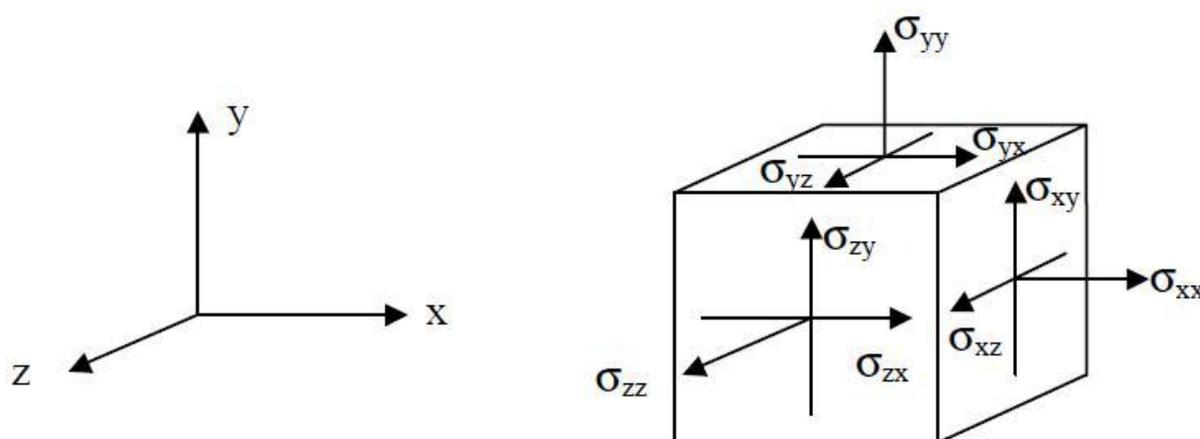


Figure IV.5 : Convention de signes pour les contraintes.

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. 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 :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (1)$$

-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.

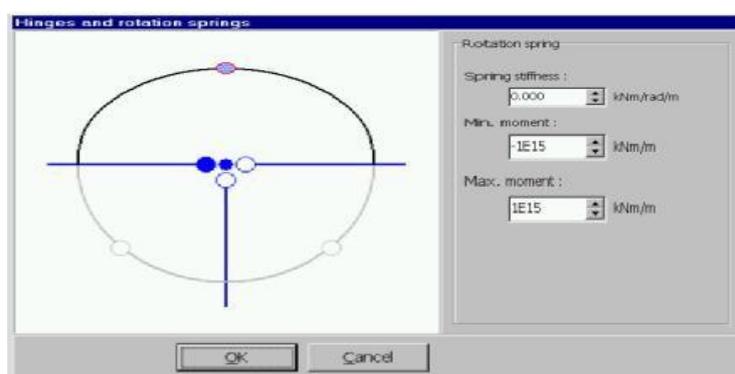


Figure IV.6 : Les points de jonction entre éléments de plaque.

-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).

-Eléments 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.

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 imposé au sol.

5. Modélisation du comportement d'un sol

Les propriétés et les paramètres associés aux éléments de sol sont saisis sous la forme de jeux de données. Les propriétés des interfaces sont reliées aux propriétés de sol et sont saisies dans les mêmes jeux de données que ces dernières. Le nom du jeu de données est indiqué dans la fenêtre de propriétés de la couche. PLAXIS sélectionne une couleur par défaut unique pour chaque jeu de données, mais cette couleur peut être modifiée par l'utilisateur.

5.1. Les modèles des matériaux

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

Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{IV.2})$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (\text{IV.3})$$

$$E_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (\text{IV.4})$$

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure IV.7 :

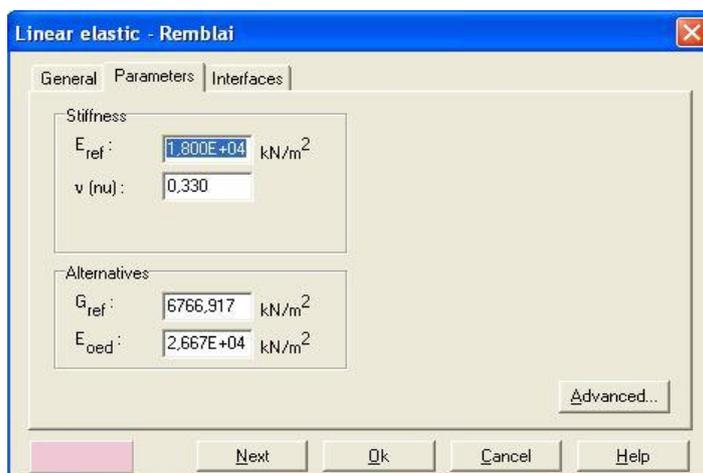


Figure IV.7: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure IV.8:

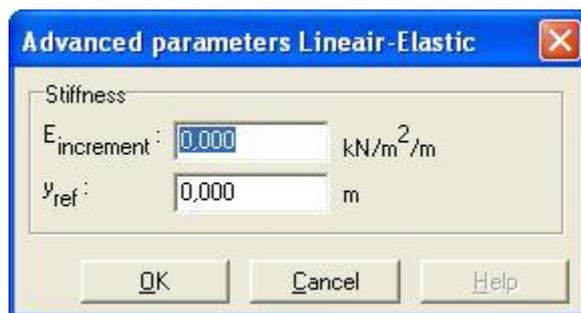


Figure IV.8 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{\text{actual}} = E_{\text{ref}} + (y_{\text{ref}} - y) E_{\text{increment}} \quad \text{avec } y < y_{\text{ref}} \quad (\text{IV.4})$$

$E_{\text{increment}}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

Y_{ref} : Unité de profondeur [m]

Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. 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 :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c ;$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure IV.9).

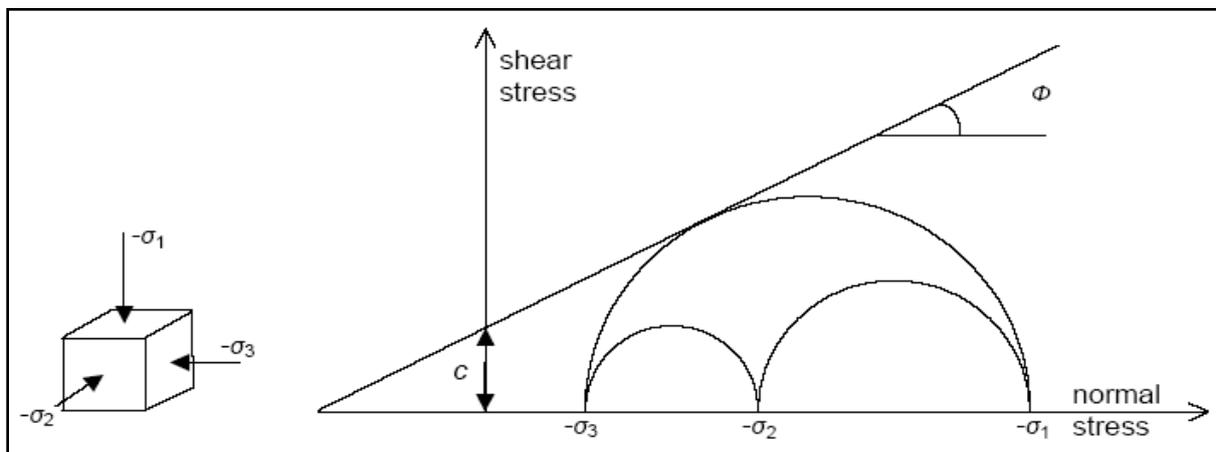


Figure IV.9 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure IV.10). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

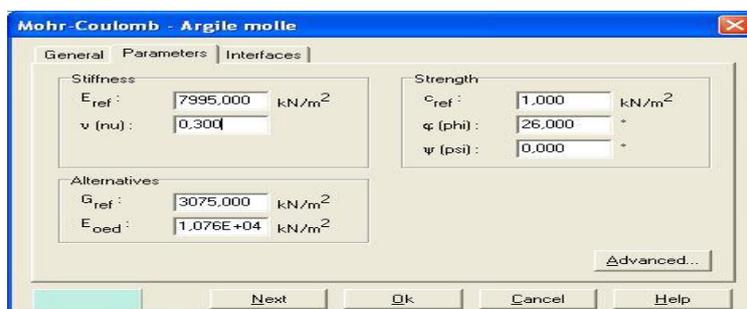


Figure IV.10 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a- Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant.

Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure IV.11).

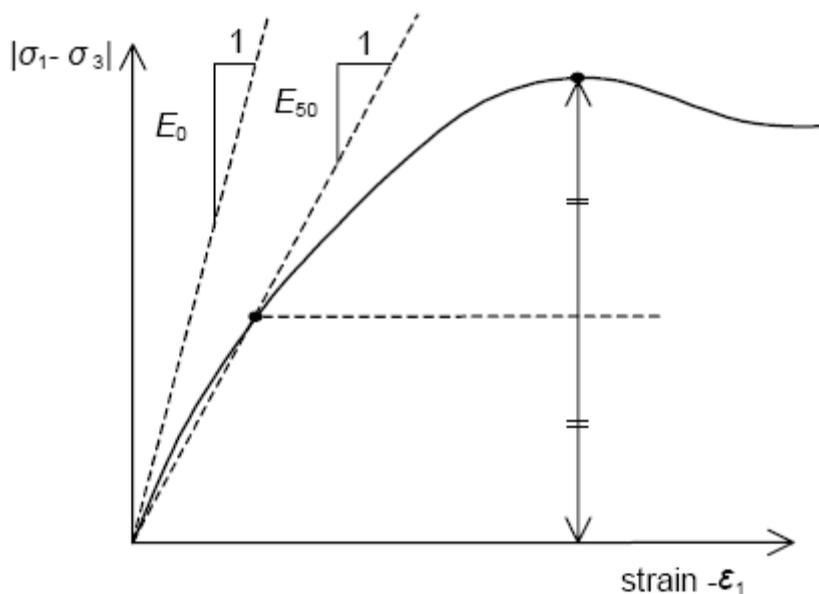


Figure IV.11 : Définition du module à 50 % de la rupture.

b- Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure *K0* ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c- Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure IV.9).

d- Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, *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).

e- Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c' est le paramètre le moins courant. Il peut cependant) suivante : être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30 \quad \text{Pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\psi = 0 \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

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.

5.2 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 (ν)

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.

5.3 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 ($\frac{\Delta l}{l}$ où Δl est l'allongement, et l est la longueur) $EA = \frac{F}{\Delta l/l}$.

5.4 Les données des ancrages

Un jeu de données d'ancrage peut contenir les caractéristiques d'un ancrage noeud à noeud 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 "élastoplastique", deux forces maximales d'ancrage, "F_{max,tens}" (force de traction maximale) et "F_{max,comp}" (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.

6. GENERATION 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

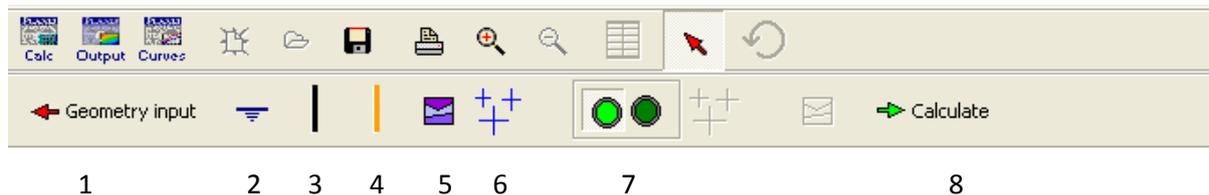
doit être divisée en éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 noeuds ou des éléments triangulaires à 6 noeuds.

- ✓ 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.

7. 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 "bascule" 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.



1-Revenir a la géométrie. 2-Nappe phréatique. 3- Frontière imperméable à l'écoulement.
4-Frontières de consolidation fermées. 5-Ensembles des matériaux. 6-Génération des pressions hydrauliques.
7-Bouton de basculement : Le bouton gauche est le mode de conditions hydrauliques, le bouton droit est le mode de configuration géométrique. 8- Calculer.

Figure IV.12 : Barre d'outils des conditions initiales

7.1. 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 σ' . Les pressions interstitielles sont elles-mêmes décomposées en deux parties : les pressions interstitielles permanentes P_{steady} et les surpressions interstitielles P_{excess} :

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

- ◆ 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.

7.1.1. 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.

7.1.2. 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.

7.1.3. 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.

7.1.4. Nappe phréatique propre à une couche de sol

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

7.1.5. 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 (Figure IV.13).

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

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.

7.2. 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_0 (K_0 -procédure) figure IV.14.



Figure IV.13 : Génération des pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique.

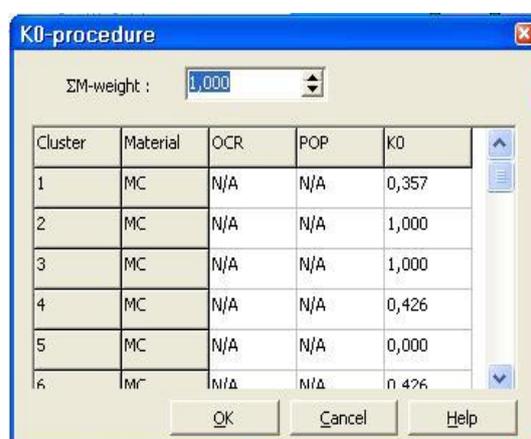


Figure IV.14 : Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K_0).

8. 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 des 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).

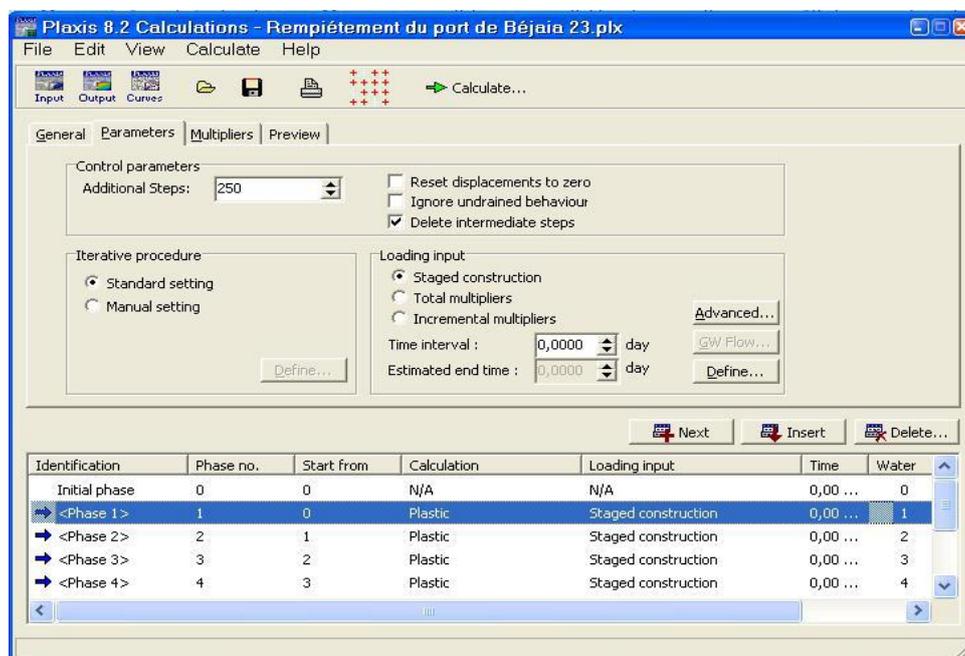


Figure IV.15 : Onglet 'Paramètres' de la fenêtre de calcul.

9. RESULTATS

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 avoir des graphiques et des tableaux. Les principaux types de résultats d'un calcul aux éléments finis sont les contraintes et les déformations.

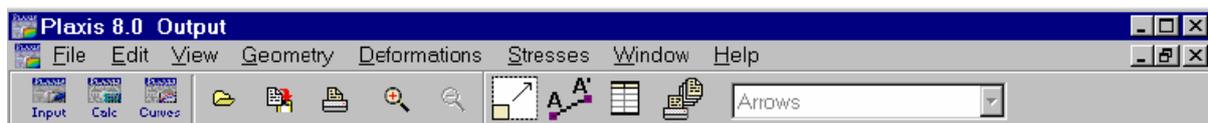


Figure IV.15 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

9.1. Les déformations

Le menu Déformations contient divers 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.

9.2. 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 suppressions interstitielles,

- le potentiel hydraulique, le réseau de lignes d'écoulement et le degré de saturation.

9.3. Structures et interfaces

○ *Plaque*

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

- A partir du menu Déformations, 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 son 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.

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 certain nombre 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 prête bien à nos objectifs fixés pour l'analyse du comportement des pieux dans les ouvrages portuaires.

I. Introduction

Le projet sur lequel porte notre étude est un quai sur pieux, (port de Djen-Djen à Jijel), qui n'est pas encore réalisé pour des raisons inconnues d'après le laboratoire des études maritimes (L.EM).

L'aménagement des ports Céréaliers au port de Djen- Djen permet de recevoir des navires Transocéaniques de 80000 DWT et des caboteurs de 20000 DWT avec une répartition des ports comme suit :

1. Poste pour les navires de 20000 DWT
2. Poste pour les navires de 80000 DWT

II. Caractéristiques de l'ouvrage

Le quai comprend :

- **Une plate forme** en béton armé : constituée par un réseau de poutres orthogonales (béton coulé sur place et en deux phases) coiffées par des dalles préfabriquées.
- **Des pieux** métalliques remplis de béton armé sur les quelles repose la plate forme.
- **Des tirants** transmettent la réaction à un ancrage situé à une certaine distance derrière le quai enfoui dans le sol.
- **Un système d'ancrage** constitué d'un bloc de béton reposant sur des pieux inclinés avec un bouchon de 2.00m en béton armé à l'intérieur des pieux.
- **Une bêche** en béton armé (panneau préfabriqués) solidaires de plate forme (encastré au niveau de la poutre arrière), destinée à éviter des glissements en parie supérieure de talus.
- Le talus sous la plate forme descend jusqu'à niveau du bassin.

II.1. Les propriétés des couches de sol et des interfaces

Tableau V.1 : Propriétés des couches de sol et des interfaces.

Paramètre :	Désignations	remblai	tout venant	sable limoneux lâche à très lâche	sable limoneux dense à très dense	gravier sableux compact à très compact	marne raide	Béton	Unités
Modèle type.	Model	MC	MC	MC	MC	MC	MC	Linéaire élastique	/
Type de comportement.	Type	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Undrained	Non poreux	/
Poids volumique non saturé.	γ_{unsat}	17	16	16	17	18	19	25	KN/m ³
Poids volumique saturé.	γ_{sat}	20	20	17	18	19	20	/	KN/m ³
Perméabilité horizontale.	Kx	3E-04	1E -06	1,26E-06	1,02E-06	1,33E -06	1,33E-04	/	m/s
Perméabilité verticale.	Ky	3E-04	1E -06	1,26E-06	1,02E-06	1,33E -06	1,33E-04	/	m/s
Module d'Young.	Eref	1E+ 04	8E+03	2,6E +04	1,1 E+04	4,2 E+04	7,5E+04	2 E5	KN/m ²
Coefficient de Poisson.	ν (nu)	0,33	0,3	0,3	0,3	0,33	0,33	0,3	/
Cohésion.	C_{ref}	4	1	5	10	5	187,5	/	KN/m ²
Angle de frottement.	φ (phi)	33	30	29	30	45	15	/	°
Angle de dilatance.	ψ (psi)	3	0	0	0	15	0	/	°
Facteur de rigidité de l'interface.	R_{inter}	0,67	0,67	1	1	1	1	1	/

II.2. Les propriétés des éléments structuraux

Les propriétés des pieux, et des plaques d'ancrage sont données sur le tableau V.2 :

Tableau V.2 : Propriétés des éléments structuraux.

Paramètre :	Désignations	Pieux verticaux	Pieux inclinés	Plaque d'ancrage.	Unités
Type de comportement.	Material type	Elastique	Elastique	Elastique	/
Rigidité normale.	EA	7,536E+05	6,474E+06	8,4 E+08	KN/m
Rigidité de flexion.	EI	2,034E+04	1,108E+04	1,120E+06	KNm ² /m
Epaisseur équivalente	d	0,569	0,453	0,4	m
Poids.	W	11,33	8,3	4	KN/m/m
Coefficient de Poisson.	ν	0,33	0,3	0,3	/

II.3. Les propriétés des tirants d'ancrage

Tableau V.3 : Propriétés des tirants d'ancrage (élément noeuds à noeuds).

Paramètre :	Désignations	Tirant d'ancrage	Unités
Type de comportement.	Matériel type	Elastique	/
Rigidité normale.	EA	1,080E+06	KN
Espacement.	Ls	15	m

III. 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

1. Unités et conventions de signe

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).

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.

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.

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.

- 1^{ère} couche  : sable limoneux lâche à très lâche
- 2^{ème} couche  : sable limoneux dense à très dense
- 3^{ème} couche  : gravier sableux compact à très compact
- 4^{ème} couche  : marne raide

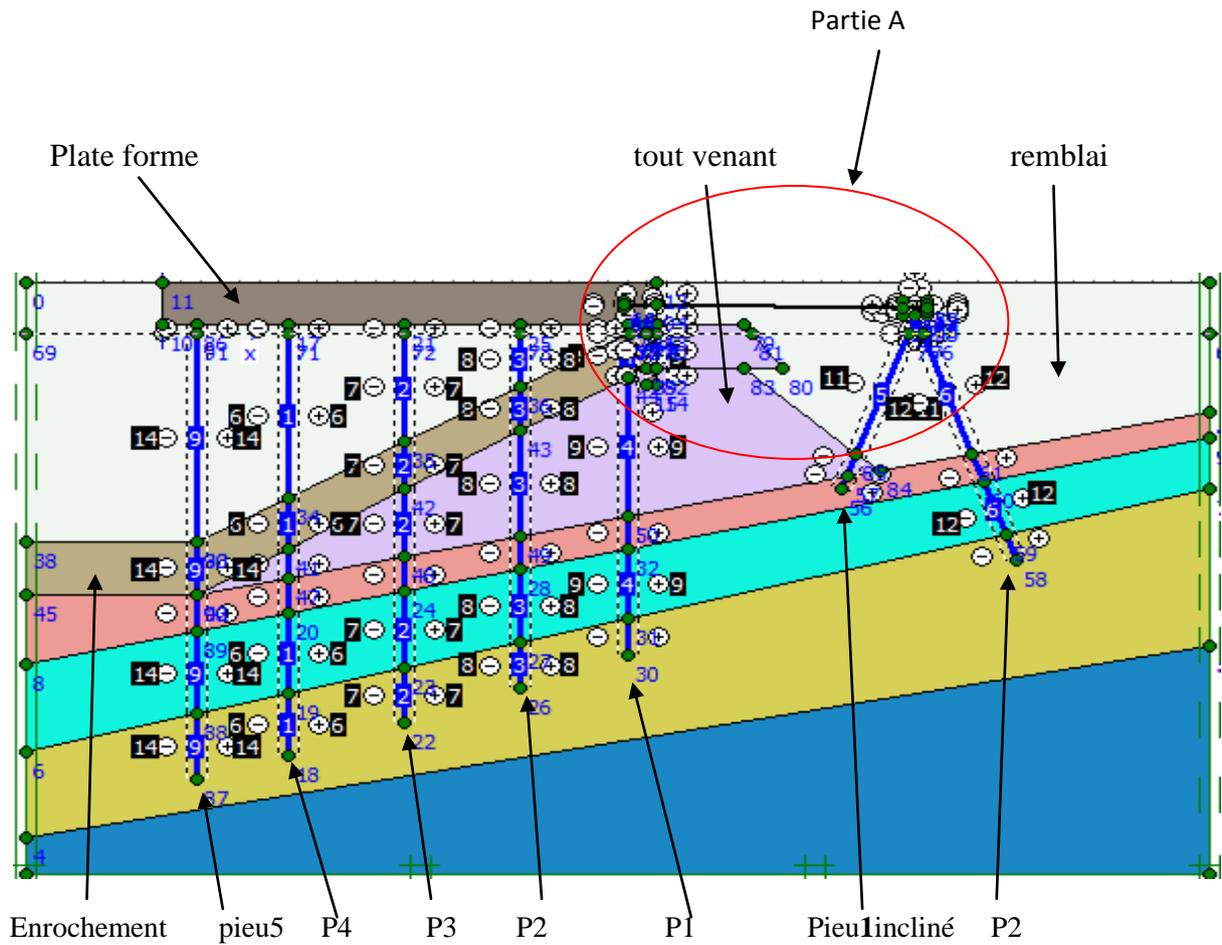


Figure V.1 : Coupe transversale du projet (dimensions en m).

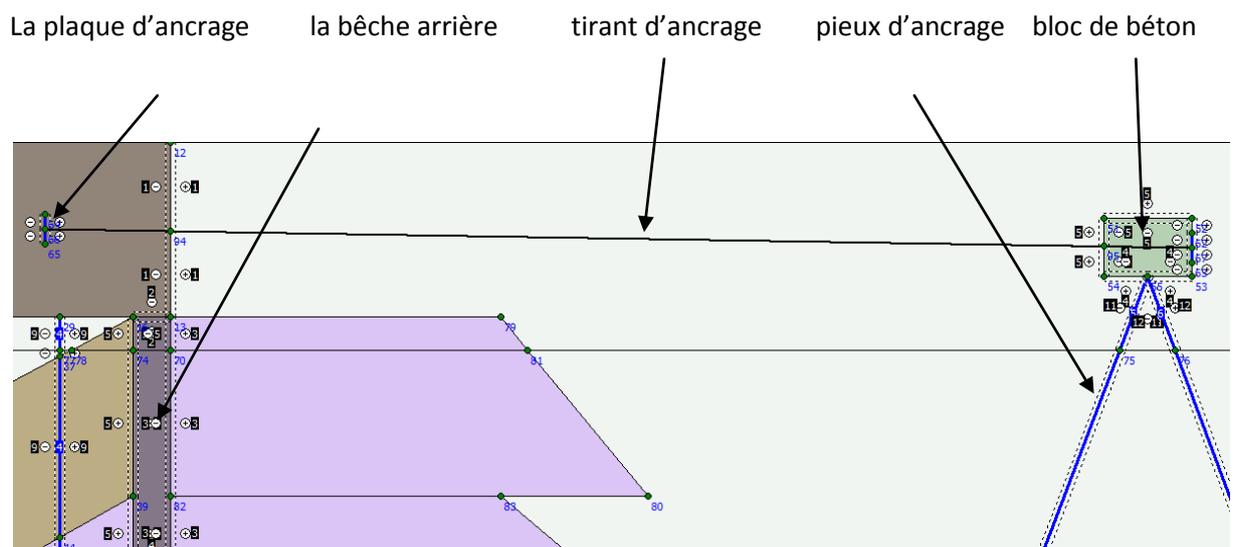


Figure V.2 : zoom de la partie A

3. Interfaces

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

4. conditions aux limites

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

5. Génération du maillage

Après avoir effectué toute la procédure décrite ci-en –haut, on lance la génération du maillage, automatiquement avec un maillage grossier (coarse).

La représentation du maillage est affichée à la figure V.3 :

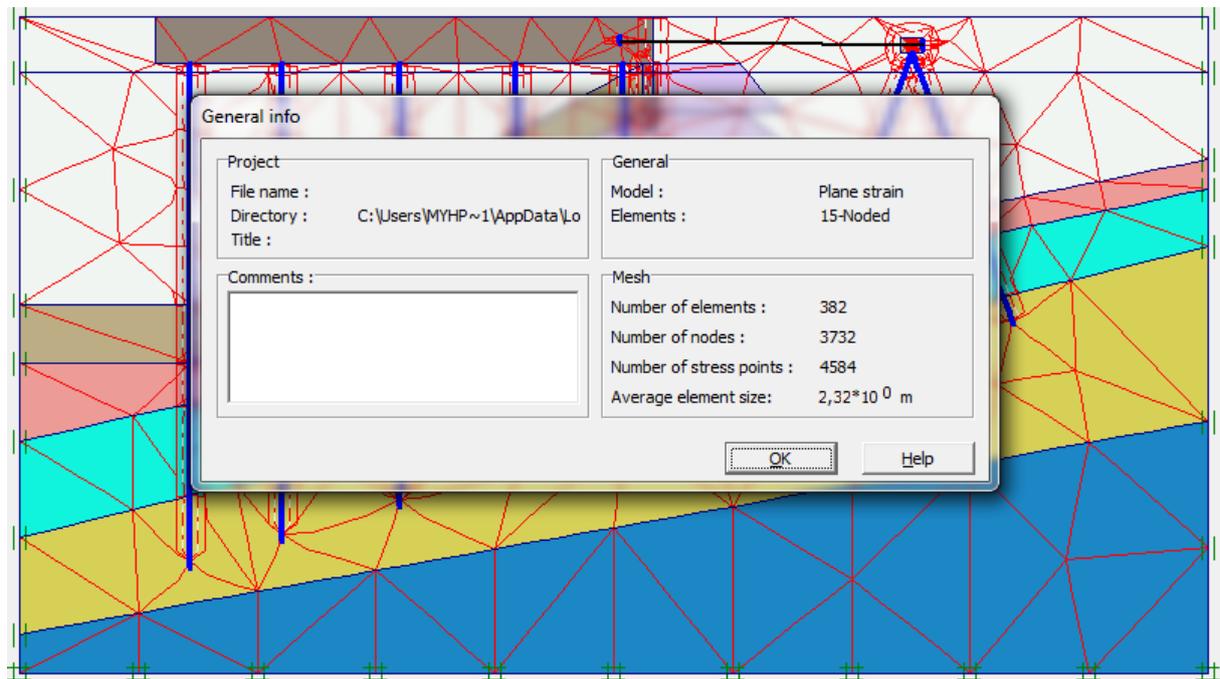


Figure V.3 : Le maillage du modèle.

6. Les conditions initiales

6.1. Conditions hydrauliques

6.1.1. Poids volumique de l'eau

On valide le poids volumique de l'eau : $\gamma_{water} = 10,30 \text{ KN/m}^2$

6.1.2 La nappe phréatique

Il existe une nappe phréatique à 0 m du niveau de la mer. Pour la représentée on utilisera l'option 'Cluster phreatic level'. Elle est définie entre les deux points : '68' et '69' (Figure V.4).

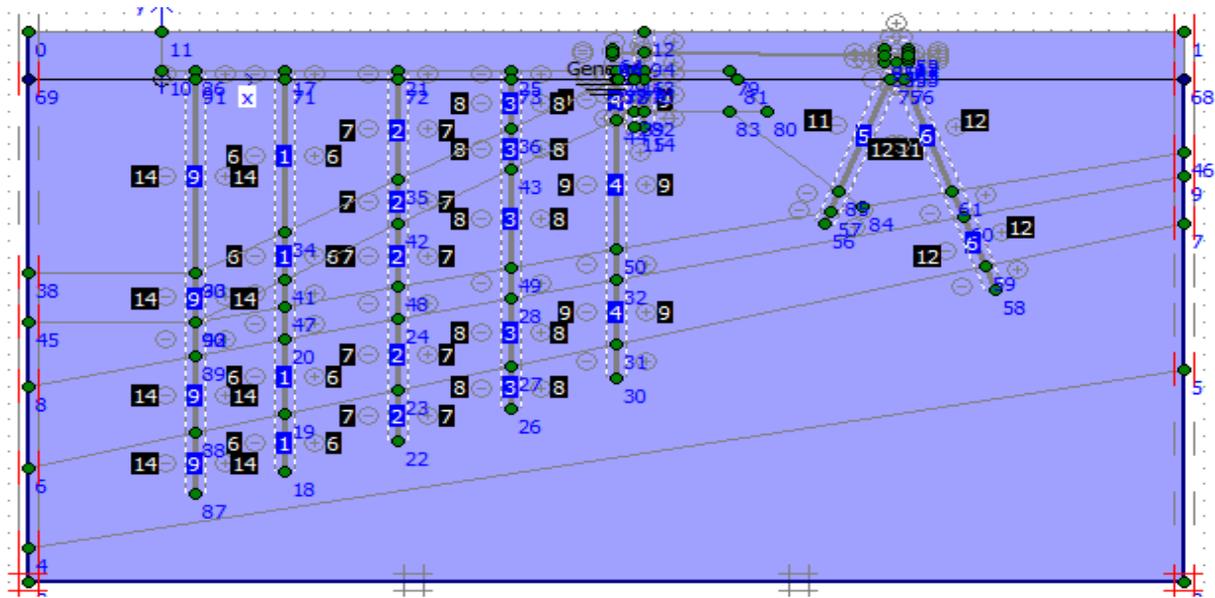


Figure V.4. Détermination des nappes phréatiques

6.1.3. 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 les pressions interstitielles doivent toujours être nulles ont été spécifié comme étant non poreux (Non-porous) dans le jeu de données du sol «béton »

6.1.4. Génération des pressions hydrauliques

On décide de générer les pressions hydrauliques à partir des nappes phréatiques. La valeur maximale des pressions interstitielles est $-317,91 \text{ KN/m}^2$ (Figure V.5)

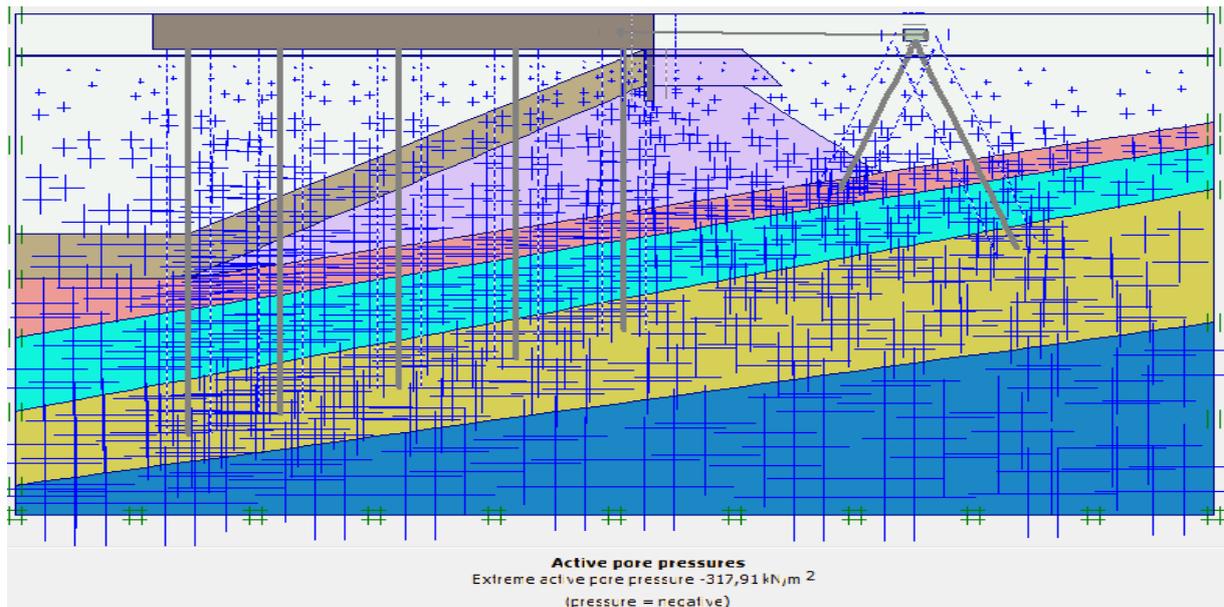


Figure V.5 Génération des pressions hydrauliques.

6.2. 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 V.6 :

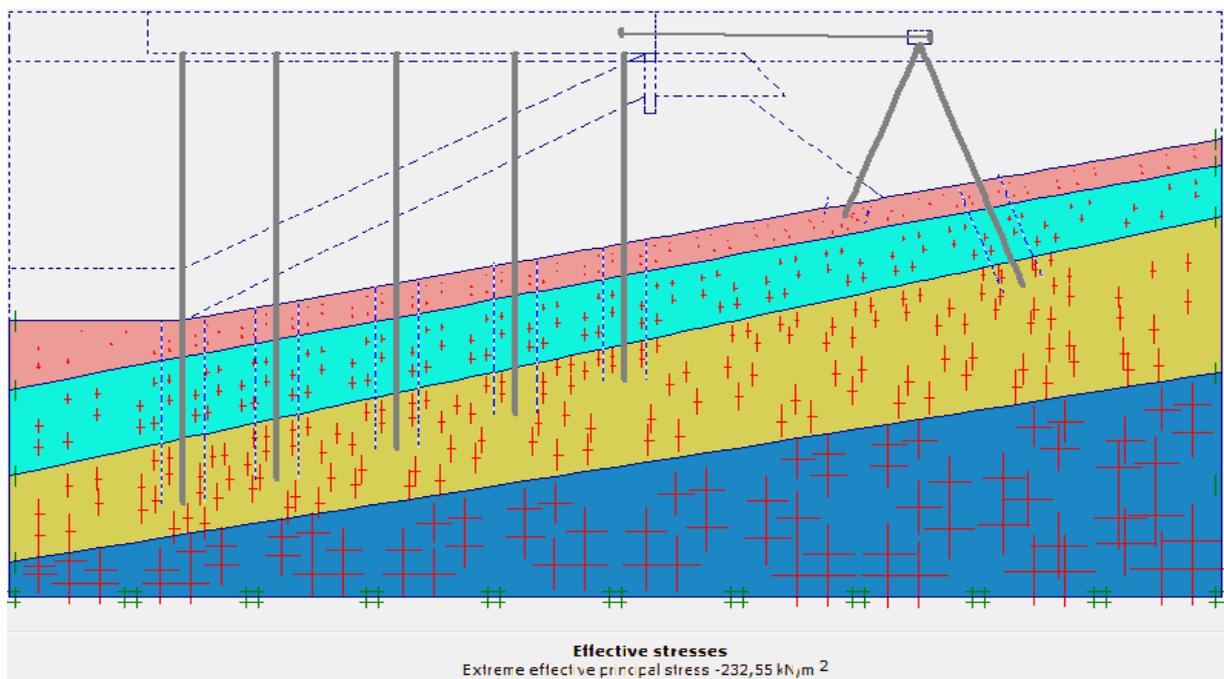
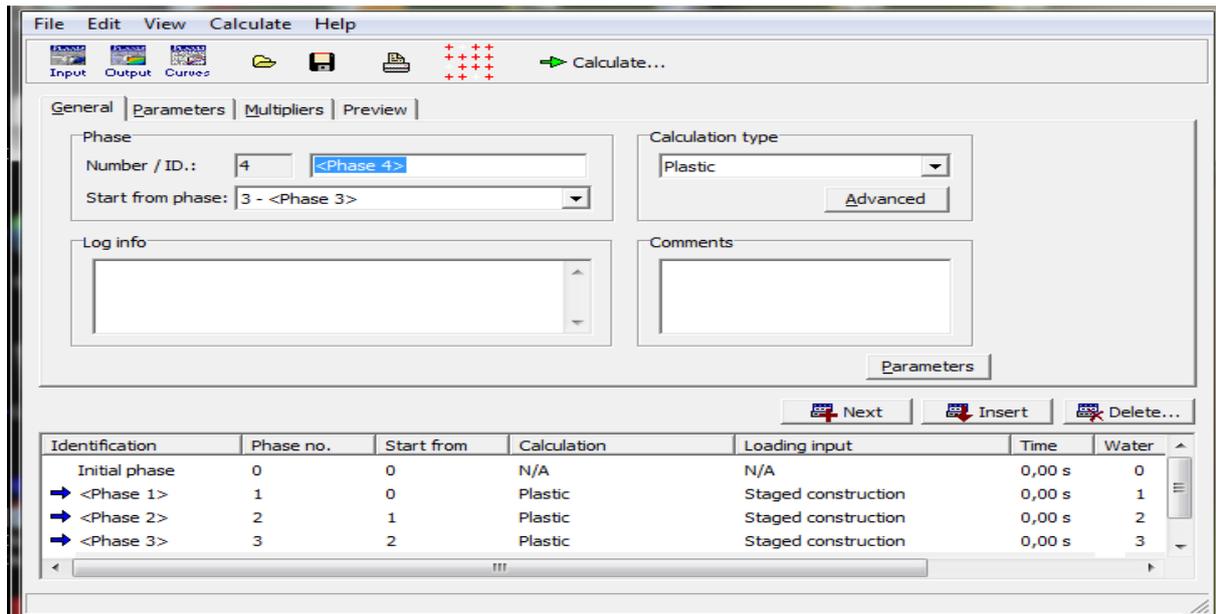


Figure V.6 : Génération des contraintes initiales.

7. Procédure de calculs

Le calcul du modèle de référence utilisé pour notre étude est un calcul plastique, qu'on définit en 04 phases (figureV6)

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



FigureV7. Procédure de calculs

Phases de réalisation par étapes du projet (Figure V.7)

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 de la bêche et la couche de sol (tout venant) au dessous de la bêche et la moitié du remblai

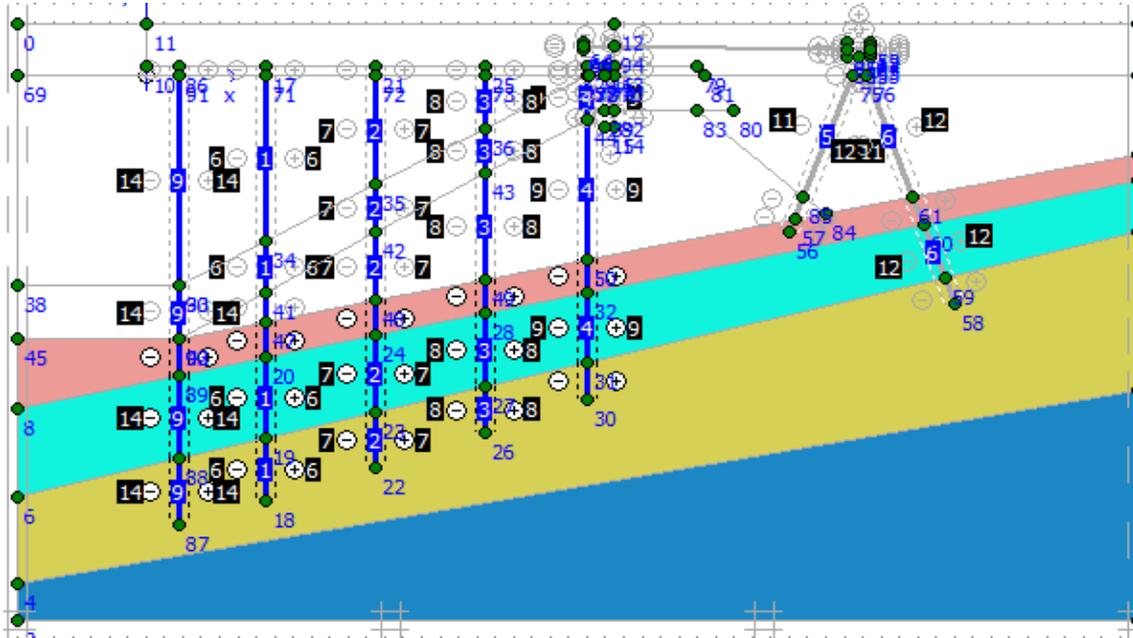
- On active la bêche et les interfaces

Phase 3 : mise en place des pieux inclinés et bétonnage de la plate forme

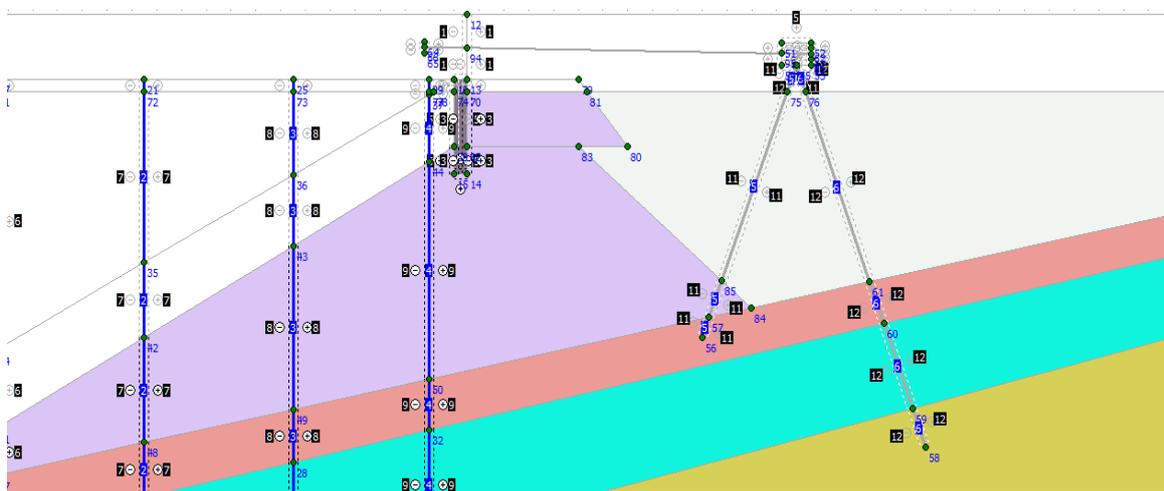
- On active les pieux et les interfaces pieu -sol, ainsi que la plate forme

Phase 4 : bétonnage de bloc de béton, mise en place de tirant d'ancrage et les plaques d'ancrage, ainsi que l'engrochement et le reste du remblai

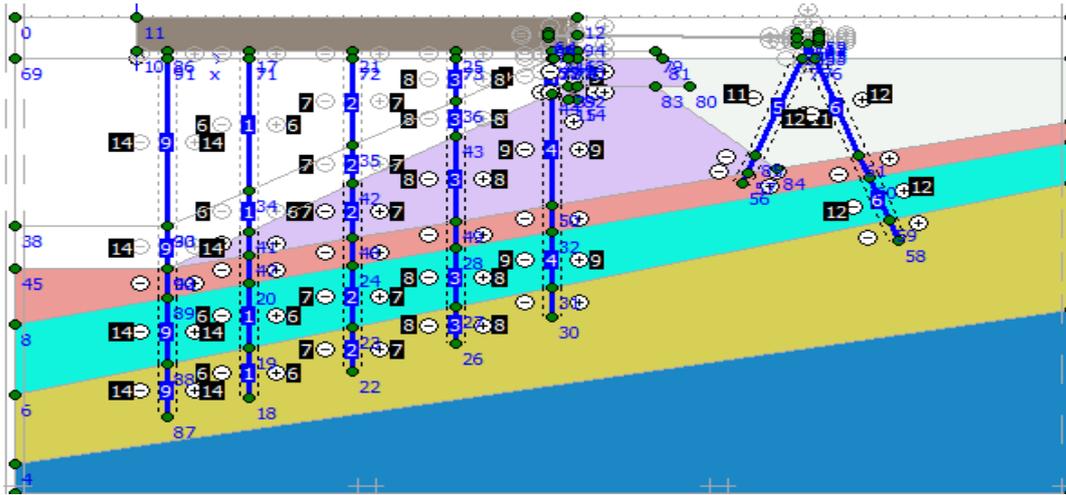
- On active le bloc de béton, le tirant d'ancrage ainsi que la plaque d'ancrage.



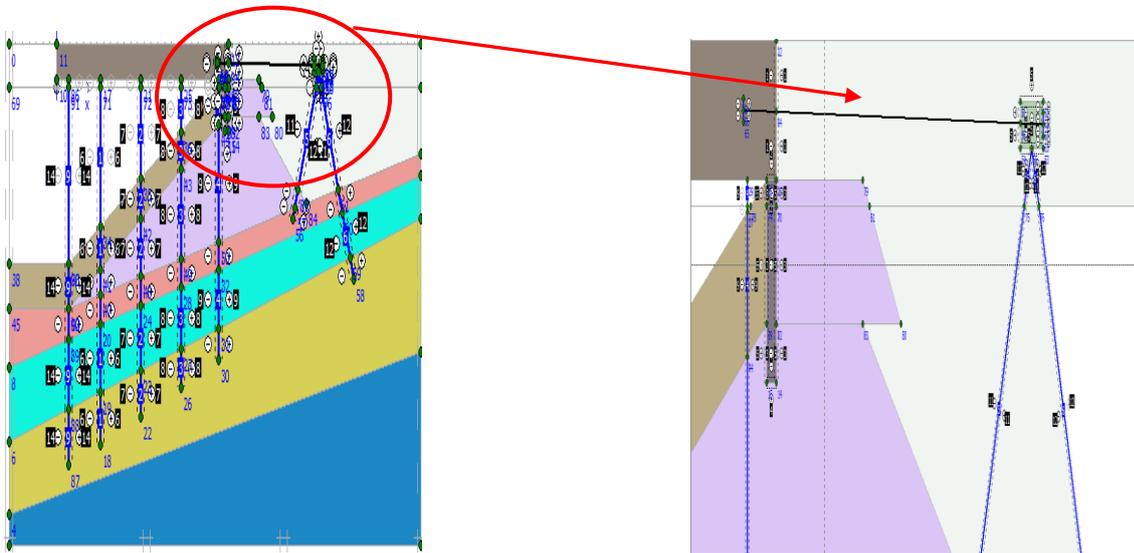
- Phase 1 -



- Phase 2 -



- Phase 3 -



- Phase 4 -

Figure V.8 : Les phases de construction par étapes du projet

Le quai en service (Figure V.9)

Le quai en phase 4 après calcul, représente l'état final des travaux, près à être exploiter. Dans ce qui suit, on entamera la procédure de définition des phases a partir de la phase 4 (Start from phase : 4-<Phase 4>).

Voici différentes possibilités de sollicitation auxquelles le quai est soumis :

Phase 5 : effort appliqué par la grue :

- On active la surcharge de 120 KN/m², appliquée sur la plate-forme.

Phase 6 : Surcharge uniformément répartie + surcharge de la grue

- On active la surcharge de 60 KN/m²,
- On active la surcharge de 120 KN/m², appliquée sur la plate-forme

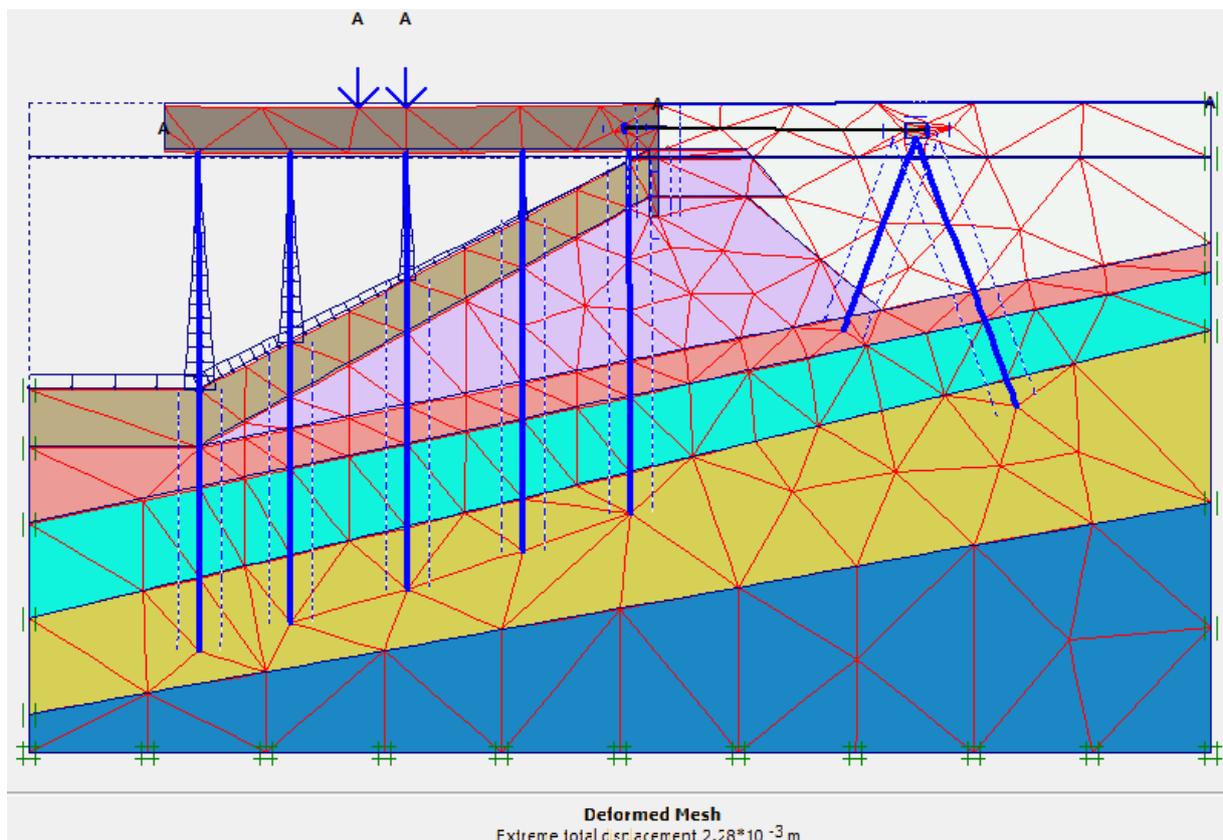
Phase 7 : Surcharge uniformément répartie + surcharge de la grue + un effort d'amarrage

- On active la surcharge de 60 KN/m² et l'effort horizontal de +150 KN/m.
- On active la surcharge de 120 KN/m²

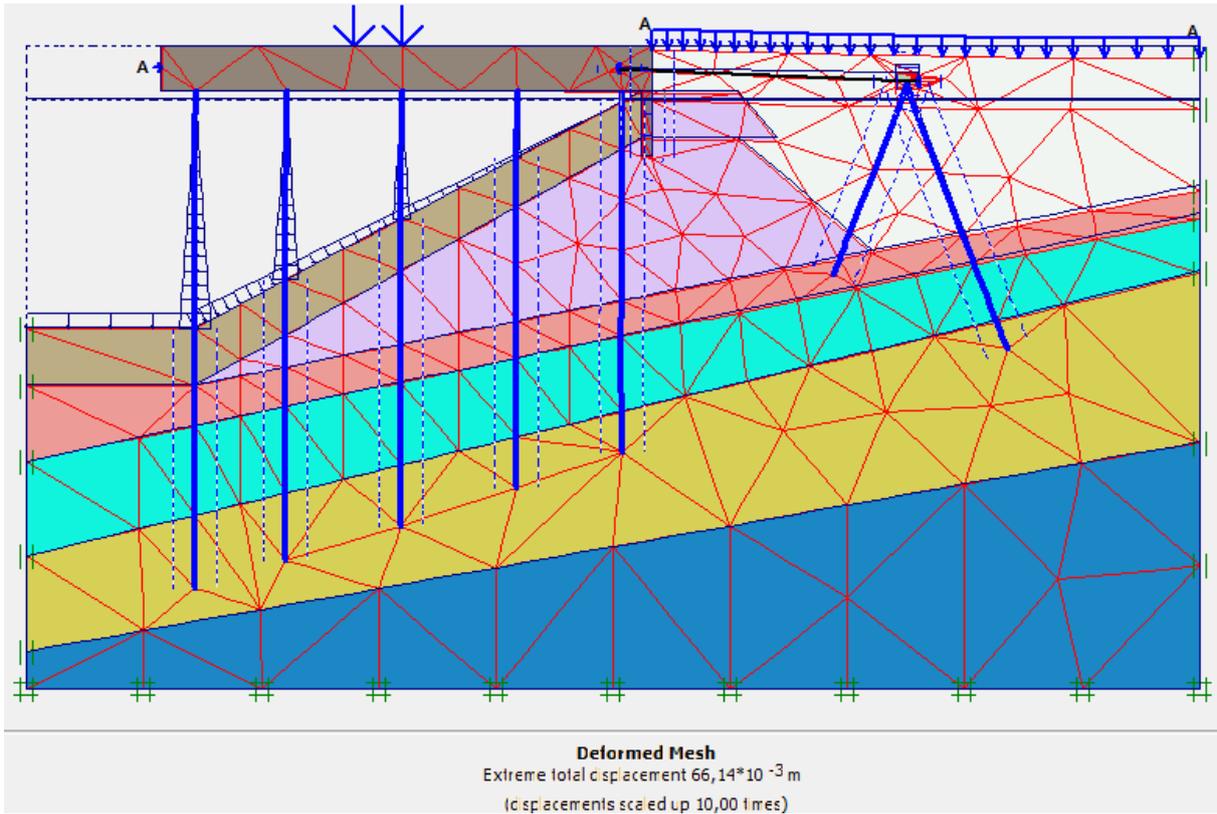
Phase 8 : Surcharge uniformément répartie + surcharge de la grue + un effort d'accostage:

- On applique à la fois la surcharge de 60 KN/m² et l'effort horizontal de 150 KN/m et la surcharge de la grue

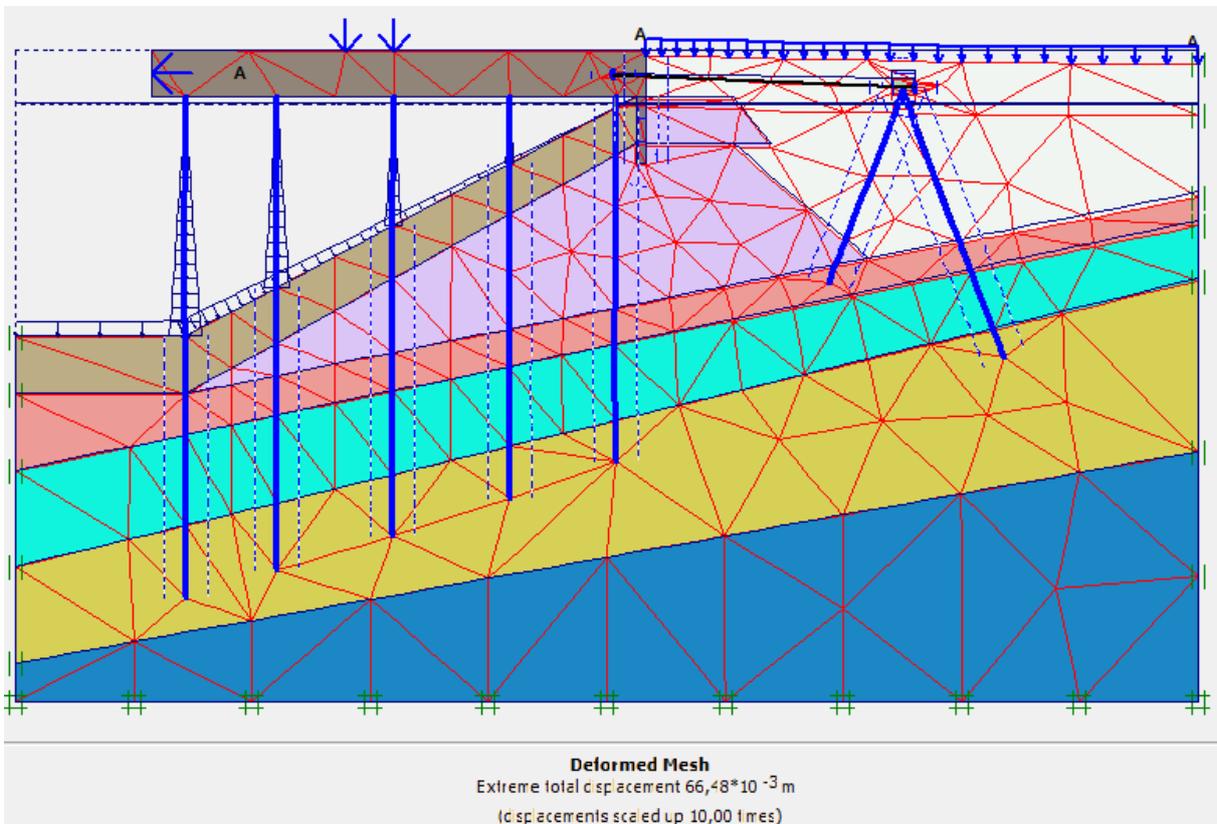
On sélectionne les points de courbe et puis on lance le calcul.



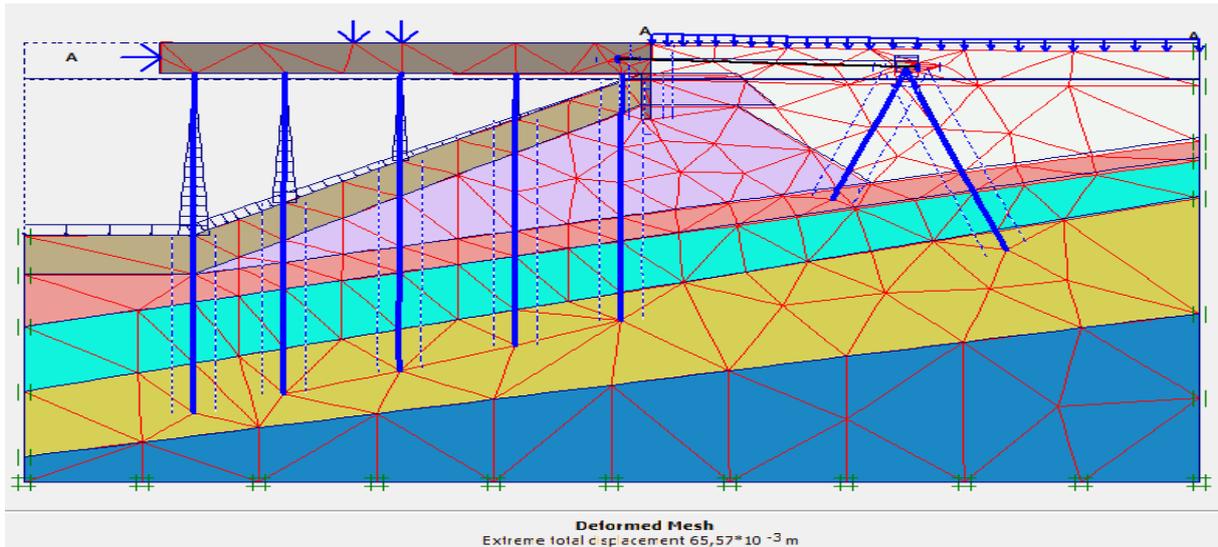
-Phase 5-



-Phase 6-



-Phase 7-



-Phase 8-

Figure V.9 : Les phases de chargement.

8. 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

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

Phase 1 :

Pieu 1

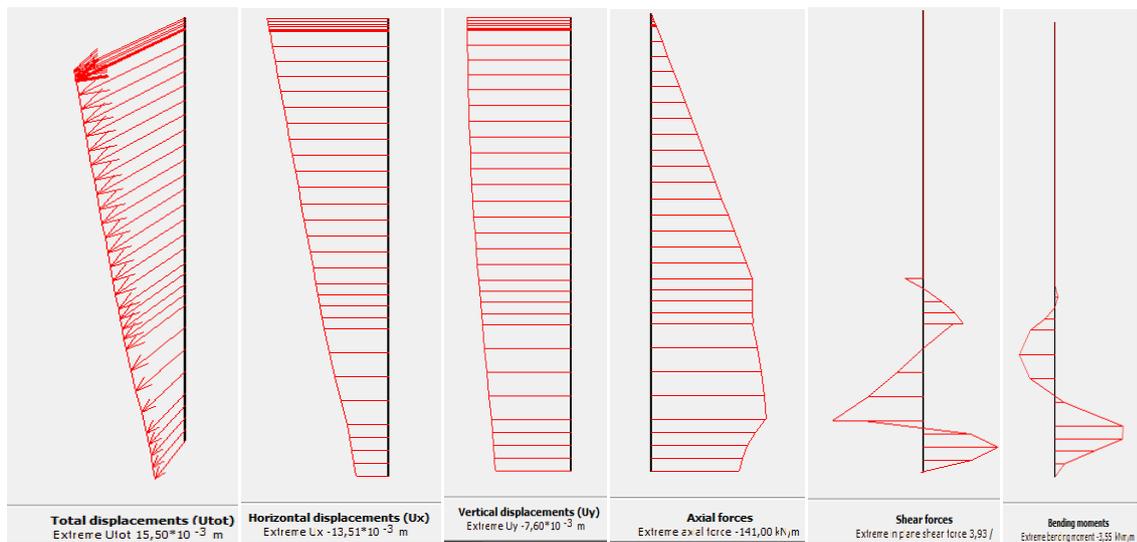


Figure V.10 : Efforts et déformations du pieu 1, à la phase 1

Pieu 2

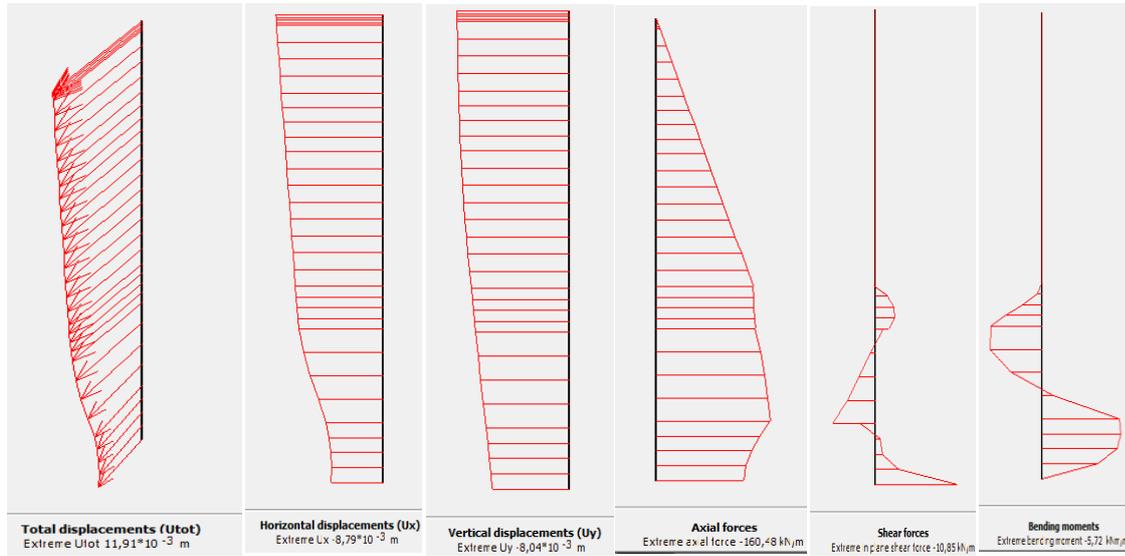


Figure V.11 : Efforts et déformations du pieu 2, à la phase 1

Pieu 3

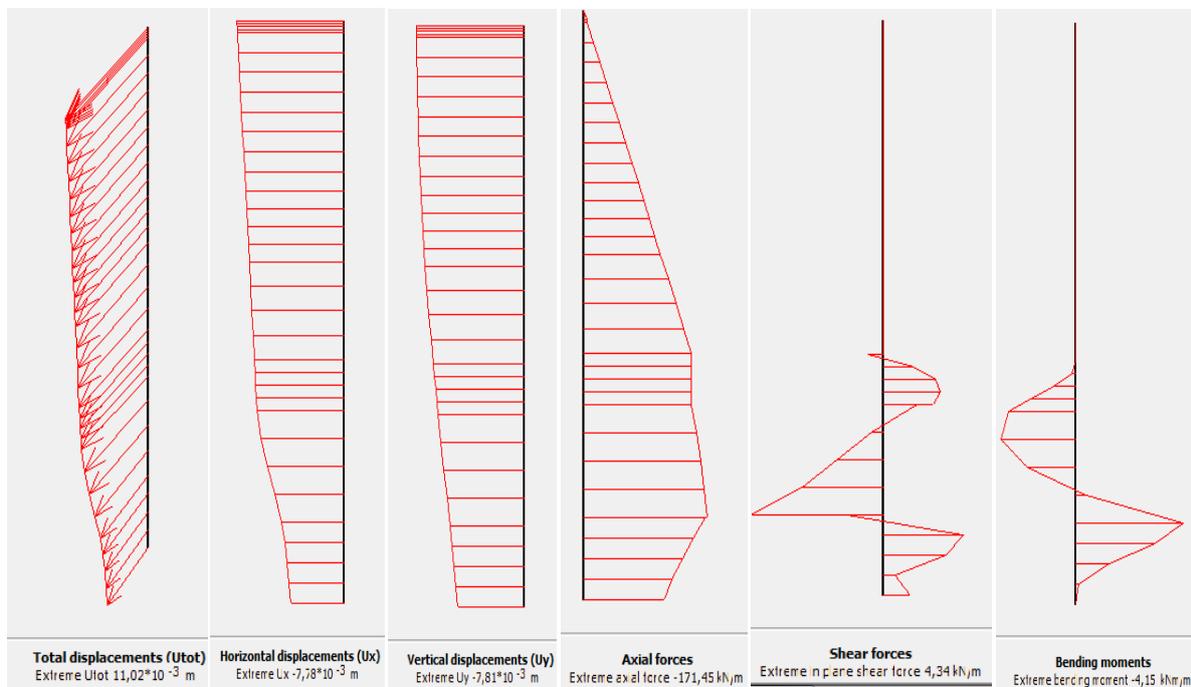


Figure V.12 : Efforts et déformations du pieu 3, à la phase 1

Pieu 4

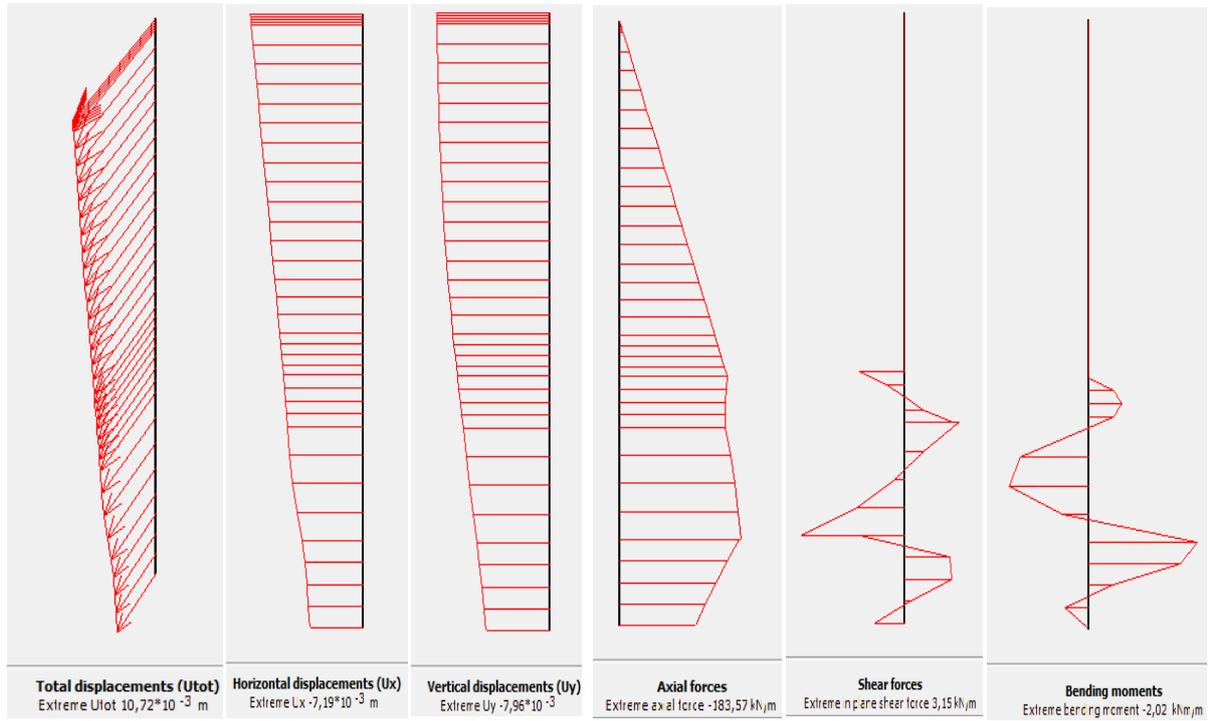


Figure V.13 : Efforts et déformations du pieu 4, à la phase 1

Pieu5

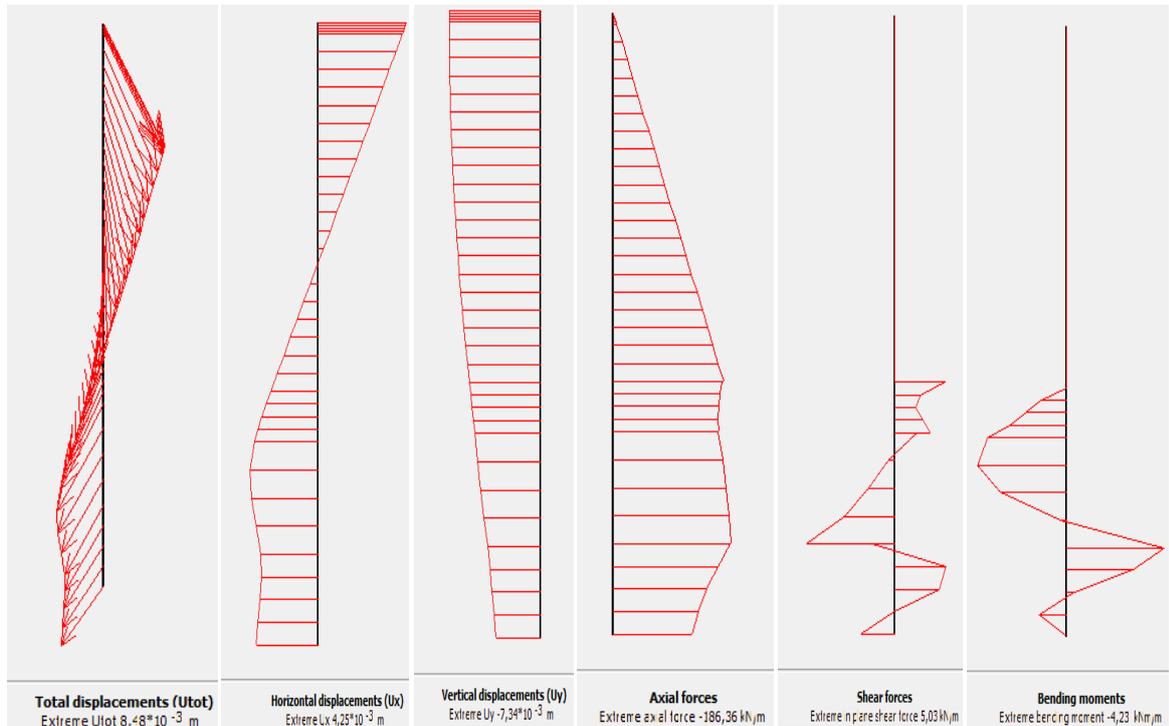


Figure V.14 : Efforts et déformations du pieu 5, à la phase 1

Phase 2 :

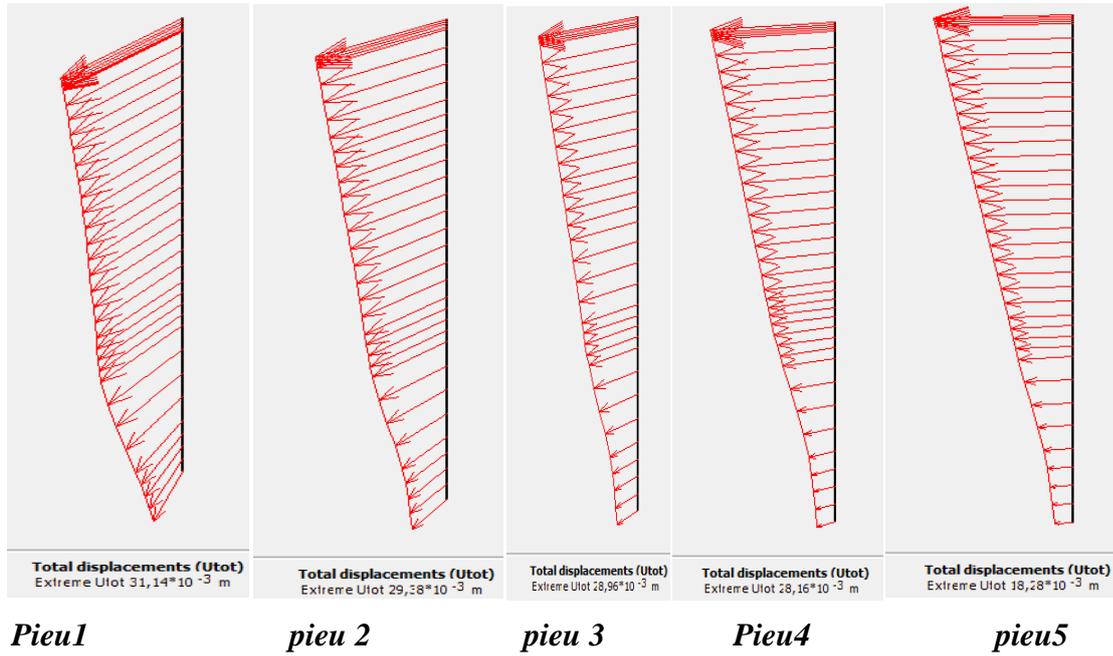


Figure V.15 : déplacements totaux des pieux à la phase 2

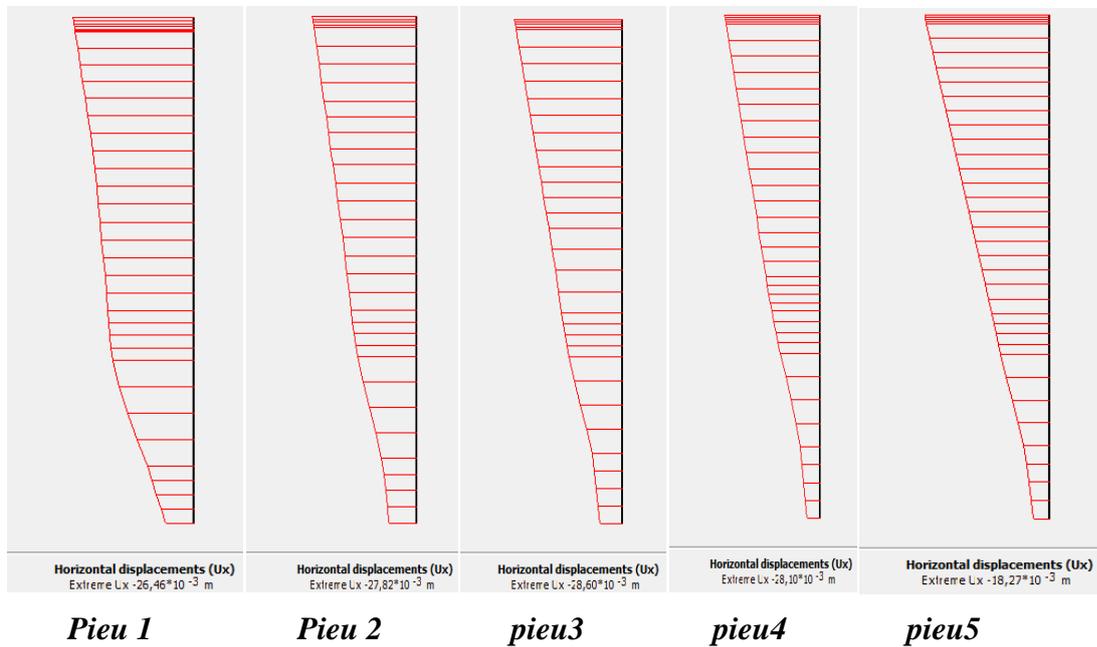


Figure V.16 : déplacements horizontaux des pieux à la phase 2

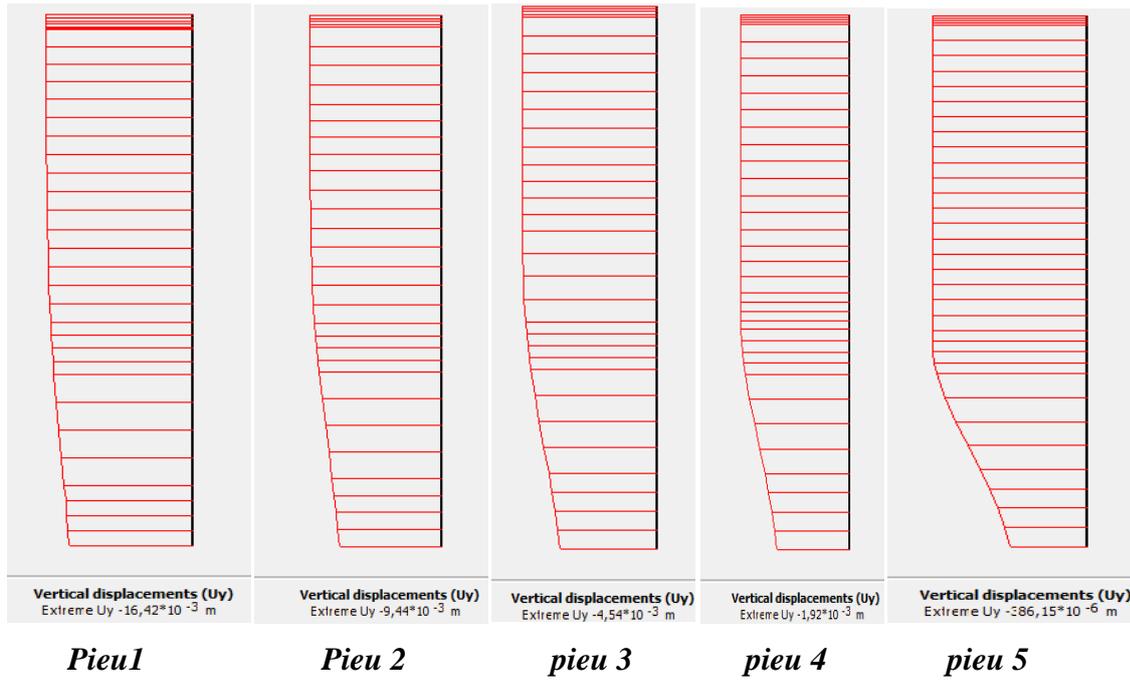


Figure V.17 : déplacements verticaux des pieux à la phase 2

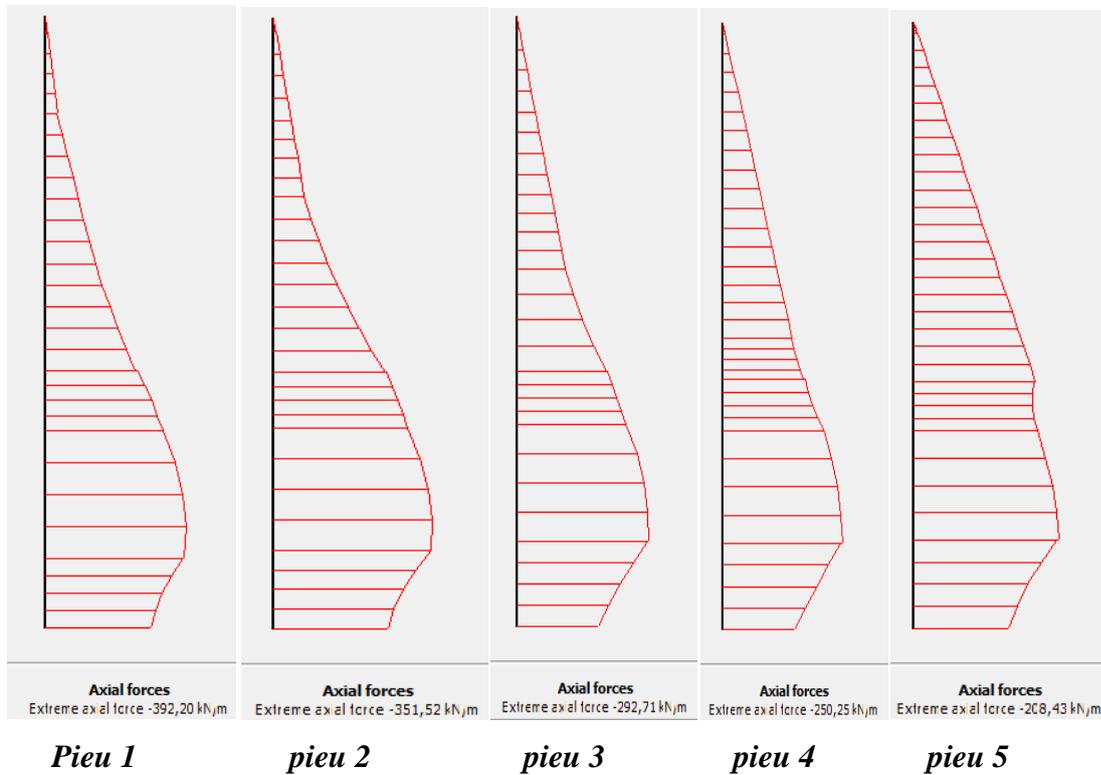


Figure V.18 : efforts normaux des pieux à la phase 2

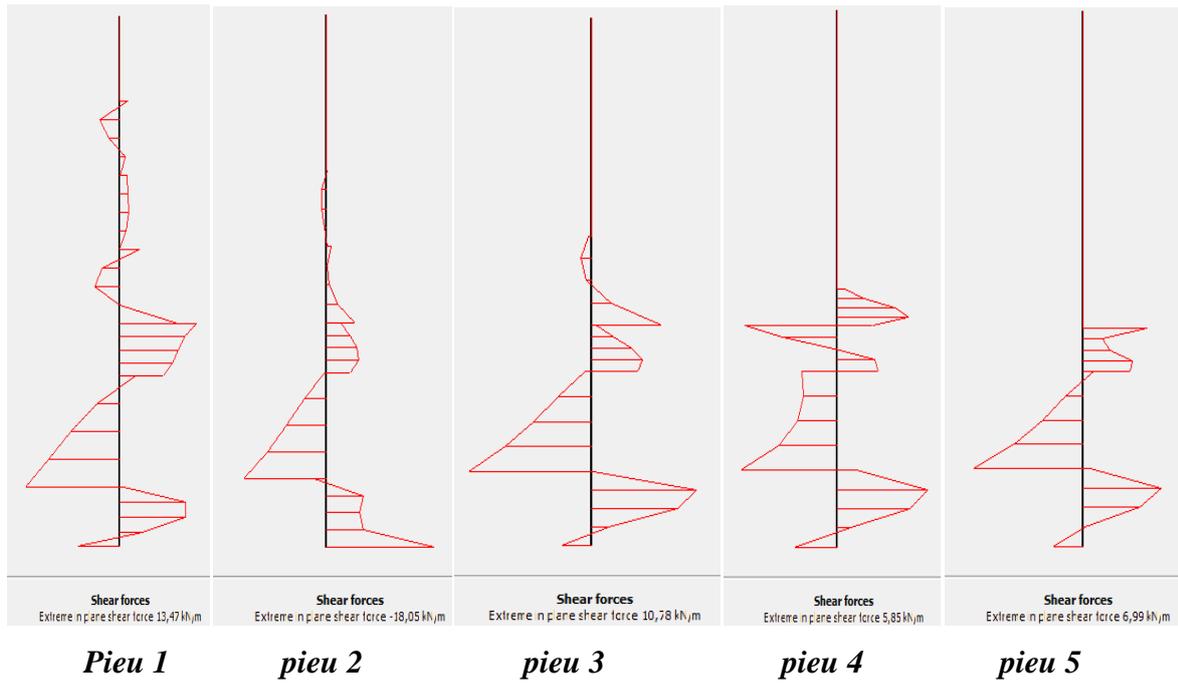


Figure V.19 : efforts de cisaillement des pieux à la phase 2

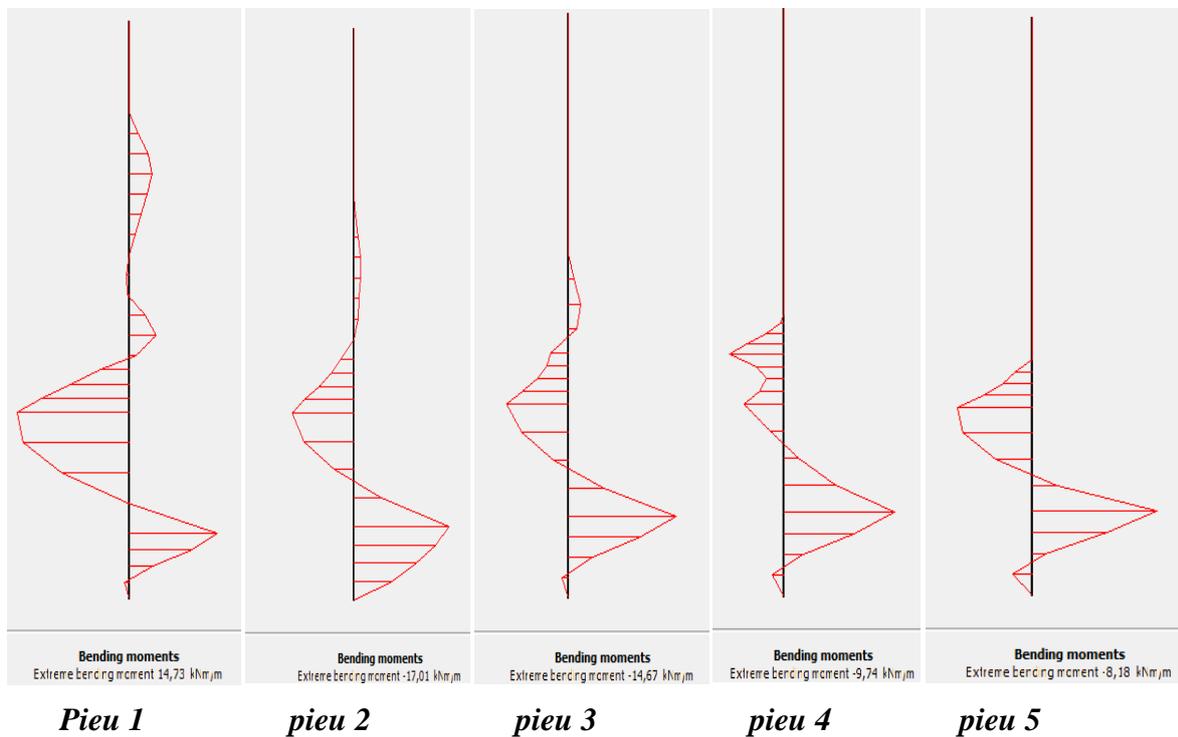
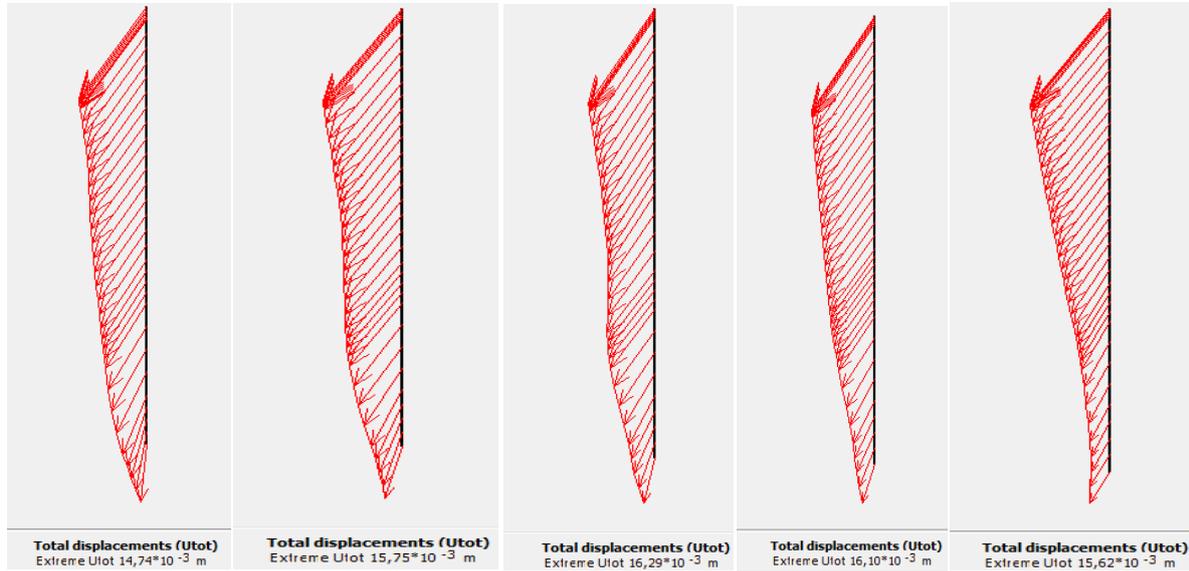


Figure V.20 : les moments fléchissant des pieux à la phase 2

Phase 3 :

◆ **Pieux verticaux**



Pieu 1

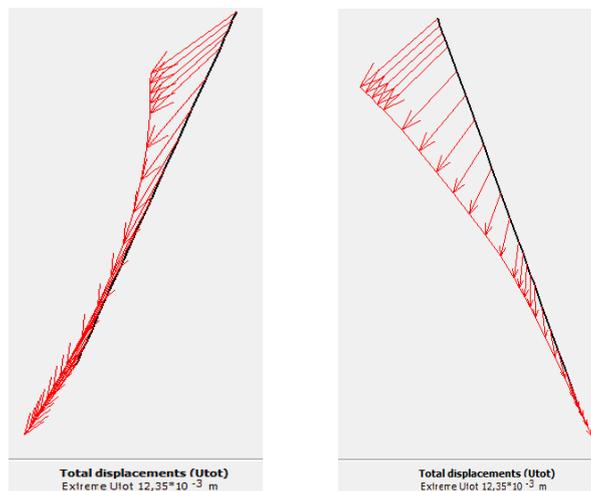
Pieu2

Pieu3

pieu4

pieu5

◆ **Pieux inclinés**

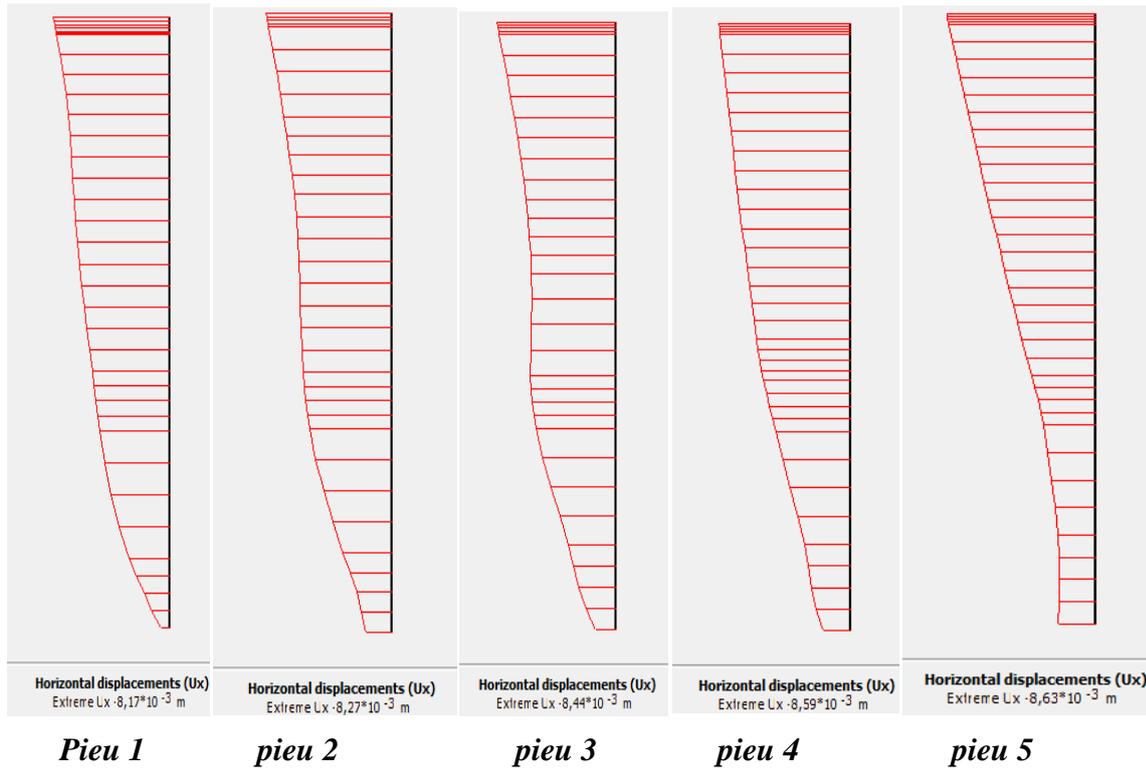


Pieu 1

Pieu2

Figure V.21 : déplacements totaux des pieux à la phase 3

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

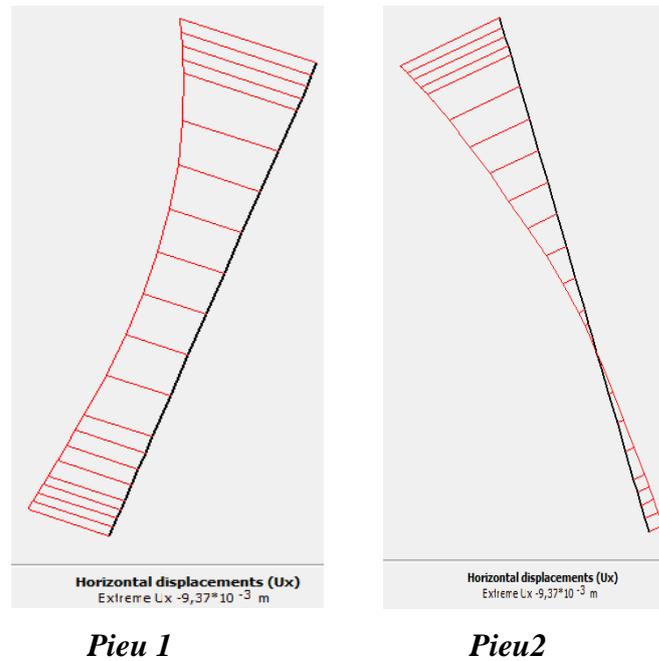
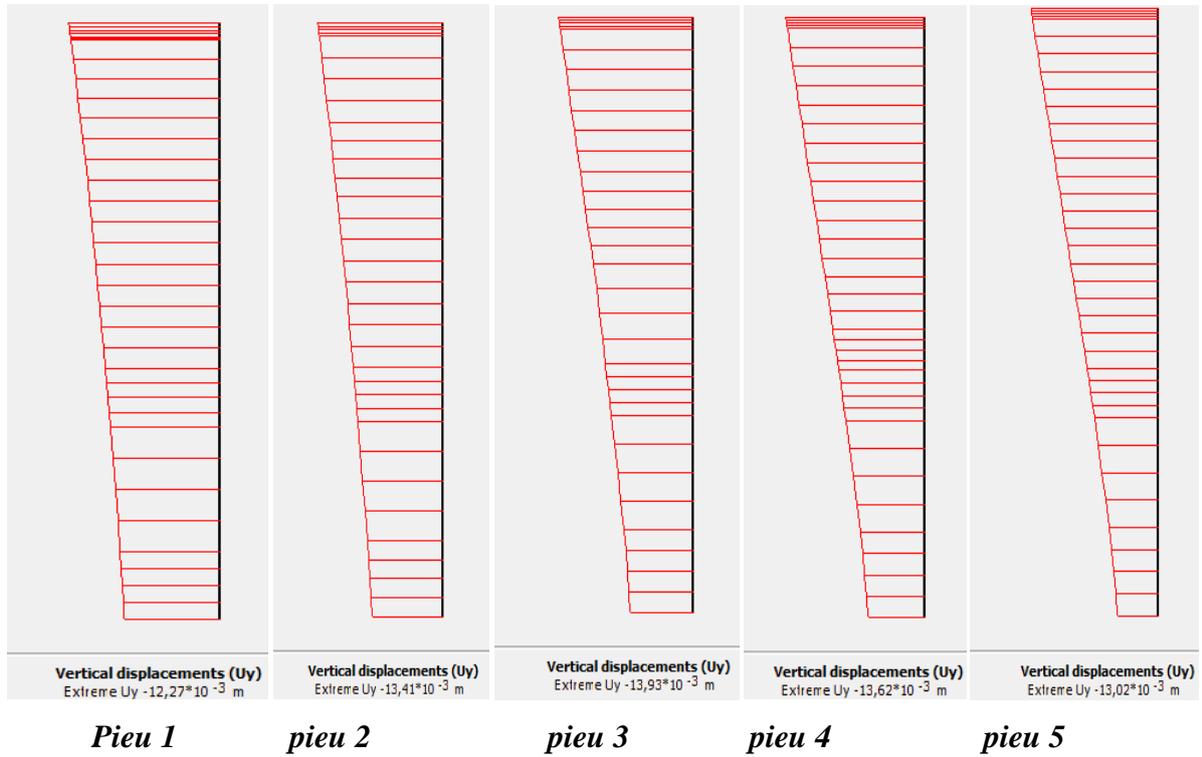


Figure V.22 : déplacements horizontaux des pieux à la phase 3

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

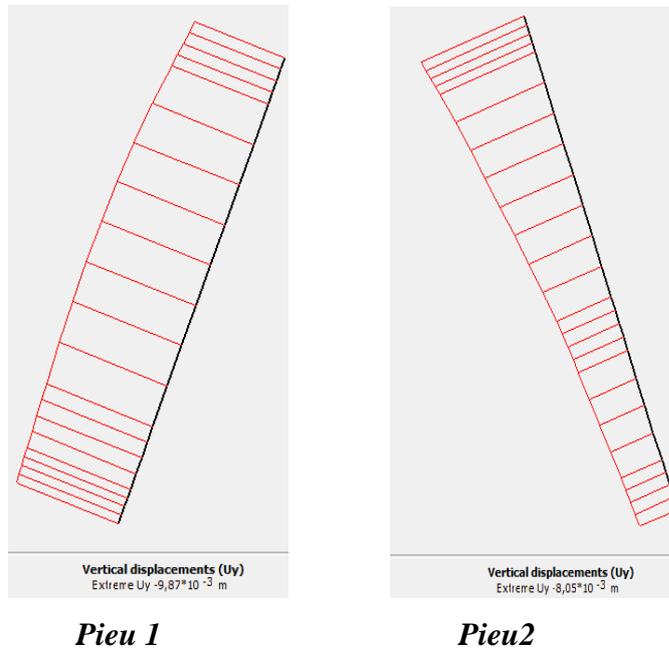
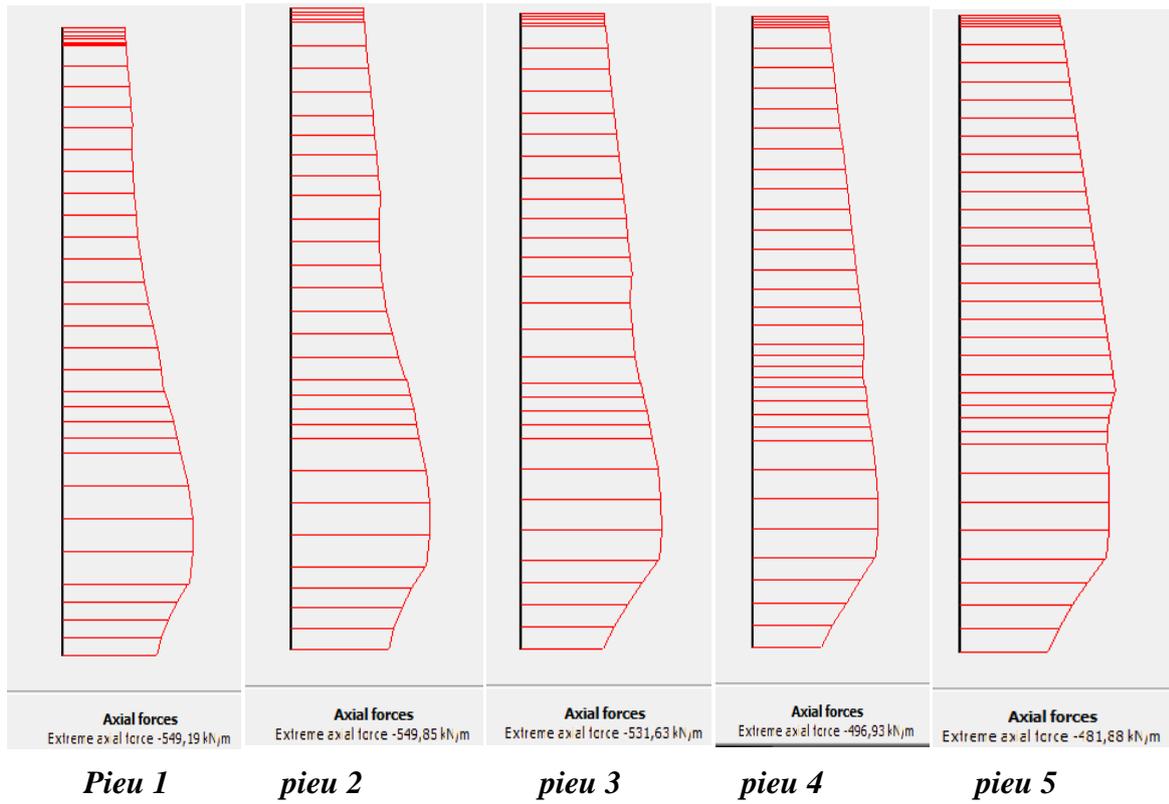


Figure V.23 : déplacements verticaux des pieux à la phase 3

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

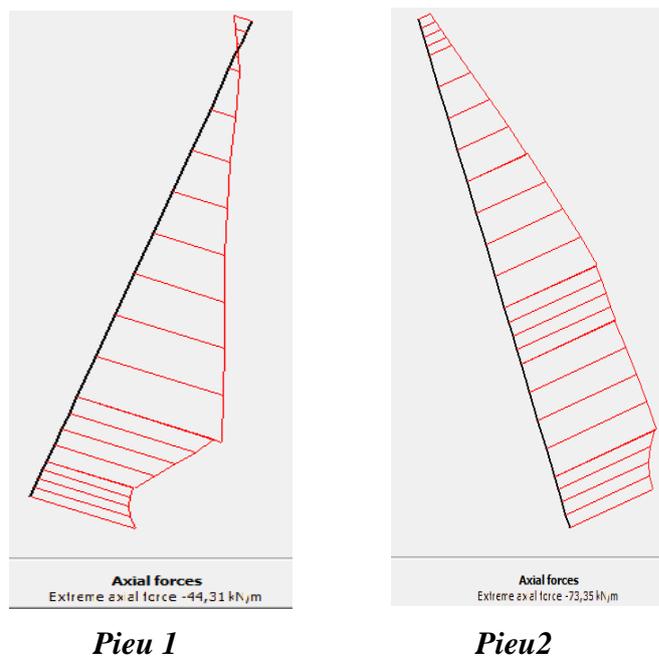
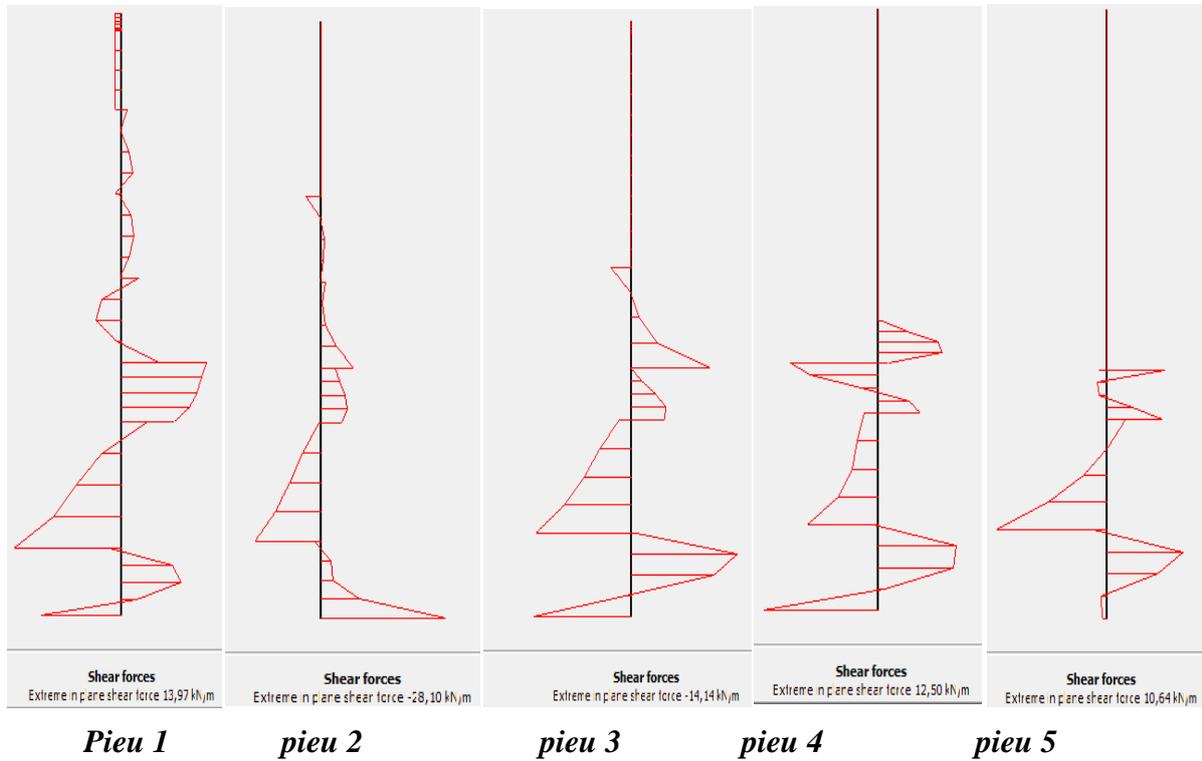


Figure V.24 : efforts normaux des pieux à la phase 3

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

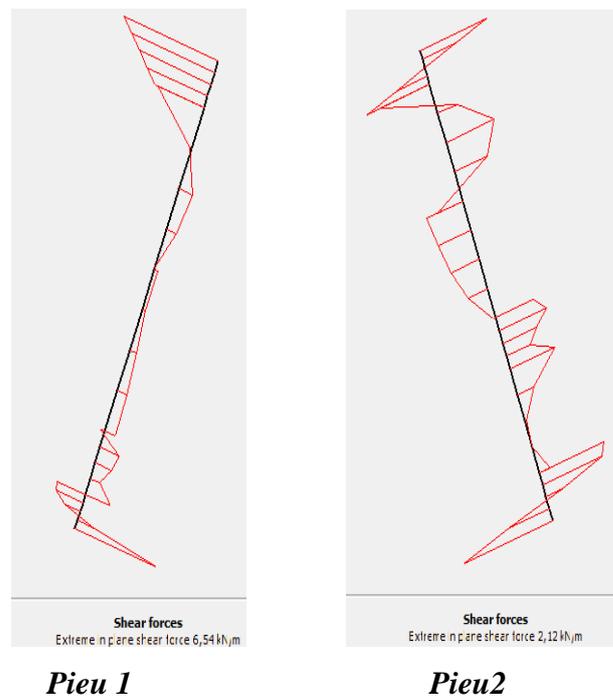
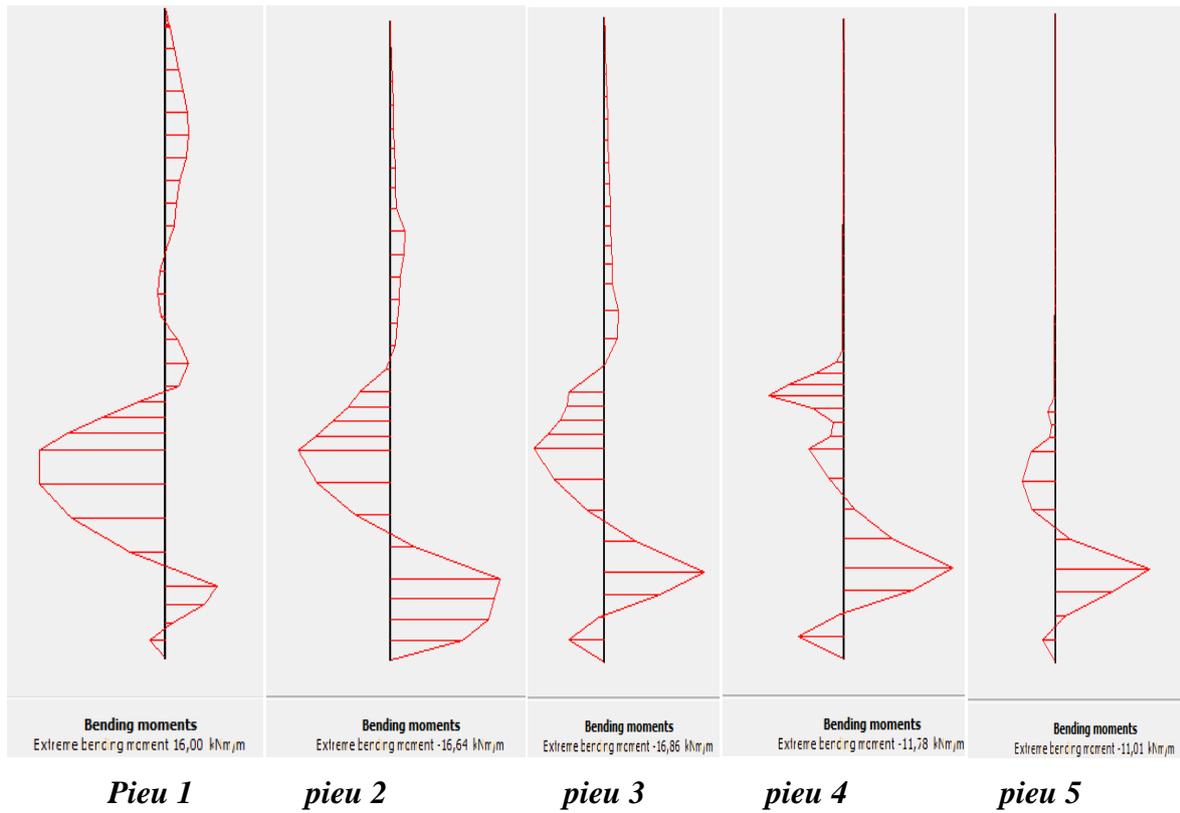


Figure V.25 : efforts de cisaillement des pieux à la phase 3

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

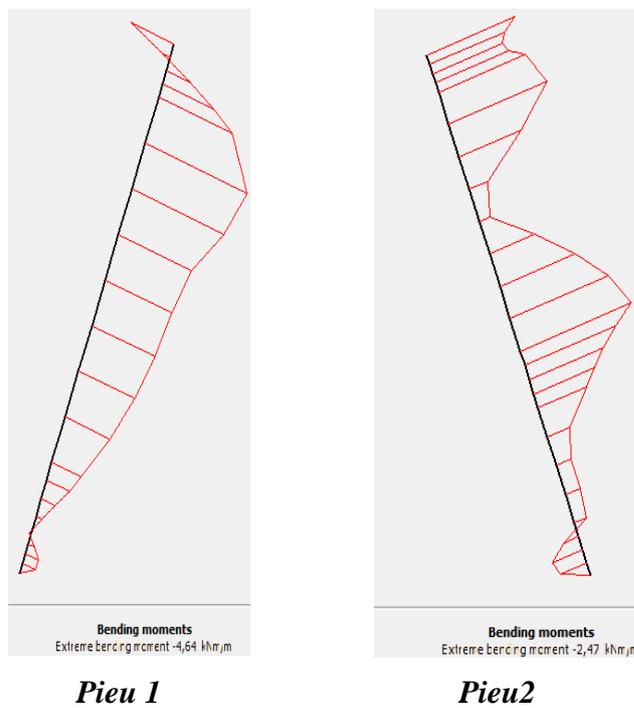
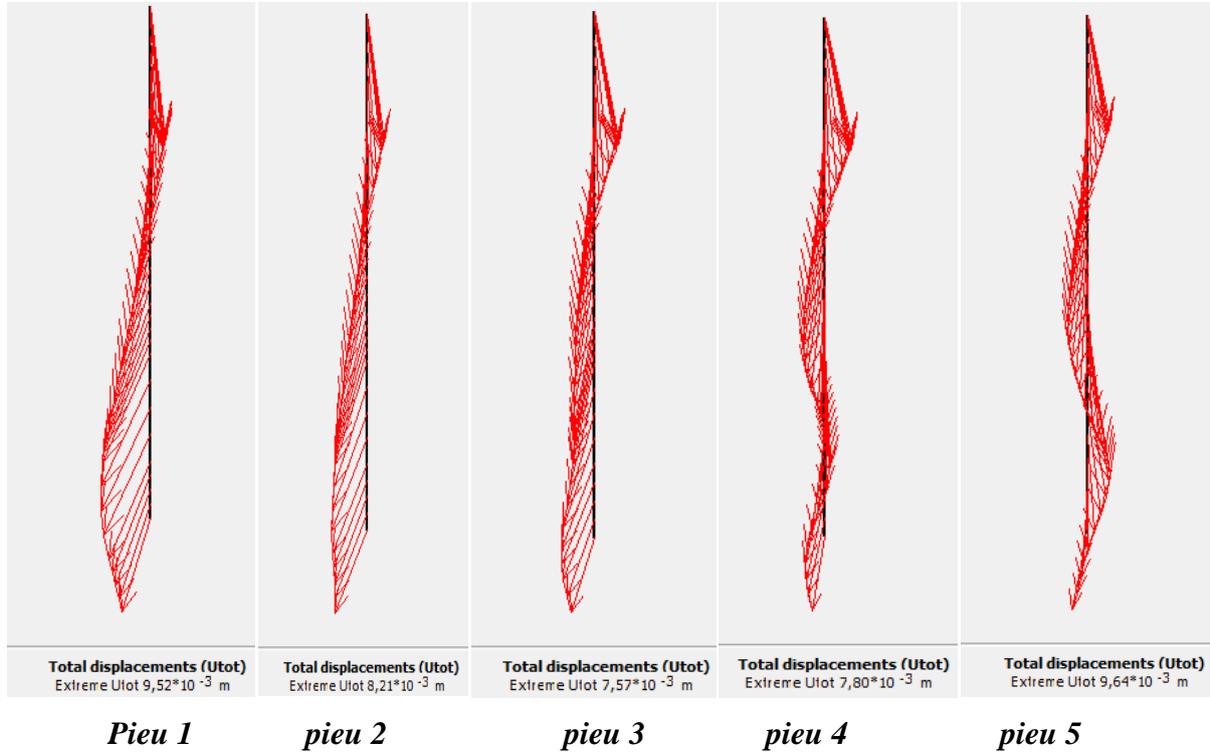


Figure V.26 : les moments fléchissant des pieux à la phase 3

Phase 4 :

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

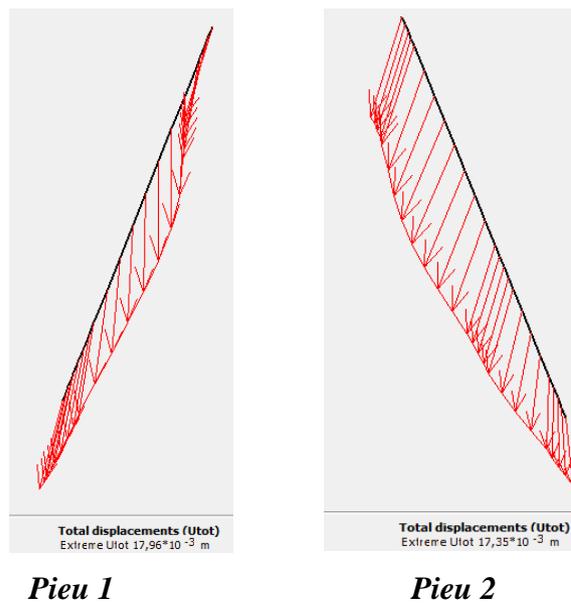
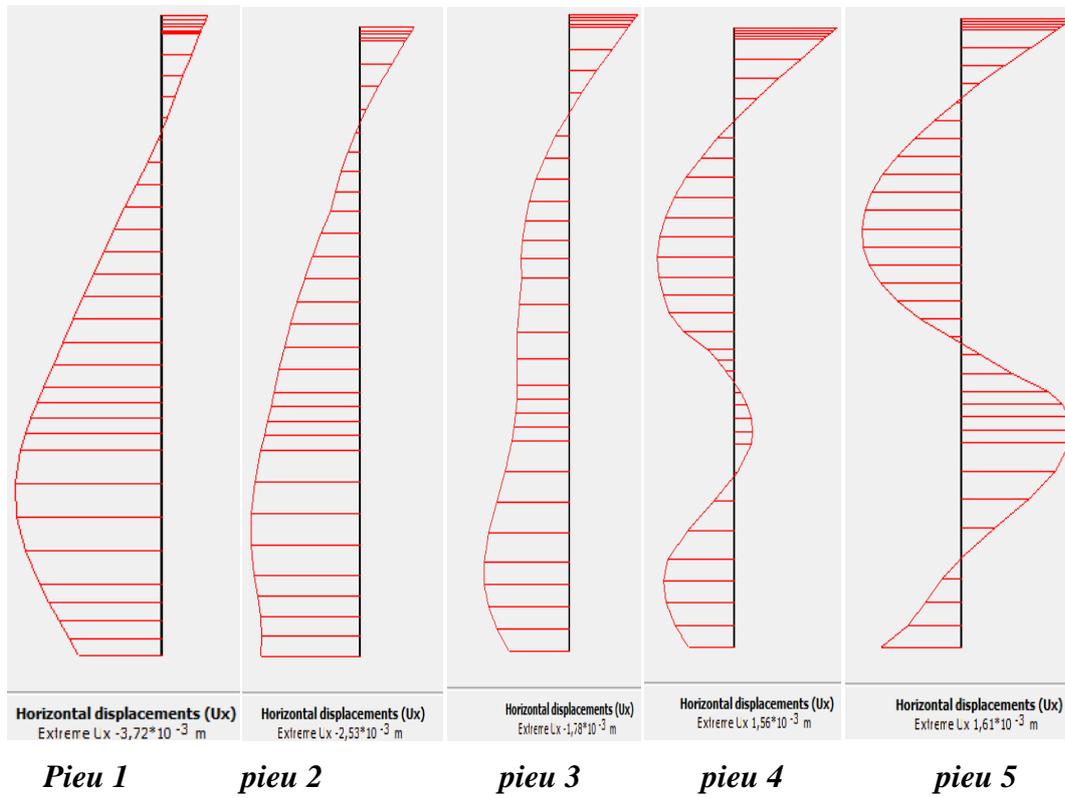


Figure V.27 : déplacements totaux des pieux à la phase 4

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

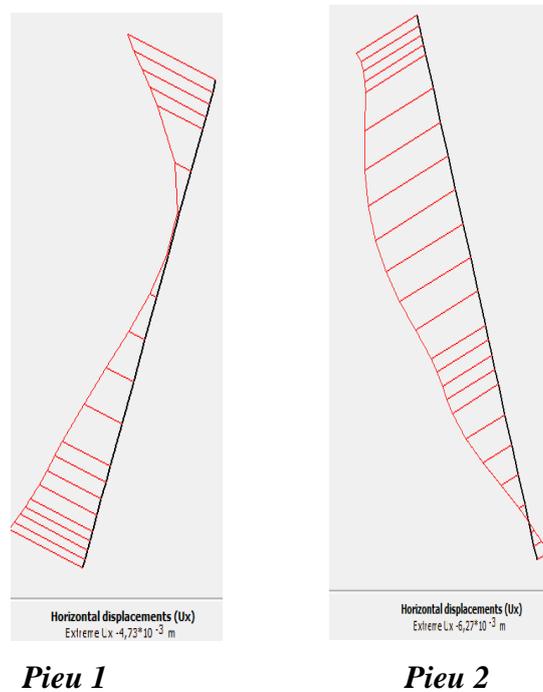
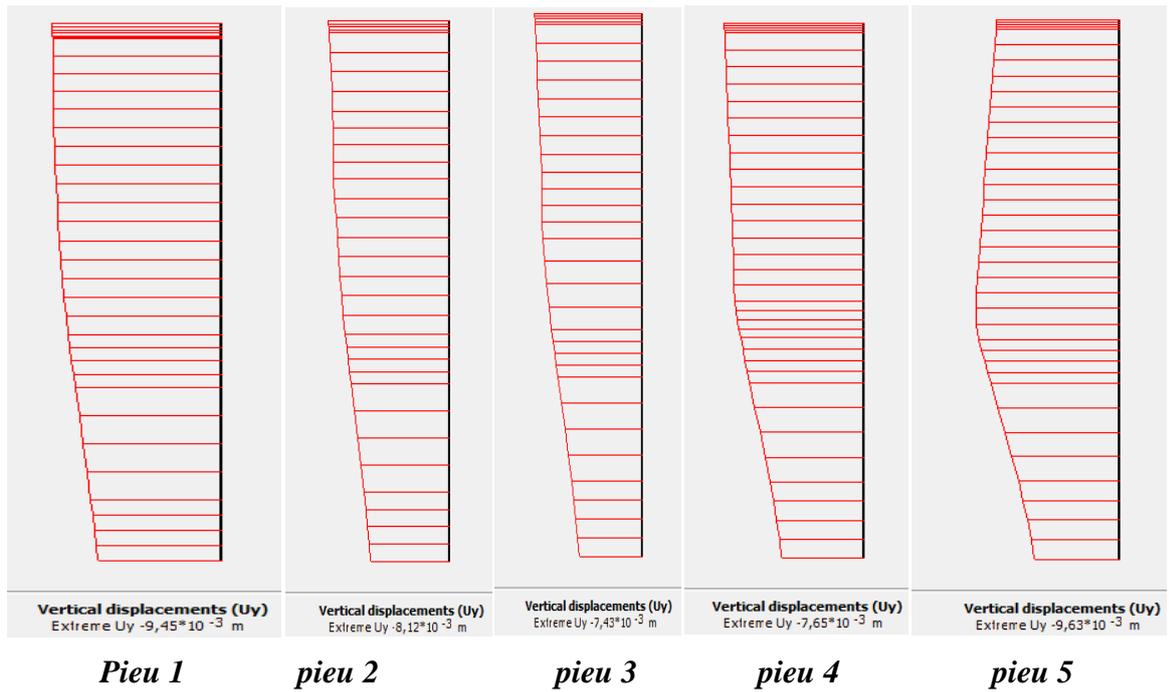


Figure V.28 : déplacements horizontaux des pieux à la phase 4

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

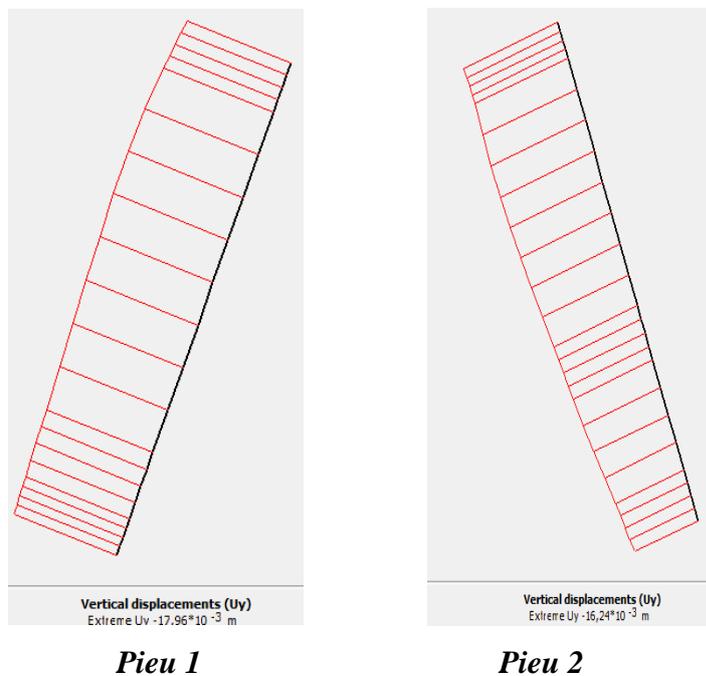
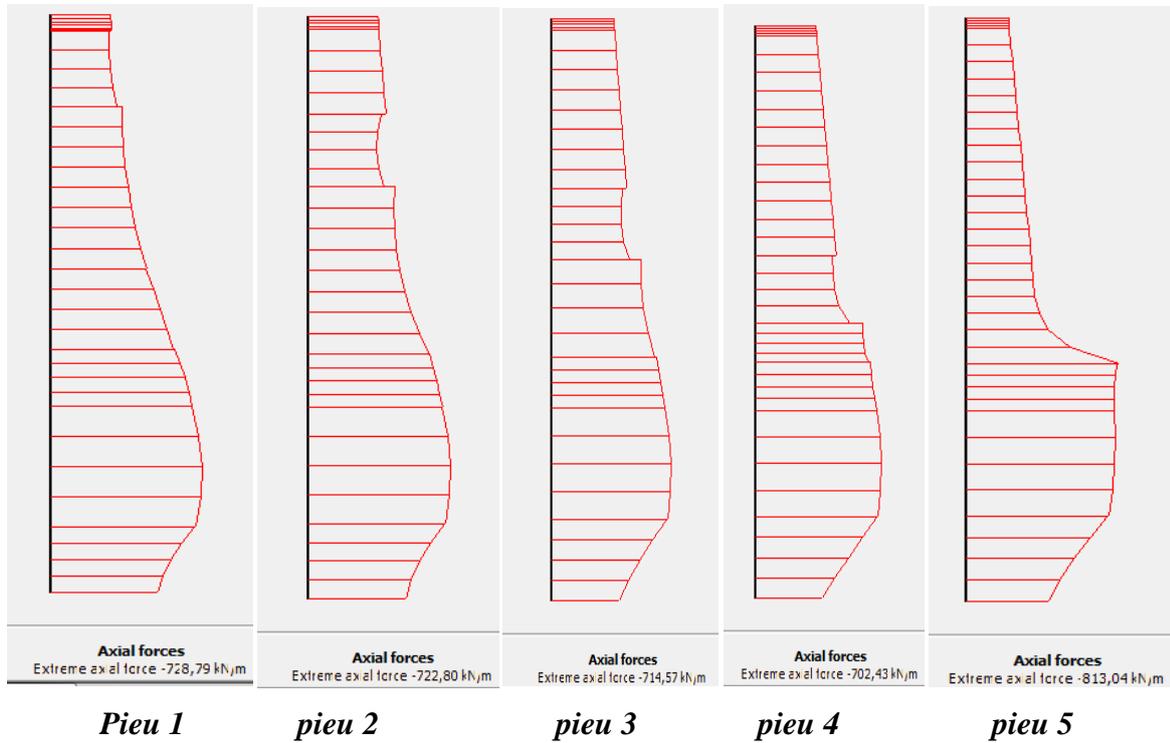


Figure V.29 : déplacements verticaux des pieux à la phase 4

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

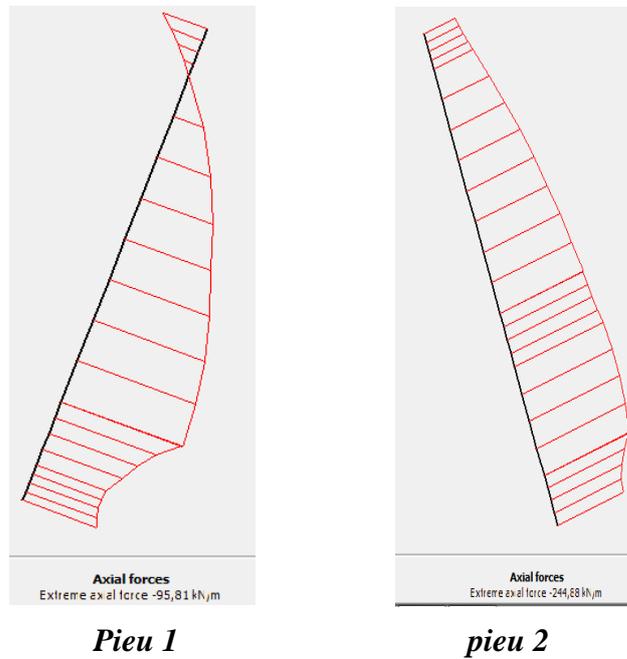
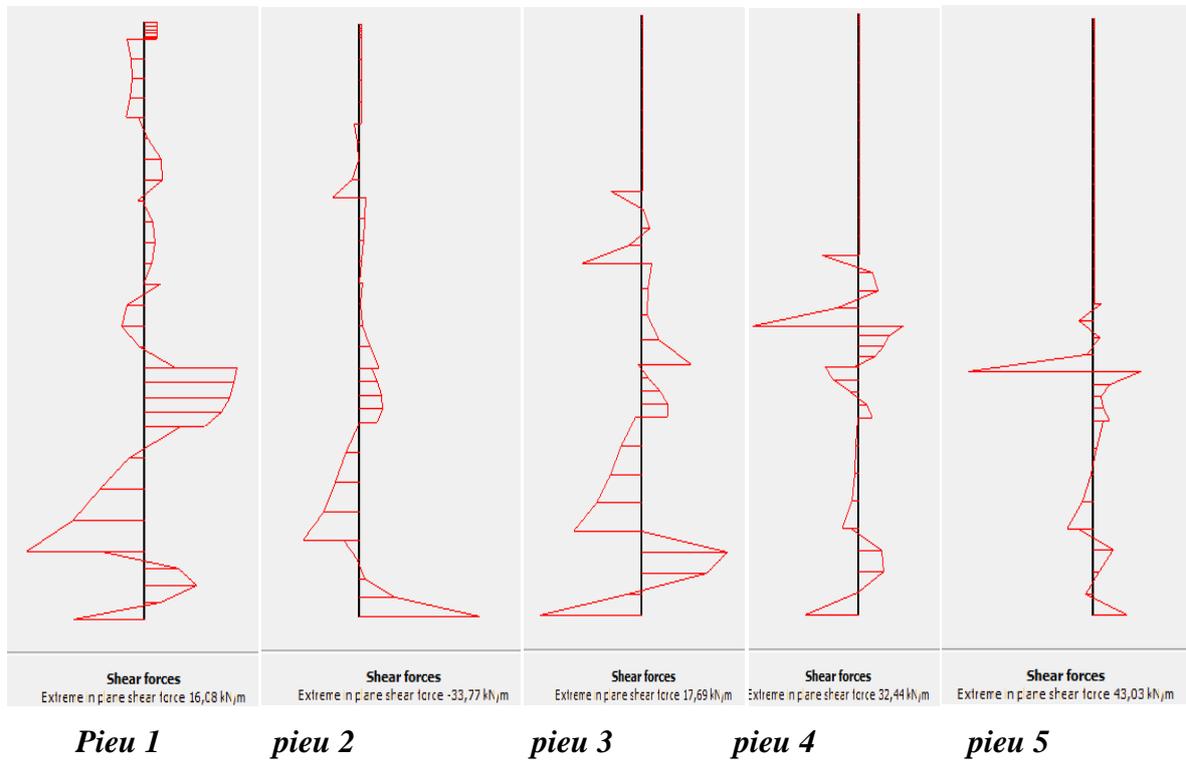


Figure V.30 : efforts normaux des pieux à la phase 4

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

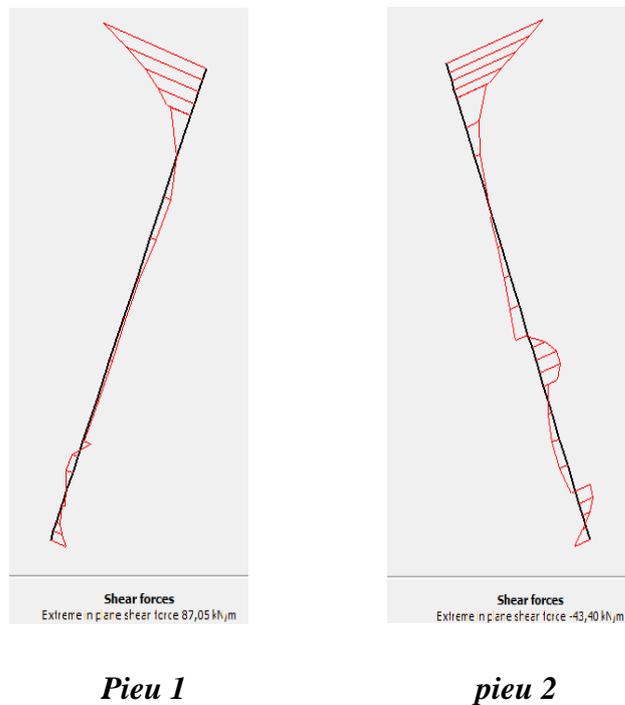
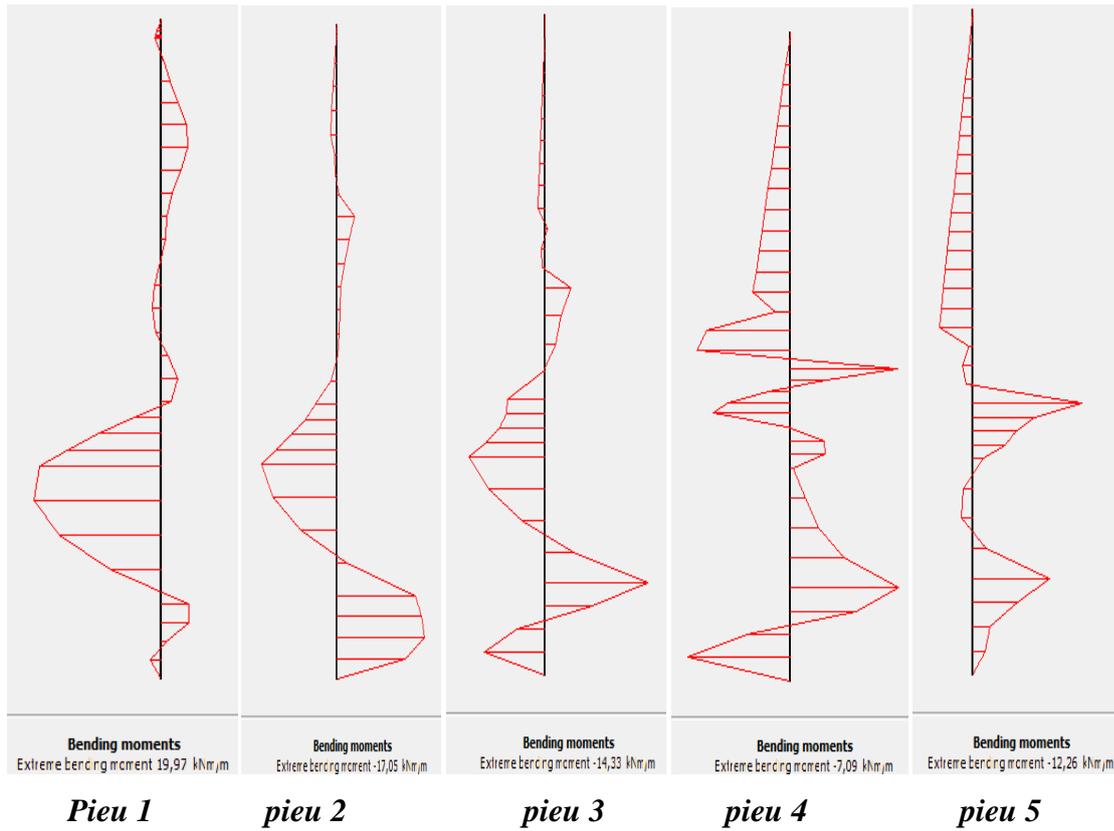


Figure V.31 : efforts de cisaillement des pieux à la phase 4

◆ **Pieux verticaux**



◆ **Pieux inclinés**

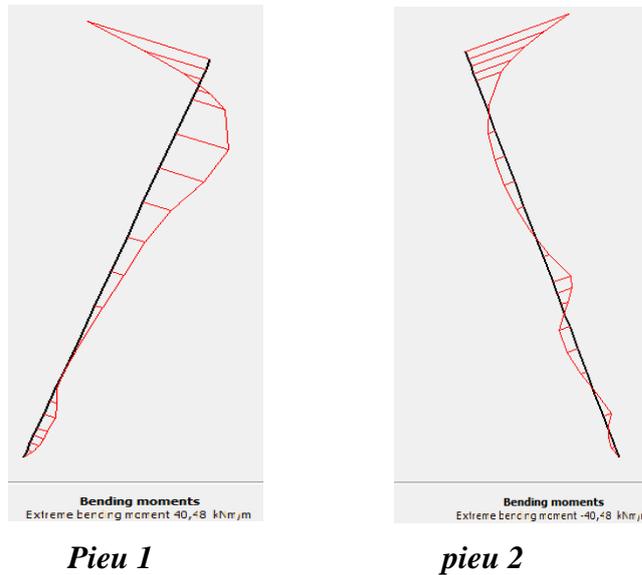


Figure V.32 : les moments fléchissant des pieux à la phase 4

Figure V.33 : Diagrammes des déplacements des pieux durant les 4 phases de réalisation.

◆ *Récapitulons les résultats obtenus sur le tableau suivant*

Tableau V.1 : Résumé des résultats obtenus pour la structure pendant les 4 phases de réalisation

Elément	Calcul	Unité	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Maillage	Déplacement total max	10 ⁻³ m	15,50	51,91	16,33	47,51
	Déplacement horizontal max	10 ⁻³ m	13,51	28,60	9,37	8,44
	Déplacement vertical max	10 ⁻³ m	8,04	49,80	13,96	47,51

Max : Désigne le maximum des résultats obtenus.

Tableaux V.2 : Résumé des résultats obtenus pour les pieux pendant les 4 phases de réalisation.

Elément	Calcul	Unité	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Pieu 1	Déplacement total max	10 ⁻³ m	15,50	33,68	14,89	9,52
	Déplacement horizontal max	10 ⁻³ m	-13,51	-29,29	8,37	-3,64
	Déplacement vertical max	10 ⁻³ m	-7,60	-16,63	-12,32	-8,97
	Effort normal max	KN/m	-141	-390,42	-549	-720,60
	Effort de cisaillement max	KN/m	3,93	14,05	14,55	16,40
	Moment max	KN.m/m	-3,55	14,91	16	19,57

Elément	Calcul	Unité	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Pieu 2	Déplacement total max	10 ⁻³ m	11,91	32,53	15,89	7,88
	Déplacement horizontal max	10 ⁻³ m	-8,00	-31,14	-8,47	-2,42
	Déplacement vertical max	10 ⁻³ m	-8,04	-9,39	-13,45	-7,84
	Effort normal max	KN/m	-160,48	-348,73	-547,57	-715,26
	Effort de cisaillement max	KN/m	-10,85	-17,92	-28,35	-33,79
	Moment max	KN.m/m	-5,72	-17,75	-17,31	-17,11

Elément	Calcul	Unité	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Pieu 3	Déplacement total max	10^{-3} m	11,02	31,67	16,41	7,32
	Déplacement horizontal max	10^{-3} m	-7,78	-31,34	-8,64	-1,69
	Déplacement vertical max	10^{-3} m	-7,81	-4,55	-13,95	-7,32
	Effort normal max	KN/m	-171,45	-292,42	-531,49	-711,67
	Effort de cisaillement max	KN/m	4,34	11,08	-14,49	17,60
	Moment max	KN.m/m	-4,15	-15,38	-17,58	-15,06

Elément	Calcul	Unité	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Pieu 4	Déplacement total max	10^{-3} m	10,72	30,59	16,22	7,75
	Déplacement horizontal max	10^{-3} m	-7,19	-30,52	-8,79	-1,22
	Déplacement vertical max	10^{-3} m	-7,96	-1,97	-13,63	-7,66
	Effort normal max	KN/m	-183,57	-251,38	-458,17	-703,70
	Effort de cisaillement max	KN/m	3,15	6,68	12,60	32,43
	Moment max	KN.m/m	-2,02	-10,24	-12,30	-7,63

Elément	Calcul	Unité	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Pieu 5	Déplacement total max	10^{-3} m	8,48	19,04	15,72	9,68
	Déplacement horizontal max	10^{-3} m	4,25	-19,03	-8,83	1,61
	Déplacement vertical max	10^{-3} m	-7,34	-4,072	-13,01	-9,66
	Effort normal max	KN/m	-186,36	-209,03	-481,91	-814,83
	Effort de cisaillement max	KN/m	5,03	7,09	10,71	43,09
	Moment max	KN.m/m	-4,23	-8,43	-11,23	40,87

Elément	Calcul	Unité	Phase 3	Phase 4
Pieu 1 incliné	Déplacement total max	10^{-3} m	12,17	17,17
	Déplacement horizontal max	10^{-3} m	-9,23	-6,36
	Déplacement vertical max	10^{-3} m	-9,66	-16,01
	Effort normal max	KN/m	-45,34	-240,71
	Effort de cisaillement max	KN/m	6,26	-45,31
	Moment max	KN.m /m	-4,20	-40,48
Pieu 2 incliné	Déplacement total max	10^{-3} m	12,12	17,52
	Déplacement horizontal max	10^{-3} m	-9,23	-4,49
	Déplacement vertical max	10^{-3} m	-7,94	-17,52
	Effort normal max	KN/m	-73,02	-98,96
	Effort de cisaillement max	KN/m	2	86,66
	Moment max	KN.m/m	-2,58	40,48

Comparaison et interprétation

❖ Le maillage

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

- **Phase 1** : La déformation maximale du maillage est due au déplacement du sol sous l'effet de la présence du pieu.
- **Phase 2 et 3** : 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.
- **Phase 4** : La déformation maximale du maillage est due à l'interaction entre le sol et les différents éléments structuraux du projet.

Remarque : le déplacement des pieux n'est pas identique durant les 4phases de réalisation

❖ **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 propre des pieux, l'action de l'eau l'effet hydrodynamiques des courants) ainsi qu'à la traversée des pieux à travers les différentes couches du sol.

Phase2 :

- On observe une augmentation du déplacement en tête du pieu,
- diminution de l'effort de cisaillement et du moment (valeur max) → dues à la pression des terres latérales. Sauf pour le premier pieu on remarque un accroissement de l'effort de cisaillement et du moment.

Phase 3 :

- décroissement des déplacements et des efforts internes.
- On remarque aussi que l'effort de cisaillement et le moment apparaissent sur toute la longueur des pieux

Phase 4 :

- diminution du déplacement max des pieux observé a ses extrémités supérieures.
→ Due au rôle qui joue le tirant d'ancrage sur la stabilité du quai
- On constate l'accroissement des efforts internes, → due aux efforts générés par le poids propre de la plate-forme malgré la présence du tirant d'ancrage.
- On observe une augmentation du déplacement max des pieux inclinés →due à la présence du talus

8.2. On donne les résultats des pieux selon les différents cas de chargement

Tableaux V.3 : Résumé des résultats obtenus pour les pieux durant le service.

Phase 5

<i>calcul</i>	<i>unité</i>	<i>Pieu 1 vertical</i>	<i>Pieu 2 vertical</i>	<i>Pieu 3 vertical</i>	<i>Pieu 4 vertical</i>	<i>Pieu 5 vertical</i>	<i>Pieu 1 incliné</i>	<i>Pieu 2 incliné</i>
Déplacement total max	10 ⁻³ m	-1,04	1,64	2,19	2,18	1,92	0,3132	0,2015
Déplacement horizontal max	10 ⁻³ m	0,3333	-0,3194	-0,3912	-0,5093	-0,5297	0,2727	- 0,1890
Déplacement vertical max	10 ⁻³ m	-0,99	-1,61	-2,15	-2,12	-1,84	- 0,1409	0,1466
Effort normal max	KN/m	-737,67	-742,11	-748,17	-742,98	-868,96	-99,07	- 240,17
Effort de cisaillement max	KN/m	16,40	-34,76	18,08	31,28	42,14	86,31	-45,27
Moment max	KN .m/m	19,36	-17,68	14,54	-7,39	-12,13	40,74	-40,74

Phase 6

<i>calcul</i>	<i>unité</i>	<i>Pieu 1 vertical</i>	<i>Pieu 2 vertical</i>	<i>Pieu 3 vertical</i>	<i>Pieu 4 vertical</i>	<i>Pieu 5 vertical</i>	<i>Pieu 1 incliné</i>	<i>Pieu 2 incliné</i>
Déplacement total max	10 ⁻³ m	7,89	4,64	2,91	2,27	2,19	22,52	21,65
Déplacement horizontal max	10 ⁻³ m	-6,09	-4,02	-2,63	1,56	-1,66	-5,28	-7,39
Déplacement vertical max	10 ⁻³ m	-5,42	-3,56	-2,47	-1,65	-1,54	-22,51	-20,43
Effort normal max	KN/m	-829,56	-785,71	-754,40	-729,72	-864,85	- 143,40	- 440,11
Effort de cisaillement max	KN/m	20,05	-35,46	18,66	31,64	69,59	194,07	- 102,23
Moment max	KN .m/m	25,99	-17,41	14,07	-7,49	-23,35	91,03	-91,03

Phase 7

<i>calcul</i>	<i>unité</i>	<i>Pieu 1</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 2</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 3</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 4</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 5</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 1</i> <i>incliné</i>	<i>Pieu 2</i> <i>incliné</i>
Déplacement total max	10 ⁻³ m	8,94	7,12	6,29	5,94	5,88	22,68	21,93
Déplacement horizontal max	10 ⁻³ m	-6,56	-4,27	-2,75	-2,28	-2,53	-5,88	-7,87
Déplacement vertical max	10 ⁻³ m	-4,72	-3,15	-2,46	-1,89	-1,87	-22,68	-20,55
Effort normal max	KN/m	-814,28	-779,16	-754,62	-734,65	-868,22	- 142,68	- 436,98
Effort de cisaillement max	KN/m	20,61	-35,36	18,46	27,76	77,28	193,17	- 102,19
Moment max	KN .m/m	26,39	-17,54	-14,45	7,20	-26,47	90,62	-90,62

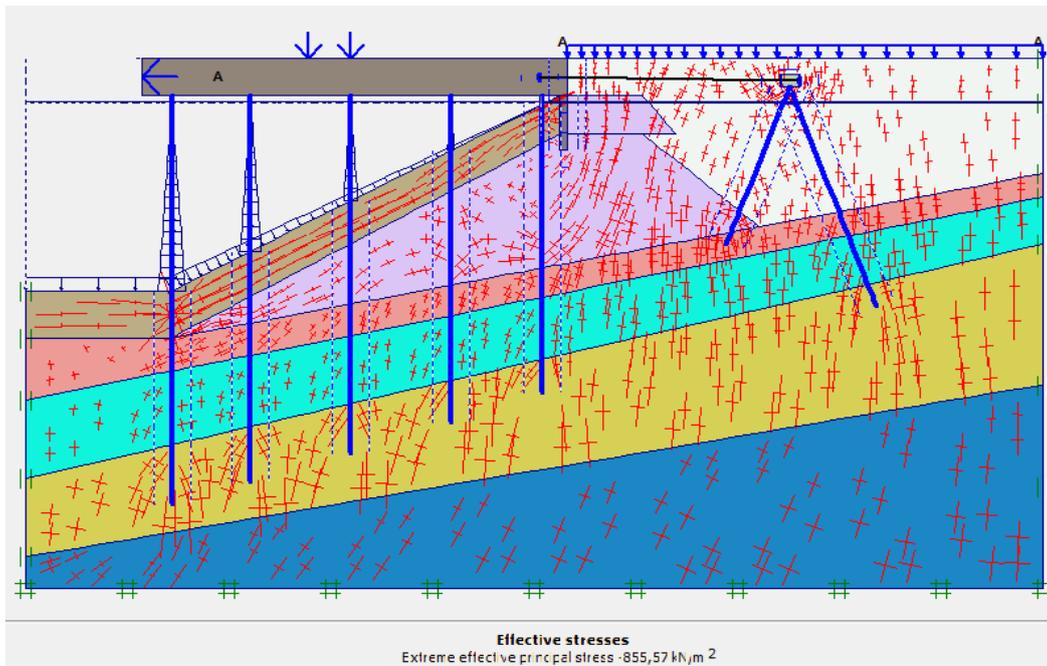
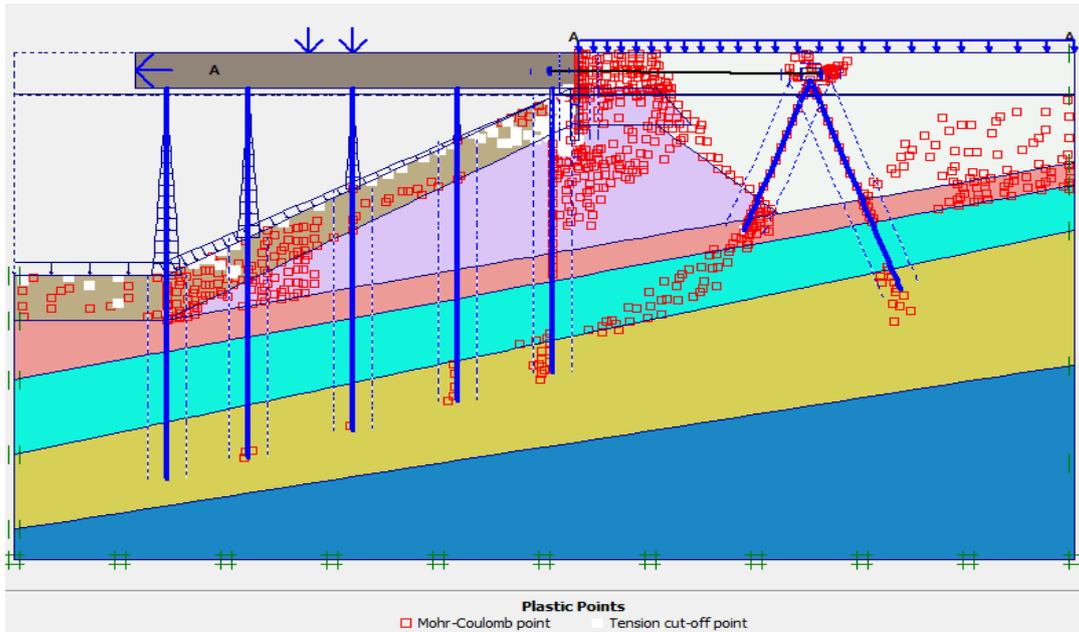
Phase 8

<i>calcul</i>	<i>unité</i>	<i>Pieu 1</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 2</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 3</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 4</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 5</i> <i>vertical</i>	<i>Pieu 1</i> <i>incliné</i>	<i>Pieu 2</i> <i>incliné</i>
Déplacement total max	10 ⁻³ m	7,94	4,76	2,95	2,54	3,05	22,61	21,33
Déplacement horizontal max	10 ⁻³ m	-5,49	5,60	5,79	5,86	5,89	-4,25	-6,51
Déplacement vertical max	10 ⁻³ m	-7,11	-4,40	-2,45	-1,02	0,6402	-22,53	-20,38
Effort normal max	KN/m	-858,55	-797,79	-754,07	-717,73	-831,21	- 140,54	- 448,40
Effort de cisaillement max	KN/m	-27,55	-35,90	19,77	35,22	61,61	196,74	- 100,91
Moment max	KN .m/m	25,71	-17,29	-13,67	-9,28	-20,35	91,68	-91,68

***/Résultats supplémentaires**

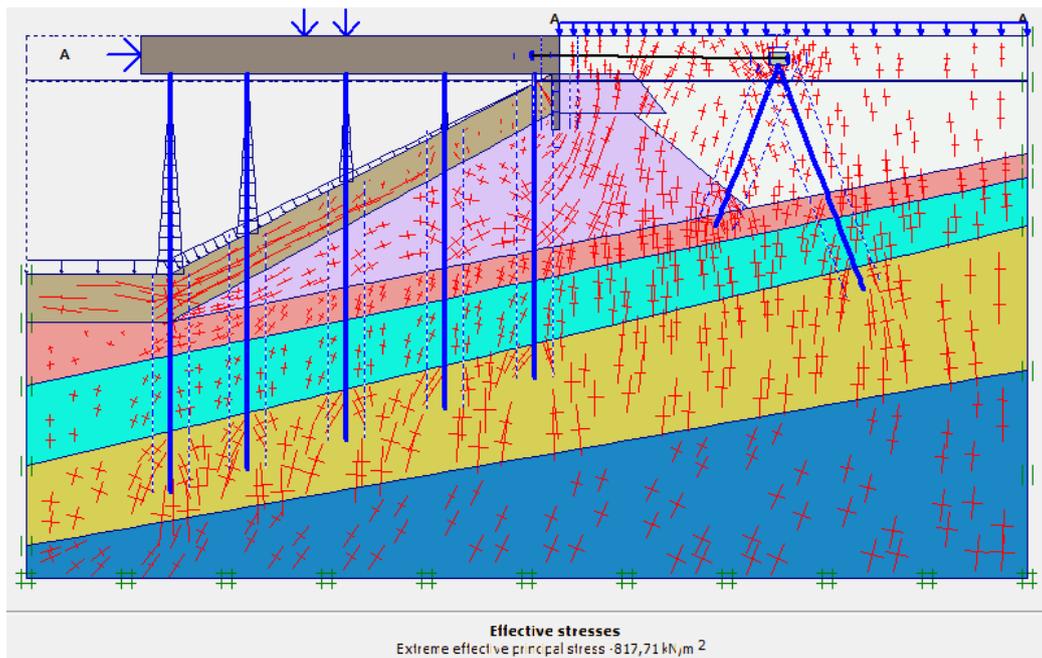
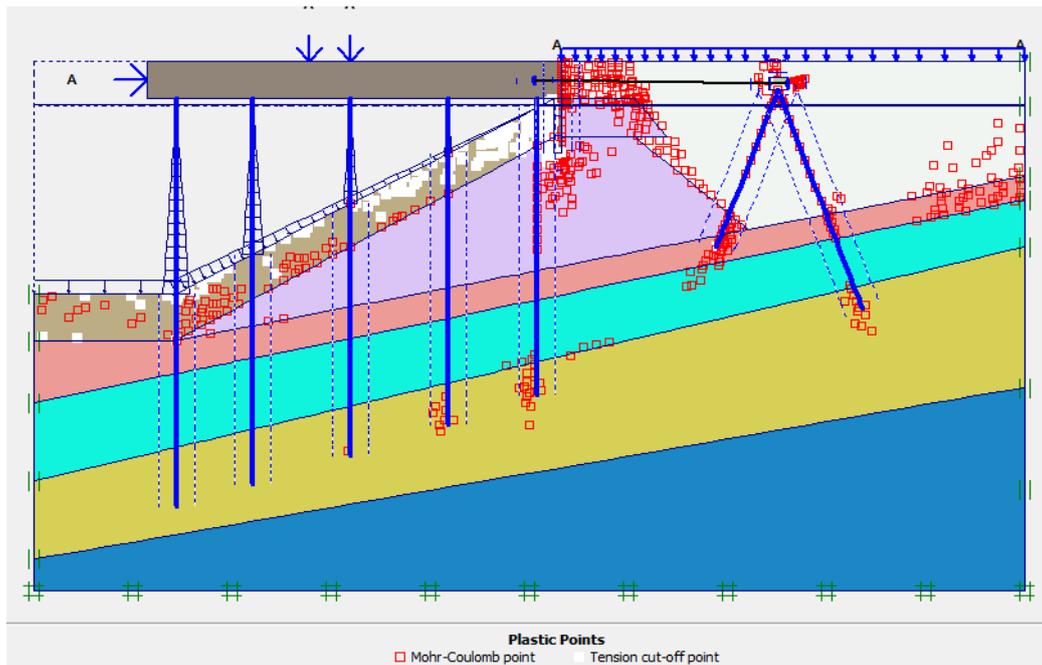
Tableau V.4 : La force mobilisée par le tirant d'ancrage.

Elément	Calcul	Unité	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
Tirant d'ancrage	Force	KN/m	4,551	3,118	6,834	15,65	9,188



-Phase7

Figure V.34 : Les contraintes effectives et les points plastiques du sol à la -phase 7-



-Phase8-

Figure V.35 : Les contraintes effectives et les points plastiques du sol.

Comparaison et interprétation

- 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 est plus défavorable, puisque on enregistre un grand déplacement total des pieux. Le tirant d'ancrage travaille davantage en présence de l'effort d'amarrage, d'où le nombre élevé de points plastiques autour de la plaque d'ancrage.
- Le choc d'accostage exerce des tensions sur la poutre de couronnement qui les transmet aux pieux encastres dans cette poutre. Dans ce cas, le tirant d'ancrage est faiblement sollicité en compression.

Conclusion

Les déformations et les efforts internes subis par les pieux durant les différentes phases de réalisation sont acceptables.

Les déplacements des pieux sont de l'ordre du millimètre, 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.

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 groupe du 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 Djen-Djen à Jijel 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 est plus défavorable, puisque on enregistre un grand déplacement total des pieux. Le tirant d'ancrage travaille davantage en présence de l'effort d'amarrage, d'où le nombre élevé de points plastiques autour de la plaque d'ancrage.

- Le choc d'accostage exerce des tensions sur la poutre de couronnement qui les transmet aux pieux encastrés dans cette poutre. Dans ce cas, le tirant d'ancrage est faiblement sollicité en compression.

Références bibliographiques

- [1] **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 7th Conference international on the mechanics of ground and Basic technology. Vol. 1, P. 215-218. Mexico City.
- [2] **Bagluelin, F. et Jezequel, J. F., (1972).** "Etude expérimentale du comportement de pieux sollicité horizontalement " Bull. liaison labo. P .et Ch.-62-Réf.1226. Nov.-Déc.1972.
- [3] **Bourgez, F et Frank, R, (1992)** "Fondations profondes, "techniques de l'ingénieur.
- [4] **Broms, B.B 1964** "Side Resistance of the piles in the cohesive soils". Newspaper of the mechanics of ground and the bases machinant, ASCE, vol. 90, n° SM2 (disorder) P. 27-64.
- [5] **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. Pays-Bas, 2003** « PLAXIS version 8, material model manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV,.
- [6] **Chapon, J., (1982);** « Travaux maritimes », tome 2, Ed. Eyrolles, quatrième édition mise à jour et augmentée.
- [7] **C. Plumelle ,2004-2005,** Chapitre XV/Pieux C.N.A.M-Géotechnique B1/B6
- [11] Conception des quais sur pieux. octobre 1986 PM 86.04
- [8] **Costet, J et Sanglerat, G, (1975)** "Cours pratique de la mécanique des sols. Tome 2 " deuxième édition. Dunod.
- [9] **Fascicule N°62-Titre V (1993)** "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil", Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de L'Equipement, du Logement et des Transports,182 p
- [10] **Fascicule 3, 2009,** centre d'études techniques maritimes et fluviales.
- [11] **Fellenius, B.H. 2006.** « Fondations de conception de base ». Ligne d'en. édition électronique de 275 P. < <http://www.fellenius.net/> >. Aoiàt 2006 de Consult.
- [12] **Frank, R. 1995.** « Fondations Profondes ». En ligne. <Cahier de l'ingénieur C-248 <http://vv^ww.techniques-ingenieur.fr/pack/constmction/ti250> (Consulté 2006).46.p
- [13] **Frank. R. (1999).**"Calcul des fondations superficielles et profondes", Editions Technique de l'ingénieur et Presse des Ponts et Chaussées, 141 p.
- [14] **Frank. R. et Bourgez, F . (1992).**"Fondations profondes, "techniques de l'ingénieur

- [15] **Jaky, J. 1948.** « On the bearing capacity of piles ». In Proceedings of the 2nd International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1, p. 100-103. Rotterdam.
- [16] **Hannigan, 1998.** Design and construction of the led workshops of bases of pile. Handbook-flight. Coll "Bases of pile", FHWA_ HI-97-013. The United States: Administration road, 828 p of Federal.
- [18] **Holtz, Robert D., and William D. Kovacs. 1991.** Geotechnics of with introduction. [Montreal]: Editions of the Polytechnic school Of Montreal, XII, 808 P.
- [19] **Leonards, G.A. (1968)** "Les foundations», Dunod, Paris.
- [20] **McVay, Mr., R. Casper and TI. Shang. 1994.** "Response of Side of the groups of Three-Line in caward to dense sands to the spacing of the pile 3D and 5D". Journal of geotechnics Division of technology, ASCE, vol. 121, n° 5, P. 436-441.
- [21] **Mezazigh S., (1995)** « Etude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe » Thèse de doctorat. Université de Nantes, 217 p.
- [22] **Prakash, Shamsheer., and Hari D. Sharma. 1990.** Bases of pile in practice as regards technology. New York; Chichester: Wiley, xxx, 734 P.
- [23] **Remaud D. (1999).**" Pieux sous charge latérales : Etude expérimentale de l'effet de groupe" Thèse de Doctorat.
- [24] **Surveillance,** auscultation et entretien des ouvrages maritimes. **février 1995,** PM 95.01.
- [25] [https://fr.scribd.com/doc/57907825/Comportement-Des-Pieux-Sous.charge latérale.](https://fr.scribd.com/doc/57907825/Comportement-Des-Pieux-Sous.charge%20latérale)
- [26] bib.rilk.com/590/01/C3_partieA_chap1.pdf · Fichier PDF.

