

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} DEGHOUL Lylia

THÈME

Etude des ouvrages portuaires sur pieux
(Cas du rempiètement du quai nord du
port de Bejaia).

RAPPORTEUR : M^r Smail GABI.

Promotion 2010-2011

Remerciement

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

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

Toute ma gratitude à mon directeur de thèse M^R Smail GABI, pour son dévouement, sa patience et ces précieux conseils.

Aux membres du jury qui évalueront mon modeste travail.

Je tiens à exprimer mes sincères reconnaissances aux étudiants de l'université de Boumerdes, ainsi qu'à ceux de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics pour leur serviabilité et toute l'aide qu'ils m'ont apportée.

A tous les professeurs qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à remercier aussi tous les personnels de l'administration pour le bon déroulement des choses, sans oublier les 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 modeste manuscrit :

A la mémoire de mes aînés.

A mes grands-mères.

A mes merveilleux parents.

A mon très cher frère Djaffar.

A tous mes oncles, tantes et toutes leurs familles.

A tous mes amis (es).

Lylia.

Liste des figures

Figure 1 : Vue du port de Bejaia par satellite (Google) avant rempiétement.

Figure 2 : Vue du quai nord du vieux port de Bejaia par satellite (Google).

Figure I.1 : Pieu, puits et barrette.

Figure I.2 : Sonnettes et mâts.

Figure I.3 : Mouton à simple effet à cylindre mobile.

Figure I.4 : Equipement pour battage : Grue, mat, jumelle et casque.

Figure I.5 : Un vibrofonneur.

Figure I.6: Pieux préfabriqués en béton armé.

Figure I.7: Pieux à base élargie.

Figure I.8 : Profilés métalliques battus.

Figure I.9 : Pieu à vis métallique.

Figure I.10 : La tarière.

Figure I.11 : Le bucket ou benne.

Figure I.12 : L'hammergrab ou grappin.

Figure I.13 : Le trépan.

Figure I.14 : Le carottier.

Figure I.15 : Mode de travail des pieux.

Figure II.1 : Quai en blocs de béton arrimés.

Figure II.2 : Quai en caissons en béton armé.

Figure II.3 : Quai sur pieux.

Figure II.4 : Quai danois.

Figure II.5 : Les efforts agissants sur un quai.

Figure II.6 : Les efforts agissants sur un appontement.

Figure III.7 : Les efforts agissants sur un duc d'Albe.

Figure II.8 : Vue aérienne du quai en construction.

Figure II.9 : Rempiétement du quai nord de Bejaia.

Figure III.1: Courbe de chargement axial d'un pieu.

Figure III.2: Fondation élancée.

Figure III.3 : Mise en évidence du frottement latéral le long du fût.

Figure III.4: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.

Figure III.5 : Courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu.

Figure III.6 : Schéma de calcul de la résistance de pointe moyenne q_{cm} .

Figure III.7/a : Courbes de fluage du 2^{ème}, 5^{ème}, 7^{ème} et 9^{ème} palier.

Figure III.7/b : Détermination de la charge critique de fluage Q_{ce}

Figure III.8: Essai de chargement de pieu.

Figure III.9 : Loi de mobilisation simplifiée du frottement latéral unitaire q_f .

Figure III.10 : Loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe q_p .

Figure III.11 : Zone d'influence d'un pieu et d'un groupe de trois pieux.

Figure III.12 : Le bloc équivalent d'un groupe de pieu.

Figure III.13 : Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.

Figure III.14 : Pieu mobilisant la réaction latérale du sol.

Figure III.15 : Courbe de réaction.

Figure III.16 : Effort horizontal limite H_u en tête d'un pieu (cas d'un duc-d'Albe). Calcul à la rupture.

Figure III.17 : Déplacement libre $g(z)$ du sol et déplacement $y(z)$ avec le pieu.

Figure III.18 : Courbe type de chargement d'un pieu (selon Cambefort).

Figure III.19 : Hypothèses de Cambefort.

Figure III.20 : Courbe chargement-déplacement d'un pieu.

Figure III.21 : Déplacement d'un pieu court sous l'effet du chargement.

Figure III.22 : Déplacement d'un pieu long sous l'effet du chargement.

Figure VI.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 : Définition de E_0 et de E_{50} .

Figure IV.8 : Barre d'outils des conditions initiales.

Figure IV.9 : Génération des pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique.

Figure IV.10 : Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K_0).

Figure IV.11 : Onglet 'Parameters' de la fenêtre de calcul.

Figure IV.12 : Onglet 'Parameters' de la fenêtre de calcul (Calculations).

Figure IV.13 : Fenêtre de calcul.

Figure IV.14 : Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique.

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

Figure IV.16 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves.

Figure IV.17 : Fenêtre de génération de courbes (Curve generation).

Figure IV.18 : Paramétrage des courbes (Curve settings).

Figure IV.19 : Paramétrage du cadre (Chart settings).

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

Figure V.2 : Le maillage du modèle.

Figure V.3 : Les conditions hydrauliques initiales.

a/ Détermination des nappes phréatiques.

b/ Génération des pressions hydrauliques.

Figure V.4 : Génération des contraintes initiales.

Figure V.5 : Les phases de construction par étapes du projet.

Figure V.6 : Les phases de chargement.

Figure V.7 : Diagrammes des déplacements et des efforts internes du pieu durant les 4 phases de réalisation.

Figure V.8 : Les contraintes effectives et les points plastiques du sol.

Figure V.9 : L'influence de la cohésion sur le déplacement du pieu.

Figure V.10 : L'influence de la cohésion sur le moment fléchissant du pieu.

Figure V.11: L'influence de l'angle de frottement sur le déplacement du pieu.

Figure V.12: L'influence de l'angle de frottement sur le moment fléchissant du pieu.

Figure V.13: L'influence du module de Young sur le déplacement du pieu.

Figure V.14: L'influence du module de Young sur le moment fléchissant du pieu.

Figure V.15: L'influence du coefficient de poisson sur le déplacement du pieu.

Figure V.16: L'influence du coefficient de poisson sur le moment fléchissant du pieu.

Figure AI.1 : Mise en œuvre d'un pieu battu enrobé.

Figure AI.2 : Pieux pilonnés de petit diamètre.

Figure AI.3 : Pieux à tube battu moulés dans le sol.

Figure AI.4 : Pieux forés simples.

Figure AI.5 : Pieux forés tubés vibro-foncés.

Figure AI.6 : Pieux forés tubés louvoyés.

Figure AI.7 : Pieux forés à la boue.

Figure AI.8 : Pieux forés à la tarière creuse.

Figure AI.9 : Pieux vissé moulé (Atlas).

Figure AI.10 : Pieux métalliques battus injectés.

Figure AI.11 : Les micopieux.

Figure AII.1.1 : Rempiètement par blocs en béton - Variante 1-

Figure AII.1.2 : Rempiètement en palplanches - Variante 2-

Figure AII.1.3 : Rempiètement par pieu - Variante 3-

Figures de l'Annexe II.2 : La méthode d'exécution des travaux.

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Les valeurs de ξ en fonction de la longueur du navire.

Tableau II.2: Les valeurs de n en fonction de la longueur du navire.

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

Tableau V.2 : Propriétés des éléments structuraux.

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

Tableau V.4 : Résumé des résultats obtenus pour le pieu et le maillage, pendant les 4 premières phases de réalisation.

Tableau V.5 : Résumé des résultats obtenus pour le pieu durant le service.

Tableau V.6 : La force mobilisée par le tirant d'ancrage.

Tableau V.7 : Comparaison des états de chargement par rapport à la phase 4.

Tableau V.8 : Résumé des résultats obtenus.

Tableau AII.1.1 : Comparaison des variantes.

Tableau AIII.1 : Les valeurs du coefficient s_ϕ (d'après Caquot et Kérisel [08]).

Tableau AIII.2 : Les valeurs du coefficient s_C (d'après Caquot et Kérisel [08]).

Tableau AIII.3 : Classification des sols en fonction de P_L .

Tableau AIII.4 : Valeur du coefficient de portance " k_p ".

Tableau AIII.5 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_f (principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art).

Tableau AIII.6 : Détermination de la charge de fluage en fonction du type de pieu.

Tableau AIII.7 : Charge admissible à l'ELU et à l'ELS.

Tableau AIII.8 : Valeurs du facteur de portance k_C .

Tableau AIII.9 : Choix du coefficient β et de $q_{f\max}$ (KPa).

Tableau AV.1. La variation de la cohésion.

Tableau AV.2. La variation de l'angle de frottement.

Tableau AV.3. La variation du module de Young.

Tableau AV.4. La variation du coefficient de poisson.

Liste des notations et des abréviations

Lettres latines en majuscule

A : Distance horizontale entre le centre de gravité et le point d'impact.

A_x : Surface du navire face au vent.

A_p : Section droite de la pointe.

A_f : Surface latérale du pieu.

B : Le diamètre du pieu ou largeur de la semelle.

B : la largeur du navire.

B : Un paramètre de la méthode analytique du tassement d'un pieu isolé à partir des essais pressiométriques.

C : La cohésion du sol.

C : Coefficient de répartition.

C_E : Facteur d'excentricité.

C_M : Facteur de masse.

C_k : Paramètre de la variation de la perméabilité.

$C_{\text{increment}}$: L'accroissement de la cohésion avec la profondeur.

C_S : Coefficient de souplesse.

C_U : La cohésion apparente

C_e : Coefficient d'efficacité.

D : L'encastrement du pieu (l'ancrage).

D : Déplacement du navire.

D_1 : Tonnage supplémentaire.

D_C : La fiche critique.

D_n : La profondeur de la couche molle très compressible.

D_1 : Une constante caractéristique du sol et de l'état de surface du pieu.

E_{navire} : L'énergie cinétique du navire.

E_d : Energie absorbée par les défenses.

E : La quantité d'énergie par coup de mouton donnée par le constructeur

E_s : Le module d'élasticité de l'acier.

E : Le module de Young .

$E_{\text{increment}}$: L'accroissement de la rigidité.

E_0 : Le module de Young à la pente initiale.

E_{50} : Le module de Young sécant à 50% de la résistance en compression.

E_s : Le module de réaction.

E_p : Le module de Young du pieu.

E_i : Le module de déformation de la couche du rang i .

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).

F : L'effort d'accostage.

F_a : L'effort d'amarrage/ml .

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

F_f : Le coefficient de sécurité du terme du frottement latéral.

F_p : Le coefficient de sécurité du terme de pointe.

F_n : Le frottement négatif.

F_0 : Le frottement latéral en tête :

$F_{\max, \text{tens}}$: La force de traction maximale.

$F_{\max, \text{comp}}$: La force de compression maximale.

F_S : L'effort induit par le séisme.

G : Le module de cisaillement.

H : Profondeur de l'eau totale.

H_u : La charge limite en tête.

I_p : Le moment d'inertie du pieu par rapport à son axe de rotation.

K_0 : Le coefficient des terres au repos.

K : Rayon de révolution du navire.

$K(z)$ est le rapport entre la contrainte horizontale effective et $\sigma'_v(z)$.

L_{\max} : La longueur maximale du navire.

L : la longueur du navire.

L_s : La longueur d'espacement pour les ancrages.

L : L'écartement des pieux d'une même rangée.

M_0 : en tête.

M_p : Le moment en pointe.

M : La masse du mouton.

M : Le moment fléchissant du pieu à la cote z

N_x : La force de traction agissant sur le bollard.

N_c, N_q, N_γ : Les facteurs de portance.

N : Le nombre de pieux dans chaque rangée (groupe de pieux).

N : Le nombre de coups.

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

T : Tirant d'eau du navire.

P : Charge verticale.

P : Le poids du pieu.

P_0 : La pression horizontale du terrain au repos.

P_L^* : La pression limite nette.

P_{Le}^* : La pression limite nette équivalente.

$P_L^*(z)$: La pression limite nette à la profondeur z .

$P(y)$: La courbe de réaction du sol.

P_u : La pression ultime.

P_{steady} : Les pressions interstitielles permanentes.

P_{excess} : Les surpressions interstitielles.

P_{active} : Les pressions interstitielles.

P_{wd} : La poussée hydrodynamique.

Q : La charge axiale.

Q_L ou Q_U : La charge limite.

Q_c : La charge de fluage.

Q_γ : Le terme de surface.

Q_c : Le terme de cohésion.

Q_p : Le terme de profondeur.

Q_p : La charge limite de pointe.

Q_f : La charge limite de frottement latéral

Q_{dyn} : La force de résistance.

Q_{\max} : La charge maximale.

Q_{Le} : La charge limite conventionnelle.

Q_{ce} : La charge critique de fluage conventionnelle.

Q_n : La charge pour chaque palier.

Q_{pu} : La charge limite de pointe.

Q_{fu} : La charge limite de frottement latéral

Q_G : La force portante du bloc.

Q_i : La force portante des pieux considérés comme isolés.

R : Un paramètre de la méthode analytique du tassement d'un pieu isolé à partir des essais pressiométriques.

R_x : La composante transversale de l'effort dû au vent

R : Rayon du pieu.

R_{inter} : Facteur de réduction des efforts à l'interface.

R_d : La force portante limite.

S : La section droite du groupe.

S : Entre-axes des pieux,

S_v : Le tassement vertical.

S_h : Le déplacement horizontal.

T_0 : L'effort tranchant en tête.

T_p : L'effort tranchant en pointe.

T : L'effort tranchant.

V : Vitesse d'accostage du navire en m/s.

V_x : Vitesse du vent.

W : Le poids de l'élément.

Lettres grecques

ϕ : Le diamètre extérieur du pieu.

φ : Angle de frottement interne.

$\varphi(m)$: Un coefficient qui dépend que de l'élancement du pieu et du coefficient de poisson du sol.

$\bar{\omega}$: Est une constante voisine de 0,3 (dans les tassements d'un groupe de pieux).

$\bar{\omega}$: Poids spécifique de l'eau de mer.

γ : Poids volumique du sol.

γ' : Poids volumique du sol déjaugé.

γ_{sat} : Le poids volumique saturé.

γ_{unsat} : Le poids volumique non saturé.

γ_i : Le poids volumique de la couche i .

β : Est un coefficient.

π

ξ : Coefficient déterminé en fonction de la longueur du navire.

ν : Le coefficient de Poisson.

ψ : L'angle de dilatance

δ : Angle de frottement entre le sol et le pieu (fraction prise souvent à $-2/3$ de l'angle de frottement

σ' : Les contraintes effectives.

σ_{zz} : La contrainte perpendiculaire au plan de la coupe.

$\sigma(z)$: La contrainte due au poids des terres en un point M situé à une profondeur z , appartenant au fût.

$\sigma'_v(z)$: La contrainte verticale effective à long terme à la profondeur z . α_n : La pente du segment de la courbe.

Δy : La différence entre le déplacement d'équilibre y et le déplacement libre du sol g à un niveau de cote z donné, [$y(z) - g(z)$].

ΔQ : La charge par incréments.

Δl : L'allongement.

Lettres latines en minuscule

a : Coefficient de forme est de 0,7.

a_h : Accélération séismique horizontale.

a_v : Accélération séismique verticale.

$b = \min(a, h)$

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.

c : L'enfoncement sous l'effet de l'énergie perdue par chaleur, vibration et déformations élastiques du pieu.

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

d : Le déplacement en mètre autorisé par les défenses.

d : Le diamètre du pieu lorsqu'il fait partit d'un groupe.

e_p : La déformation élastique du pieu.

e_c : La déformation élastique du casque.

e_s : La déformation élastique du sol.

e : Le refus.

e' : Le raccourcissement élastique du pieu sous l'effet du choc ; les déformations élastiques du casque et du terrain étant considérées comme négligeables.

f : Un coefficient d'efficacité.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

$f(z)$: Le frottement unitaire qui est égal à la composante de la butée en M.

f_m : Le frottement unitaire moyen.

g : Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$).

$g(z)$: Le déplacement libre du sol.

h_e : La hauteur d'encastrement équivalente.

h_i : La hauteur de la couche i .

h : La hauteur de chute du mouton.

h_i : L'épaisseur de la couche du rang i .

k_x : La perméabilité horizontale.

k_y : La perméabilité verticale.

k_{pq} : Le coefficient de butée des surcharges.

$k_{p\delta}$: Le coefficient de butée correspondant à un écran vertical

k_p : Le facteur de portance.

k_c : Facteur de portance.

k : Le coefficient de réaction classique.

l : La longueur.

l_0 : Une dimension repère qui vaille $0,90\text{m}$.

m : Le nombre de rangées.

n_p : La contrainte s'exerçant sur la pointe du pieu

n : Nombre de bollards sollicités.

n_0 : La contrainte moyenne en tête.

p_0 : La contrainte moyenne en tête.

p : La pression de réaction.

p : Le périmètre de la section droite du pieu.

q_p : Résistance unitaire limite du sol sous la pointe q_p

q_f : Le frottement latéral unitaire limite sur la surface latérale du pieu.

q : La surcharge.

q_L : La contrainte de rupture sous la pointe à la pression limite PL.

q_0 : La pression verticale au repos du terrain au niveau de la base de la fondation après construction

$q_c(z)$: La résistance de pointe lissée à la côte z .

q_{cm} : La valeur moyenne de la résistance de pointe lissée sur la hauteur $(b+3a)$.

$q_f \max$: Le frottement latéral unitaire maximal.

q_{fz} : Le frottement latéral unitaire limite à la côte z .

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

q_{ccz} : La pression limite corrigée à la profondeur z , elle est donnée.

r : Le coefficient de restitution dans le choc.

r_w : Le facteur de tassement.

s_ϕ : Coefficient sans dimension, en fonction de l'angle de frottement interne et de l'obliquité de la résultante δ .

s_c : Est un coefficient sans dimension.

s_t : Le déplacement en tête du pieu.

s_t : Le déplacement en tête du pieu.

s_p : Le déplacement de la pointe du pieu.

s : Le déplacement du pieu.

$\tan \delta (z)$ est un coefficient de frottement dont la valeur dépend de la nature du contact sol-paroi,

y_0 : L'enfoncement en tête.

y_p : L'enfoncement de la pointe.

y_1 : La déformation limite.

$y (z)$: Le déplacement du pieu.

Abréviations

M.E.F : Méthode des Eléments Finis.

B.A : Béton Armé.

L.C.P.C : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

T.M.D.C. 4 du P.A.N.S.N : Terminal à Marchandises-Diverses et à Conteneurs 4 du Port
Atlantique de Nantes – Saint-Nazaire (P.A.N.S.N.).

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 différents types de pieux, leur classification, de manière générale et d'autre part les divers types d'ouvrages portuaires et les méthodes de rempiètement de ces ouvrages.

On s'intéresse particulièrement aux ports estacades fondés sur pieux, aux différents moyens d'évaluation la capacité portante et le tassement d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux, 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 sous charges latérales.

Comme exemple pratique servant de base à la modélisation, on a pris le cas du rempiètement (augmentation du tirant d'eau et renforcement) du quai nord du port de Bejaia et on a procédé à une simulation par éléments finis avec le logiciel PLAXIS de la structure de l'ancien quai réalisé en blocs de béton arrimés renforcé par un écran de pieux, disposés en rangée.

A la fin, on s'est intéressé à la sensibilité de la modélisation vis-à-vis des différentes phases du rempiètement (excavation, 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. Puis on a mis en évidence l'influence des paramètres du sol sur les résultats de calcul. Et ceci en étudiant les efforts internes et les déplacements obtenus, en analysant les déformations liées aux interfaces sol-pieux-quai.

Mots clefs : Ouvrages portuaires, pieux, rempiètement, interaction, modélisation, PLAXIS, éléments finis.

Sommaire

| | |
|--|-----------|
| Remerciement | |
| Dédicace | |
| Liste des figures | |
| Liste des tableaux | |
| Liste des notations et des abréviations | |
| Résumé | |
| Sommaire | |
| Introduction générale..... | 1 |
| Présentation du projet | 3 |
| | |
| Chapitre I : Généralités sur les pieux | 1 |
| INTRODUCTION | 1 |
| 1. DEFINITIONS D'UN PIEU5 | |
| 2. LES DIFFERENTS TYPES DE PIEUX..... | 6 |
| 2.1. Pieux façonnés à l'avance | 6 |
| 2.1.A/ <i>Les techniques de mise en œuvre des pieux façonnés à l'avance.....</i> | <i>6</i> |
| 2.1.A/1.Techniques de battage | 6 |
| 2.1.A/2.Techniques de fonçage par vibration | 8 |
| 2.1.A/3.Techniques de lançage | 9 |
| 2.1.B/ <i>Les différents types de pieux façonnés à l'avance.....</i> | <i>9</i> |
| 2.1.B/1.Battu préfabriqué..... | 9 |
| 1.Pieux en béton armé | 9 |
| 2.Pieux en béton précontraint | 10 |
| 2.1.B/2.Métal battu | 11 |
| 1. Ceux à la section pleine | 11 |
| 2. Ceux à la section creuse | 11 |
| 2.1.B/3.Tubulaire précontraint | 12 |
| 2.1.B/4.Battu enrobé..... | 12 |
| 2.1.B/5.Battu ou vibro-foncé injecté haute pression | 13 |
| 2.2. Pieux à tube battu exécutés en place | 13 |
| 2.2/1. <i>Battu pilonné.....</i> | <i>13</i> |
| 2.2/2. <i>Battu moulé.....</i> | <i>13</i> |
| 2.3. Pieux foncés | 13 |

| | |
|--|----|
| 2.3/1. Béton foncé..... | 13 |
| 2.3/2. Métal foncé..... | 13 |
| 2.4. Pieux forés | 14 |
| 2.4.A/ Les techniques de mise en œuvre des pieux forés | 14 |
| 2.4.A/1. La tarière..... | 14 |
| 2.4.A/2. Le bucket ou benne | 15 |
| 2.4.A/3. L'hammergrab ou grappin..... | 15 |
| 2.4.A/4. Le trépan..... | 15 |
| 2.4.A/5. Le carottier..... | 16 |
| 2.4.B/ Les différents types de pieux forés | 16 |
| 2.4.B/1. Foré simple | 16 |
| 2.4.B/2. Foré tubé..... | 16 |
| 2.4.B/3. Foré boue | 16 |
| 2.4.B/4. Tarière creuse..... | 17 |
| 2.4.B/5. Vissé moulé | 17 |
| 2.4.B/6. Injecté haute pression (de gros diamètre)..... | 17 |
| 2.5. Puits..... | 17 |
| 2.6. Micropieux..... | 18 |
| 3. MODE OPERATOIRES DE REALISATION DE QUELQUES PIEUX | 19 |
| 4. DIFFERENTS TYPES DE CLASSIFICATION DES PIEUX | 19 |
| 5. CHOIX D'UN TYPE DE PIEUX..... | 21 |
| CONCLUSION..... | 22 |

Chapitre II : Généralités sur les ouvrages portuaires

INTRODUCTION

A : GENERALITES SUR LE PORT MARITIME

1. Définition d'un port

2. Définition des types de port.....

2.1. Définition des types de port d'après leur mission.....

2.1.1. Les ports militaires (ou ports de guerre, bases navales)

2.1.2. Ports de commerce.....

| | |
|---|-----------|
| 2.1.3. Ports de travaux | 24 |
| 2.1.4. Ports de pêche..... | 24 |
| 2.1.5. Ports de plaisance | 24 |
| 2.2. <i>Définition des types de port d'après leur implantation géographique</i> | 24 |
| 2.2.1. Ports établis dans les rades abritées | 24 |
| 2.2.2. Ports extérieurs | 25 |
| 2.2.3. Ports intérieurs..... | 25 |
| 2.2.4. Ports au large | 25 |
| 2.3. <i>Définition des types de port d'après leur mode de gestion</i> | 25 |
| 2.3.1. Les ports publics..... | 25 |
| 2.3.2. Les ports privés..... | 25 |
| 3. Les principaux types d'ouvrages d'un port maritime | 25 |
| 4. Classification des ouvrages d'accostage suivant leur mode de fondation et leur conception .. | 26 |
| 4.1. <i>Ouvrages à fondation continue</i> | 26 |
| 4.2. <i>Ouvrages à fondation discontinue</i> | 27 |
| B : LES OUVRAGES PORTUAIRES SUR PIEUX..... | 30 |
| 1. Les différents ouvrages portuaires sur pieux..... | 30 |
| 1.a. <i>Les ouvrages directement accostables</i> | 30 |
| 1.b. <i>Les ouvrages non accostables</i> | 31 |
| 2. Les différents efforts agissants sur les ouvrages d'accostage | 32 |
| 2.a. <i>Efforts verticaux</i> | 32 |
| 2.a.1. Poids propre des ouvrages..... | 32 |
| 2.a.2. Surcharges d'exploitation | 32 |
| 2.b. <i>Efforts horizontaux</i> | 33 |
| 2.b.1. Les efforts d'accostages..... | 33 |
| - <i>L'énergie cinétique du navire</i> | 33 |
| - <i>Energie absorbée par les défenses</i> | 33 |
| - <i>La vitesse d'accostage</i> | 33 |
| - <i>Détermination de l'effort d'accostage</i> | 34 |
| 2.b.2. Les efforts d'amarrages | 34 |
| <i>Détermination de l'effort d'amarrage</i> | 35 |
| 2.b.3. Les efforts dus au vent sur les engins de lavage et les superstructures | 36 |
| 2.b.4. Les forces dues à la houle | 36 |

| | |
|---|----|
| 2.b.5. Poussée des terres | 36 |
| 4.b.6. Butée de sol | 36 |
| 2.b.7. Surpression hydrostatique | 36 |
| 2.b.8. Poussée hydrodynamique | 37 |
| 2.b.9. Efforts sismiques | 37 |
| 3. Le rempiétement de quai | 37 |
| 3.1. La signification du terme " rempiétement " | 37 |
| 3.2. Les différents types de rempiétements | 38 |
| 3.2.1. Rempiétement en palplanches | 38 |
| 3.2.2. Rempiétement en blocs | 38 |
| 3.2.3. Rempiétement en paroi berlinoise | 38 |
| 3.2.4. Rempiétement par injection | 39 |
| 3.2.5. Rempiétement en paroi moulée | 39 |
| 3.2.6. Rempiétement en dalle sur pieux | 39 |
| 3.2.7. Autres types de rempiétements | 40 |
| 4. Exemples de quai fondé sur pieux | 40 |
| 4.1. T.M.D.C. 4 du P.A.N.S.N. | 40 |
| 4.2. Le quai nord du port de Bejaia | 41 |
| CONCLUSION..... | 41 |

Chapitre III : Le comportement du pieu 43

INTRODUCTION 43

1. PIEU ISOLE SOUS CHARGEMENT AXIAL.....43

 1.1.La charge limite Q_L

 1.2.La charge de fluage Q_c

 1.3.La charge admissible Q_a

2.METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE 44

 2.1. Les formules statiques.....

 a/ Etude du terme de pinte Q_p

 b/ Etude du terme de frottement latéral Q_f

 2.2. Les formules dynamiques

| | |
|---|----|
| 2.2.1. Formule du HOLLANDAIS..... | 49 |
| 2.2.2. Formule de CRANDALL..... | 49 |
| 2.2.3. Formule de CHELIS..... | 49 |
| 2.3. Essais in-situ et essais géotechniques | 50 |
| 2.3.1. Pressiomètre MENARD | 50 |
| a/ Principe de l'essai | 50 |
| b/Terme de pointe..... | 50 |
| c/Frottement latéral..... | 51 |
| 2.3.2. Essais de pénétration..... | 52 |
| 2.3.2.1. Pénétrömètre statique | 52 |
| a/ Le principe de l'essai | 52 |
| b/Terme de pointe..... | 53 |
| c/ Terme de frottement latéral | 54 |
| 2.3.3.2 Pénétrömètre dynamique | 54 |
| a/ Le principe de l'essai | 54 |
| 2.3.2.3. Pénétration au carottier (S.P.T)..... | 54 |
| a/ Le principe de l'essai | 54 |
| b/Domaine d'utilisation..... | 54 |
| 2.4. Essai de chargement..... | 55 |
| a/ Le principe de l'essai..... | 55 |
| b/ Le terme de pointe et le terme de frottement latéral | 57 |
| Conclusion..... | 57 |
| 3. LES GROUPEs DE PIEUX..... | 58 |
| 3.1. Les causes de l'effet de groupe..... | 58 |
| 3.2. Effet de groupe sur la capacité portante | 59 |
| -Pour le groupe de pieux reposant sur un sol très résistant..... | 60 |
| -Pour le groupe de pieux fichés dans un sol homogène | 60 |
| 4. DEFINITIONS ET MECANISMES DU FROTTEMENT LATERAL POSITIF ET NEGATIF | 61 |
| 5. PIEU ISOLE SOUS CHARGES LATERALES | 62 |
| 5.1. Comportement du sol..... | 62 |
| 5.2. Théorie classique rigide-plastique | 63 |

| | |
|---|-----------|
| 5.3. Cas d'un pieu sollicité en tête et soumis à des poussées latérales..... | 64 |
| 5.4. Équation d'équilibre | 65 |
| 6. LE TASSEMENT DES PIEUX..... | 65 |
| 6.1. Théorie générale | 65 |
| 6.1.1. Hypothèses de Cambefort..... | 65 |
| 6.1.2. Relations générales entre charge et enfoncement | 67 |
| 6.2. Méthodes pratiques d'évaluation du tassement d'un pieu isolé à partir des essais pressiométriques | 68 |
| 6.2.1. Méthode analytique..... | 68 |
| 6.2.1.1. Hypothèses..... | 68 |
| 6.2.1.2. Détermination des paramètres R et B..... | 68 |
| 6.2.1.3. Expression du tassement | 69 |
| 6.2.1.4. Evaluation des termes de pointe et de frottement | 70 |
| 6.3. Tassement d'un groupe de pieux..... | 70 |
| 6.4. Le tassement admissible des pieux..... | 71 |
| CONCLUSION..... | 71 |
| | |
| Chapitre IV : Présentation du logiciel PLAXIS | 72 |
| INTRODUCTION | 72 |
| 1. UN BREF APERÇU SUR LA METHODES DES ELEMENTS FINIS (M.E.F)..... | 72 |
| 2. HISTORIQUE DU LOGICIEL « PLAXIS » | 72 |
| 3. PRESENTATION DU LOGICIEL « PLAXIS 2D, VERSION 8» | 73 |
| 3.1. Le menu d'entrée des données (INPUT) | 73 |
| 3.2. La géométrie | 76 |
| 3.3. Propriétés des éléments géométriques..... | 76 |
| 3.4. Chargements et conditions limites | 78 |
| 4. MODELISATION DU COMPORTEMENT D'UN SOL | 78 |
| 4.1. Les données des sols et des interfaces | 78 |
| 4.1.1. Les modèles des matériaux..... | 78 |
| 4.1.2. Les types de comportement du matériau « sol » (Material type)..... | 79 |
| 4.1.3. Autres paramètres à définir..... | r80 |
| 4.2. Les données pour les matériaux des plaques | 83 |
| 4.3. Les données des géogrilles | 84 |
| 4.4. Les données des ancrages | 84 |

| | |
|---|----|
| 5. GENERATION DU MAILLAGE | 84 |
| 6. CONDITIONS INITIALES | 85 |
| 6.1. Conditions hydrauliques | 85 |
| 6.1.1. Poids volumique de l'eau..... | 86 |
| 6.1.2. Nappes phréatiques | 86 |
| 6.1.3. Nappe phréatique générale..... | 86 |
| 6.1.4. Nappe phréatique propre à une couche de sol..... | 86 |
| 6.1.5. Génération des pressions hydrauliques..... | 86 |
| 6.2. Configuration de la géométrie initiale..... | 87 |
| 7. CALCULS | 87 |
| 8. RESULTATS..... | 91 |
| 8.1. Les déformations | 92 |
| 8.2. Les contraintes..... | 92 |
| 8.3. Structures et interfaces..... | 92 |
| 9. COURBES CHARGE-DEPLACEMENT ET CHEMINS DE CONTRAINTE..... | 93 |
| CONCLUSION..... | 95 |

Chapitre V : Modélisation numérique 96

INTRODUCTION

 96

I. ETABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL DE REFERENCE.....

 96

1. Unités et conventions de signe.....

 96

 1.1. Unités.....

 96

 1.2. Convention de signe

 96

2. L'entrée des données de pré-traitement.....

 96

 2.1. Création du modèle à éléments finis.....

 96

 2.1.1. Description de la géométrie du modèle.....

 97

3. Les caractéristiques des matériaux.....

 98

 3.1. Les propriétés des couches de sol et des interfaces

 98

 3.2. Les propriétés des éléments structuraux.....

 98

 3.3. Les propriétés des tirants d'ancrage.....

 98

 3.4. Interfaces

 99

| | |
|--|-----|
| 4. Chargements et conditions aux limites | 99 |
| 4.1. Conditions aux limites | 99 |
| 4.2. Les chargements..... | 99 |
| 5. Génération du maillage | 99 |
| 6. Les conditions initiales..... | 100 |
| 6.1. Conditions hydrauliques..... | 100 |
| 6.1.1. Poids volumique de l'eau | 100 |
| 6.1.2. Le niveau de la mer (côte 0.00m) | 100 |
| 6.1.3. La nappe phréatique du coté amont | 100 |
| 6.1.4. Couche de sol sèche..... | 101 |
| 6.1.5. Génération des pressions hydrauliques..... | 101 |
| 6.2. Configuration de la géométrie initiale..... | 102 |
| 7. Procédure de calculs..... | 102 |
| 8. Les principaux résultats..... | 107 |
| 8.1. On donne les résultats obtenus pour le pieu dans les 4 premières phases de construction par étapes..... | 107 |
| * Comparaison et interprétation..... | 109 |
| 8.2. On donne les résultats du pieu selon les différents cas de chargement..... | 110 |
| *Comparaison et interprétation..... | 112 |
| CONCLUSION I | 112 |
| II. ETUDE PARAMETRIQUE SUR LES PARAMETRES DE SOL | 112 |
| II.1. Effet des paramètres du sol | 113 |
| II.1.1 : La cohésion (C) | 113 |
| II.1.2 : L'angle de frottement (φ)..... | 113 |
| II.1.3 : Le module de Young (E) | 114 |
| II.1.4 : Le coefficient de poisson (ν) | 114 |
| II.2. Les résultats obtenus et les comparaisons..... | 114 |
| II.2.1 : La cohésion (C) | 116 |
| Comparaison..... | 117 |

| | |
|---|-----|
| <i>II.2.2 : L'angle de frottement(φ)</i> | 118 |
| <i>Comparaison</i> | 119 |
| <i>II.1.3 : Le module de Young (E)</i> | 120 |
| <i>Comparaison</i> | 121 |
| <i>II.2.4 : Le coefficient de poisson(ν)</i> | 122 |
| <i>Comparaison</i> | 123 |
| CONCLUSION II | 124 |
| Conclusion générale | 125 |

Références bibliographiques

Annexes

| | |
|--|-----|
| Annexe I : Mode opératoires de réalisation de quelques pieux | 127 |
| Annexe II.1 : Etude des variantes et les données d'exécution du projet..... | 133 |
| <i>Annexe II.2</i> : La méthode d'exécution des travaux..... | 140 |
| Annexe III : Complément des méthodes de détermination de la capacité portante..... | 147 |
| Annexe IV : Les fonctions essentielles de PLAXIS | 156 |
| Annexe V : Tableaux des résultats de la modélisation numérique (Chapitre V) | 159 |

Introduction générale

Au cours de ces dernières années, les ports maritimes sont transformés en des ensembles industriels où les notions de productivité et de compétitivité sont devenues la règle. Conséquence du développement du trafic maritime, des conteneurs et des mutations technologiques en matière de manutentions portuaires, particulièrement importants, notamment en Méditerranée.

Il a été important à l'Algérie de s'adapter à ce changement. Pour cela, elle se lance dans des projets de réalisation et d'aménagement d'infrastructures maritimes. Il s'agit dans l'ensemble, de création et d'extension de ports et d'abris de pêche, ainsi que le confortement et le rempiétement de plusieurs ports.

En partant de ce dernier point, le rempiétement est devenu un programme d'aménagement ambitieux ; car, il est souvent possible de créer de nouveaux bassins et de construire de nouveaux quais, mais cela ne doit pas conduire à sous-employer ou même à abandonner des structures existantes. C'est ce qui a été effectués sur plusieurs ports, parmi eux le rempiétement par pieux du quai nord du port de Béjaia, qui correspond à notre étude des ouvrages portuaires sur pieux, qu'on modélisera par le programme PLAXIS, qui est spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les ouvrages maritimes sur pieux sont des ouvrages à fondation discontinue, fondés sur pieux battus ou havés jusqu'au bon sol. Ce type d'ouvrage est indiqué lorsque le bon sol est à une distance comprise entre 10 et 30m du fond du bassin.

Pour mener à terme ce travail, on l'a entamé par des généralités, riches en informations, réparties en deux chapitres :

Dans le chapitre I, on a présenté quelques notions fondamentales sur les fondations profondes et plus exactement « les pieux », leurs différents types et méthodes d'exécution. On a défini par la suite les diverses classifications attribuées aux pieux et les critères qui influent sur le choix du type de pieux.

Le chapitre II, comporte des notions générales sur les ouvrages portuaires, présenté en deux parties :

Dans la partie A, on définit le port maritime et ses différents types et ouvrages qui le constituent, avec une classification des ouvrages d'accostages d'après leurs modes de fondations et leurs conceptions.

Dans la partie B, on s'intéresse aux ouvrages portuaires fondés sur pieux et les différents efforts auxquels ils sont soumis. On termine par exposer quelques exemples de quais exécutés sur pieux notamment le quai qui a fait l'objet de notre étude.

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 et le tassement d'un pieu isolé, sachant que ce dernier, la plupart du temps, fait partie d'un groupe et son comportement est différent sous l'effet du groupe. On a aussi inclut un petit aperçu sur les frottements négatifs et le comportement d'un pieu isolé sous charges latérales qu'on assimilera aux efforts horizontaux d'accostage et d'amarrage des navires.

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 rempiétement du quai nord du port de Bejaia. On établira un modèle de référence modélisant l'ancien quai réalisé en blocs de béton armés renforcé par un écran de pieux, disposés en rangée.

Les différentes phases de réalisation (exécution de pieu, dragage et excavation des matériaux pour augmenter le tirant d'eau, bétonnage du masque et de la plate-forme, et activation des tirants d'ancrage) seront modélisées. On a supposé la non existence de l'effet de groupe du fait que l'entraxe entre les pieux est important (3m). Pour simuler le comportement du pieu en service on le soumettra à divers efforts verticaux et horizontaux.

Par la suite, on effectuera une étude paramétrique concernant les paramètres de sol uniquement, où on variera à chaque fois le paramètre à comparer dans des fourchettes raisonnables. Il sera question de montrer l'influence de la variation de la cohésion, de l'angle de frottement, du

module de Young et du coefficient de poisson, sur le comportement du pieu, et cela en présentant les résultats obtenus sous forme de courbe puis les comparer à un état de référence.

Présentation du projet

Le port de Bejaia est composé de trois bassins :

- Le bassin de l'avant port,
- le bassin du vieux port,
- et le bassin de l'arrière port.



Figure 1 : Vue du port de Bejaia par satellite (Google) avant rempliement.

Au-delà de sa situation géographique, le dynamisme du port de Bejaia, s'appuie sur 3 atouts majeurs :

- Sa qualité de service.
- Des terminaux spécialisés, alignés aux normes universelles.
- Des outils de gestion modernes.

Actuellement, le port de Bejaia est classé au 2^{ème} rang des ports algériens les plus développés, avec une part du marché de plus de 18%, offrant ainsi des conditions optimales d'exploitation.

Le quai nord du port de Bejaia est inscrit dans le vieux port, son bassin est séparé de l'avant port par la jetée Abdelkader, ainsi que des quais de rive, sa longueur est de 162 m ; ce quai permet l'accostage des navires dont le tirant d'eau exigé est inférieur à 7,5m.



Figure 2 : Vue du quai nord du vieux port de Bejaia par satellite (Google)

En vue des perspectives de développement du trafic maritime et des conteneurs; il est important de s'adapter à ce changement; sachant que ce quai est destiné pour le commerce, la profondeur exigée à son pied est de -9.0 m.

Chapitre I

Généralités sur les pieux

INTRODUCTION

On appelle fondations, les parties enterrées d'un ouvrage conçues pour transmettre au sol de manière rationnelle, les charges provenant de la superstructure.

Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum dans le sol. On réalise dans ce cas, des fondations superficielles dont l'encastrement (l'ancrage) « D » est inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la semelle « B ».

Il arrive souvent que le terrain superficiel sur lequel une fondation devrait être assise n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu (cas de vase, de tourbe, d'argile molle ou de terrains peu résistants et très compressibles). Dans ce cas, il faudra chercher le bon sol et faire reposer l'ouvrage sur des pieux, puits ou barrettes qui sont caractérisés par une valeur élevée du rapport $\frac{D}{B}$, où D est la profondeur et B le diamètre de la fondation, on a affaire donc à des fondations profondes.

Ce présent chapitre est consacré à la présentation de quelques notions fondamentales sur les fondations profondes, et plus exactement « les pieux ».

1. DEFINITIONS 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.

Pieux : Les pieux sont des fondations profondes réalisées mécaniquement. Ils ont un élancement $\frac{D}{B}$ supérieur à 10 et le diamètre est le plus souvent inférieur à 0,80m.

$$\text{Pieux} \Rightarrow \begin{cases} \frac{D}{B} > 10 \\ \text{et} \\ B < 0,80\text{m} \end{cases}$$

Puits : Les puits sont des fondations semi-profondes creusées à la main sous la protection d'un blindage. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage.

Les puits présentent un diamètre B compris entre 0,80 et 2m et un élancement $\frac{D}{B}$ compris entre 4 et 10.

$$\text{Puits} \Rightarrow \begin{cases} 4 < \frac{D}{B} < 10 \\ \text{et} \\ 0,80\text{m} < B < 2\text{m} \end{cases}$$

Barrettes : Les barrettes sont des éléments de paroi moulée remplaçant une file de pieux (section allongée ou composite en T ou en croix par exemple), et pouvant atteindre des profondeurs importantes.

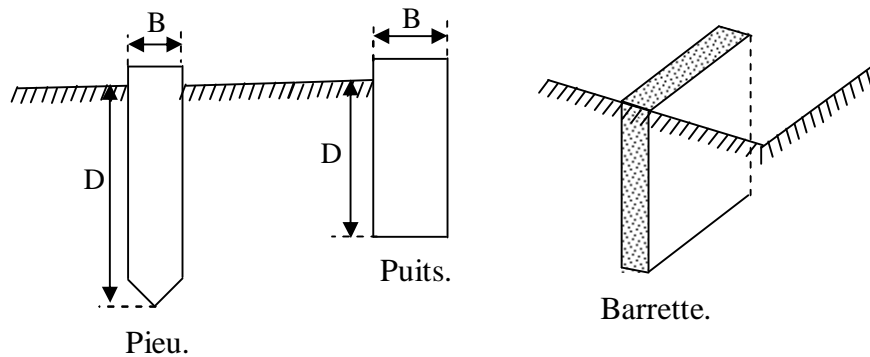


Figure I.1 : Pieu, puits et barrette.

Les trois (03) parties principales d'un pieu sont la **tête**, la **pointe**, et le **fût** compris entre la tête et la pointe.

2. LES DIFFERENTS TYPES DE PIEUX

Il existe plusieurs dizaines de types de pieux, une description exhaustive est donnée par l'actuelle norme expérimentale P 11-212 / DTU 13-2 de septembre 1992 [01], alors les principaux types de pieux sont les suivants :

2.1. Pieux façonnés à l'avance

2.1.A/ Les techniques de mise en œuvre des pieux façonnés à l'avance

2.1.A/1. Techniques de battage

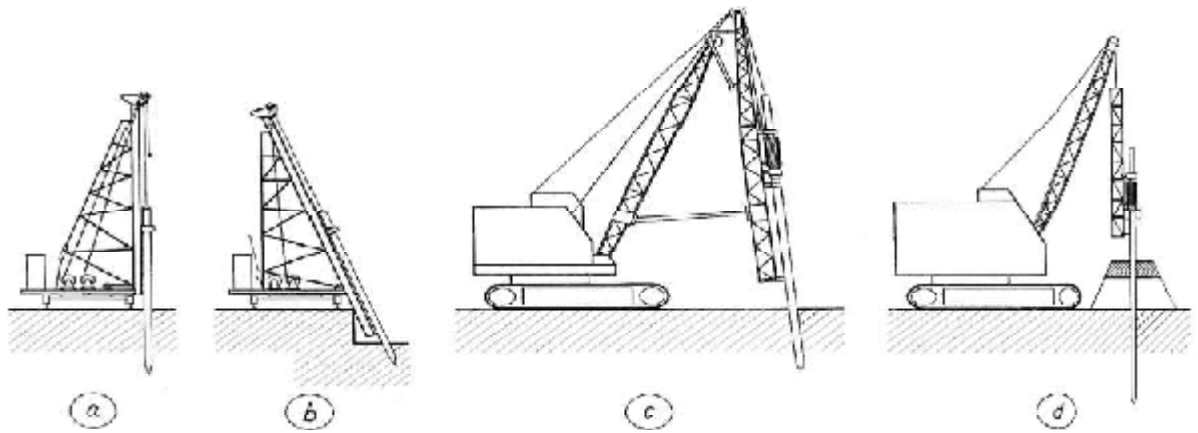
- . Sonnettes et mâts

Le battage pose deux problèmes très distincts : d'une part, la tenue et le guidage du pieu; d'autre part, la mise en œuvre d'une énergie de battage.

Les sonnettes sont, suivant les sites d'utilisation, terrestres ou flottantes, et généralement inclinables. Elles constituent les engins les plus classiques assurant à la fois le guidage des pieux et du mouton.

Un procédé plus moderne et plus léger consiste à utiliser des mâts de battage, généralement fixés sur grues à chenilles souvent inclinables dans toutes les directions.

Si les pieux sont maintenus, durant leur enfoncement, par des gabarits ou des échafaudages, il est possible d'employer, pour le guidage du mouton uniquement, des équipements très légers et très mobiles qui s'appuient sur le pieu à battre ; ce sont les mâts suspendus ou jumelles pendantes.



Sonnette verticale. Sonnette inclinée. Mât de battage. Mât suspendu ou jumelle pendante.

Figure I.2 : Sonnettes et mâts.

. Engins de battage

L'énergie de battage peut être produite par des moutons ou des trépideurs.

a/Moutons à chute libre

Les moutons à chute libre, dénommés également par les batteurs moutons secs, agissent par l'effet de leur masse tombant en chute libre.

b/Moutons à simple effet

Les moutons à simple effet (Figure I.3) sont constitués par un cylindre et un piston, la masse frappante pouvant, suivant les types, être l'un ou l'autre de ces organes. Plusieurs types de moutons peuvent convenir pour un même travail ; cependant, certaines règles sont couramment appliquées :

— Le poids du mouton doit en principe être au moins égal à celui du pieu ($M \geq P$) ; pour les pieux très lourds, on admet les valeurs $0,5 P < M < P$.

— Il est toujours préférable d'employer un mouton lourd tombant d'une faible hauteur que l'inverse, cela évite une perte d'énergie dans le rebondissement ; cadence rapide, de façon à maintenir le sol en vibration ; le perfectionnement des matériels va dans cette direction et conduit aux marteaux trépideurs et aux vibrateurs.

c/Moutons à double effet ou marteaux trépideurs

Ces engins comportent également un cylindre et un piston ; ce dernier, constituant la masse frappante, est actionné par la vapeur, l'air comprimé ou un fluide en pression. La cadence de frappe est très élevée : 100 à 300 coups par minute, ce qui provoque un effet de vibration particulièrement efficace dans les sols granuleux.

d/Moutons Diesel

Les moutons Diesel sont des engins autonomes et automoteurs ; leur principe de fonctionnement est celui du moteur Diesel.

Le piston constitue la masse frappante ; il comprime dans sa chute un volume d'air dans lequel a été injectée une petite quantité de gas-oil.

A l'effet de choc produit par la chute du piston s'ajoute l'explosion du mélange comprimé ; ainsi sont obtenues l'énergie de frappe et la remontée du piston.

.Casques, martyrs ou têtes-de-Turc

Le casque est un accessoire indispensable au battage ; il coiffe les pieux et évite leur dégradation. Il est construit généralement en acier moulé ; sa partie inférieure est adaptée aux pieux ou profilés à battre, et sa partie supérieure comporte un logement destiné à recevoir le martyr.

Le martyr, couramment appelé tête-de-Turc par les batteurs, est un amortisseur qui évite la détérioration du casque et qui réduit le rebondissement du mouton.

Il est constitué en bois dur (azobé) fretté ou renforcé par des câbles ; on en fabrique actuellement en résine synthétique.

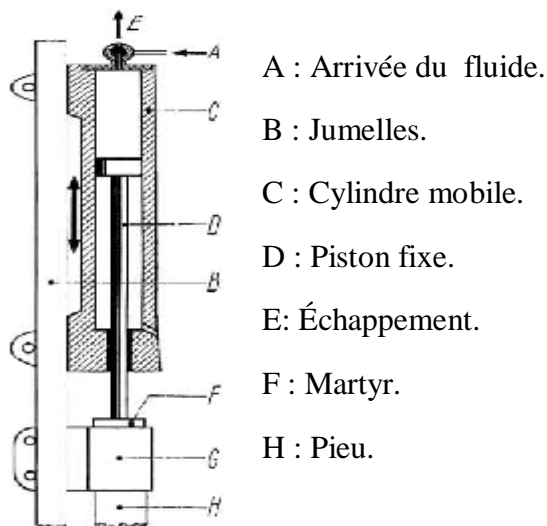


Figure I.3 : Mouton à simple effet à cylindre mobile.



Figure I.4 : Equipement pour battage : Grue, mat, jumelle et casque.

2.1.A/2. Techniques de fonçage par vibration

Le principe essentiel des techniques de vibration est diminuer les frottements internes des sols non cohérents ; cela a pour effet de réduire les frottements latéraux des éléments foncés.

Les vibrateurs ou vibrofonceurs sont des engins qui provoquent une vibration énergique aux éléments à fonder ou à arracher, auxquels ils sont rigidement solidarités.



Figure I.5 : Un vibrofonceur.

2.1.A/3. Techniques de lançage

Le lançage est une technique rarement employée seule. Son efficacité est fonction de la nature des terrains ; c'est dans les terrains sableux qu'elle donne les meilleurs résultats. On utilise généralement le lançage pour faciliter l'enfoncement des pieux en cours de battage.

Le procédé consiste à envoyer de l'eau sous une pression de 7 à 12 bars au droit de la pointe du pieu ou de la base de l'élément à fonder. Ce jet est obtenu à l'aide de lances fixes pouvant être installées lors de la fabrication des pieux, ou de lances mobiles que l'on déplace verticalement pour éviter le blocage des matériaux.

Le lançage doit être arrêté avant d'atteindre la cote définitive, pour que la fin du battage soit réalisée dans un sol non remanié.

2.1.B/ Les différents types de pieux façonnés à l'avance

2.1.B/1. Battu préfabriqué

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par un effet dynamique : Battage proprement dit par chocs (mouton à simple effet, à double effet, diesel,...) ou par vibrations (vibrofonceurs, trépideurs).

1. Pieux en béton armé

La préfabrication des pieux en béton armé se fait généralement sur le site, par lot sur des aires appropriées. Leurs principales caractéristiques sont les suivantes (Figure I.6) :
. Leur section est carrée, pentagonale, hexagonale, octogonale, circulaire ou annulaire.
. Les angles peuvent être chanfreinés ou arrondis.

.Ils comportent des armatures transversales et longitudinales (ces dernières sont d'une seule longueur dont les diamètres habituels varient de 16 à 32 mm), déterminées essentiellement pour supporter les efforts de décollage, de levage et de mise en fiche, laquelle peut se faire par élingage en un, deux ou plusieurs points, grâce à des épingles prévues à cet effet lors du coulage des pieux.

.Le ferrailage est renforcé en tête, pour supporter les chocs du mouton ; en pied, pour améliorer la tenue de la pointe à l'enfoncement dans les terrains durs. La pénétration peut être facilitée par l'emploi du sabot.

.On améliore quelquefois leur résistance de pointe par un élargissement de la base (Figure I.7). Permettant ainsi de réduire les effets de frottement négatif dans les couches de mauvais terrain subjacent au sol porteur, où le périmètre du fût est très réduit.

.On emploie des ciments portland 325 de dosage 400 kg/m^3 .

.Le délais de durcissement est normalement d'un mois.

.La contrainte de compression admise pour les pieux en béton armé est de 60 à 70 bars.

.Leurs dimensions transversales varient de 0,20 à 0,60 m.

.Leurs longueurs ne dépassent 10 à 30 m.

.Ils peuvent atteindre des masses unitaires considérables (15 à 20 t au maximum).

Ces pieux ont l'avantage d'être très résistants ; ils ont les performances et les avantages du béton armé, et une bonne tenue dans le temps. En revanche, leur mise en œuvre requiert des moyens importants et bruyants qui les font écarter de plus en plus pour les applications en site urbain.

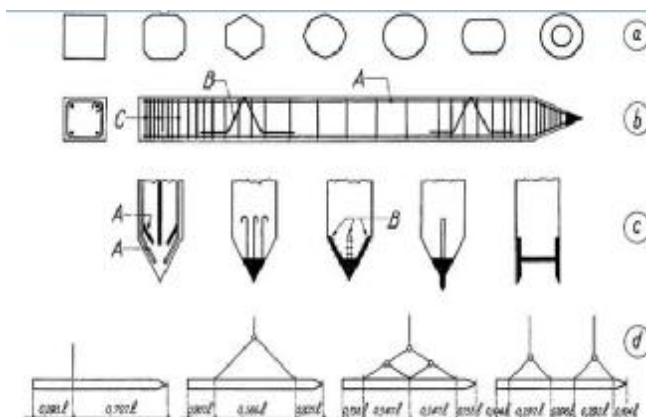


Figure I.6: Pieux préfabriqués en béton armé.

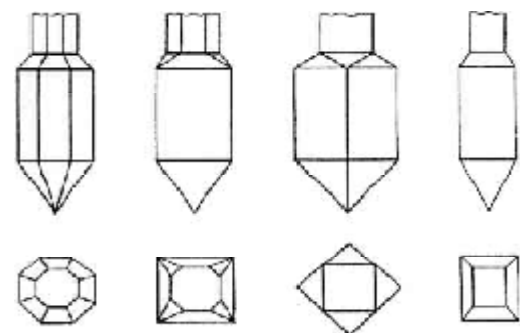


Figure I.7: Pieux à base élargie.

2. Pieux en béton précontraint

Ils présentent des avantages dus aux performances du béton précontraint :

- Ils ont une plus grande résistance au battage ; il n'y a pas d'éclatement du béton ; le bardage est simplifié car l'élingage peut se faire en un point seulement ;
- Ils sont susceptibles d'accepter des efforts de flexion, car leur section supporte mieux les efforts de traction.

Leurs dimensions les plus courantes sont les suivantes :

- .Diamètre extérieur 1 à 1.50m ;
- .Épaisseur du béton 10 à 15 cm ;
- .Longueur des éléments 5 m ;
- .Les pieux peuvent atteindre 60 m de longueur.

Un perfectionnement de ce type de pieux consiste à utiliser des éléments circulaires creux assemblables. Des câbles de précontrainte traversant les trous longitudinaux aménagés à cet effet dans chaque anneau, sont ensuite tendus pour donner au pieu les capacités attendues et la longueur souhaitée.

Ils sont souvent employés pour les grands ouvrages en site maritime.

2.1.B/2.Métal battu

Les pieux métalliques connaissent actuellement un certain essor. On distingue :

1. Ceux à la section pleine : Profilés I, H ou profilés divers.

La pénétration de ces pieux est très bonne et résistent correctement aux efforts latéraux.

La meilleure solution pour traverser les terrains compacts ou contenant des obstacles isolés (galets, blocs lenticilles). Ils peuvent être effectués sans risque à proximité d'ouvrages existants et ils encaissent des charges élevées.

2.Ceux à la section creuse : (Figure I.8)

- Les pieux palplanches ou palpieux : Ils sont caractérisés par un assemblage de 2,3 ou 4 palplanches et peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres.
- Les pieux tubulaires : Ils sont constitués de tubes circulaires soudés bout à bout au cours de l'opération de battage. Une fois en place, on peut exploiter la section intérieure en remplissant leur vide par du sable ou du béton. On peut ainsi rechercher une bonne conjugaison des performances de l'acier et du béton, et obtenir une meilleure tenue au flambement.
- Les pieux profilés caissons: Ceux sont des pieux constitués par l'incorporation d'un profilé dans un pieu tubulaire. Ils sont destinés à encaisser des charges très lourdes (300 à 1000 tonnes).
- Les pieux à vis : L'extrémité de ces pieux constituée d'une hélice grâce à laquelle ils s'appuient largement sur sol dans lequel ils sont encastrés (sur tout dans les sols mous), pour des charges relativement faibles (20 à 30 t), Figure I.9.

Tous ces pieux sont très performants, ils permettent des interventions rapides, mais ne correspondent pas toujours à la solution la plus économique, car leur coût est souvent élevé par les dispositions à prendre pour éviter les corrosions ; ces traitements sont multiples :

- . adjonction de cuivre ;
- . revêtement de protection ;
- . surépaisseur d'acier ;
- . protection cathodique.

On a parfois intérêt à en conjuguer plusieurs.

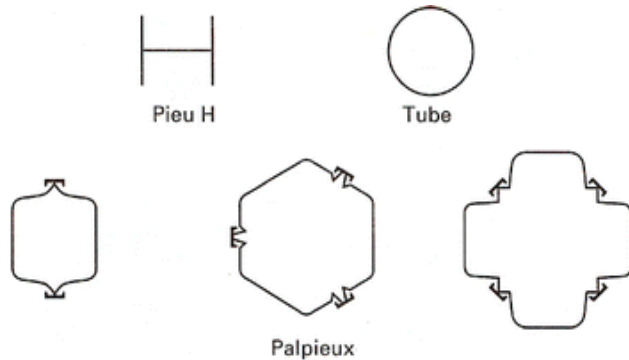
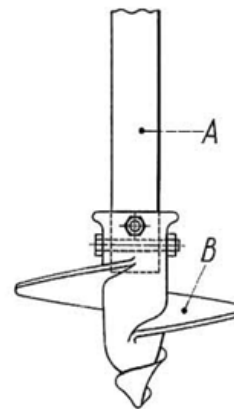


Figure I.8 : Profils métalliques battus.



A : Fût.

B : Vis montée par système de clavettes et boulons.

Figure I.9 : Pieu à vis métallique.

2.1.B/3. Tubulaire précontraint

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage.

- . Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur.
- . Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte.
- . La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

2.1.B/4. Battu enrobé

Ce pieu à âme métallique (acier E 24-2 ou similaire) est constitué :

- De tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
- De profilés H ;
- De caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût (du pieu) de 4 cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci (Figure A.I.1 de l'annexe I).

2.1.B/5.Battu ou vibro-foncé injecté haute pression

Le pieu battu ou vibrofoncé haute pression est un pieu métallique battu ou vibrofoncé lorsque les conditions de terrains autorisent ce type de mise en œuvre, de largeur supérieure ou égale à 250 mm.

L'armature du pieu (tube ou profilé) est équipée d'un système d'injection constitué par un ou plusieurs tubes à manchettes (TAM).

Remarque :

Parmi les pieux façonnés à l'avance les pieux en bois (ou pilots), ce type de pieu, autrefois largement utilisé mais beaucoup moins actuellement, car il ne constitue une solution avantageuse que pour supporter de faibles charges, lorsque l'on ne dispose pas de moyens importants de battage et lorsque le pieu n'aura pas à subir des alternances d'humidité et de sécheresse, sachant que ce dernier est un matériau organique. Il est sensible à l'attaque des animaux (rongeurs, des termites,...) et au pourrissement.

2.2. Pieux à tube battu exécutés en place

2.2/1.Battu pilonné

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés (Figure A.I.2 de l'annexe I).

2.2/2.Battu moulé

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés (Figure A.I.3 de l'annexe I).

2.3.Pieux foncés

2.3/1.Béton foncé

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

2.3/2.Métal foncé

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

2.4.Pieux forés

2.4.A/ Les techniques de mise en œuvre des pieux forés

Cette technique (des pieux forés) connaît le plus d'applications aujourd'hui, car elle évite les moyens de battage souvent exclus en site urbain et bénéficie des nombreux progrès effectués dans les équipements de forage.

La particularité des pieux forés est que leur volume dans le sol est obtenu par enlèvement de déblais, alors que dans les autres types il est obtenu par compression du sol lors de l'enfoncement du pieu.

Ces types de pieux présentent plusieurs avantages :

- ils permettent de réduire les installations ;
- ils ne nécessitent pas d'aire de coulage ou d'assemblage ;
- les armatures sont limitées aux besoins du pieu en place ;
- la rugosité du fût, voire la base élargie, permettent de bien exploiter les performances du sol dont on peut apprécier les qualités en examinant les produits de forage.

On doit, en revanche, surveiller et contrôler la qualité du terrain d'assise et celle du béton. Souvent, l'essai de charge est le seul moyen de s'assurer de la portance finale.

Les inconvénients essentiels résident dans la difficulté de contrôler l'homogénéité, la qualité du béton et les éventuelles diminutions de section par éboulement.

On peut distinguer les pieux forés suivant la technique employée pour réaliser le trou, c'est-à-dire effectuer le forage.

La mise en œuvre des pieux forés requiert à la fois des matériels spéciaux pour l'exécution du forage et des équipements bien adaptés pour la mise en place du béton :

2.4.A/1.La tarière : Qui fonctionne comme un tire-bouchon pour s'enfoncer dans le sol par rotation et remonte le sol par cisaillement. Une fois remontée on vide la tarière en la frappant sur le sol. Utilisable pour des sols tendres.

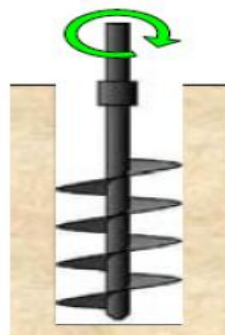


Figure I.10 : La tarière.

2.4.A/2. Le bucket ou benne : Il fonctionne comme un taille-crayon à réservoir en coupant le sol par rotation et en le stockant directement dans sa partie supérieure. Le bucket se vide par un système de trappe situé à sa base. Utilisable pour des sols tendres.



Figure I.11 : Le bucket ou benne.

2.4.A/3. L'hammergrab ou grappin : C'est une mâchoire métallique qui déduit le sol par son poids. L'hammergrab est laissé tomber en chute libre dans le forage, arrivé au fond du forage la mâchoire se referme sur le sol qui est ensuite remonté. Utilisable pour des terrains durs.



Figure I.12 : L'hammergrab ou grappin.

2.4.A/4. Le trépan : Il fonctionne comme le précédent mais ne peut pas remonter le sol, sert donc en générale pour détruire des passages rocheux dans le terrain.



Figure I.13 : Le trépan.

2.4.A/5.Le carottier : Il fonctionne comme un poinçon en cisillant le sol par rotation et en le remontant par adhérence. Utilisable en terrains tendres et adhérent (argileux).

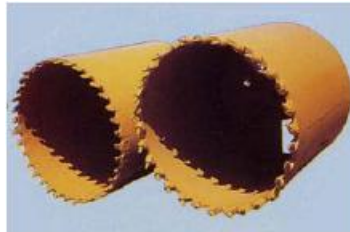
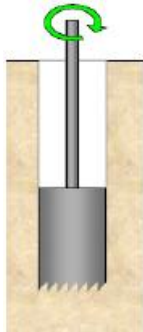


Figure I.14 : Le carottier.

Tout ce matériel peut être monté sur des engins spéciaux :

- Kelly tige carrée télescopique.
- Machine Benoto,...

2.4.B/ Les différents types de pieux forés

2.4.B/1.Foré simple

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques (Figure A.I.4 de l'annexe I).

2.4.B/2.Foré tubé

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne..., etc ; sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage.

Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration (Figure A.I.5), ou foncé avec louvoisement (Figure A.I.6) au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.

2.4.B/3.Foré boue

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage (Figure A.I.7).

2.4.B/4.Tarière creuse

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait (Figure A.I.8).

On distingue trois types de matériel :

- **Type 1** : La tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage.
- **Type 2** : La tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton).
- **Type 3** : La tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage (exemple : Pieu Starsol).

2.4.B/5.Vissé moulé

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil (Figure A.I.9).

2.4.B/6.Injecté haute pression (de gros diamètre)

Ce type de pieu, par opposition aux micropieux de type III et IV, regroupe les pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection constitué par un ou plusieurs tubes à manchettes. Lorsque l'armature est un tube métallique, ce tube peut faire office de tube à manchettes. Dans certains cas, le tube métallique peut être équipé d'une succession de clapets spéciaux indépendants ou de rampes spéciales qui permettent l'injection (Figure A.I.10).

L'armature peut être également constituée par des profilés (H ou caissons de palplanches). Le scellement au terrain est effectué par injection sélective sous haute pression d'un coulis ou d'un mortier à partir d'un obturateur simple ou double.

2.5. Puits

Ce sont des fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.

-Les puits de section circulaire ont un diamètre supérieur ou égal à 1,20 m. Les puits de section quelconque (rectangulaire, oblongue, en fer à cheval, etc.) ont une largeur minimale de 0,80 m et une section minimale de 1,1 m pour la sécurité du personnel et du fait de la présence de blindage.

- Le forage est bétonné à sec et le blindage éventuellement récupéré.
- L'exécution de puits sous la nappe phréatique dans des sols peu cohérents est interdite, sauf si la nappe est rabattue à l'extérieur du puits.
- Des dispositions particulières (ventilation, lampe de sécurité, échelle de secours,...) sont prises s'il y a des risques de dégagements gazeux nocifs ou risques de venues d'eau importantes et soudaines.

2.6. Micropieux

La technique et l'utilisation de micropieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés (Figure A.I.11).

On distingue quatre types de micropieux :

- **Type I** : C'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier.
- Ces micropieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil.
- **Type II** : C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur.
- Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.
- **Type III** : C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection.
- L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire.
- Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.
- **Type IV** : C'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection.
- On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa.
- L'injection est répétitive et sélective.
- Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

3. MODE OPERATOIRES DE REALISATION DE QUELQUES PIEUX

Il existe plusieurs façons et procédés d'exécutions des pieux, qui sont spécifiques à chaque types de pieux ; une description simple est donnée dans l'annexe I.

4. DIFFERENTS TYPES DE CLASSIFICATION DES PIEUX

Il existe plusieurs classifications pour les différents types de pieu, on peut les classés :

a/ En fonction de la nature du matériau constitutif : Bois, métal, béton (armé, précontraint).

b/ Soit suivant le mode d'introduction dans le sol :

1. Pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage,
2. Pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

c/Le mode d'installation : Battu, foré, tubé (tube récupérable, tube perdu), vissé, moulé.

d/Géométrie et forme : Verticale (section variable ou uniforme, base élargie), incliné.

e/Rigidité : Long (flexible), court (rigide).

f/Type de structure : Tour, machinerie, bâtiment, port.

g/Déplacement du sol : Subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement.

h/Mode de fonctionnement : Friction, pointe.

i/En considérant le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu (suivant l'ouvrage de Roger FRANK [02]):

1. **Les pieux refoulant le sol à la mise en place** : La mise en place se fait par vérinage battage ou vibrofonçage. Ils repoussent le sol et le compriment, ce qui génère un bon frottement latéral.

Les pieux refoulant le sol à la mise en place sont :

- Pieux façonnés à l'avance.
- Pieux à tube battu exécutés en place.
- Pieux foncés.

2. **Les pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place** : Leur mise en place se fait par substitution, ce qui à pour effet de remanier le sol et de le décompresser.

Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en ouvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissée moulés).

Les pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place sont :

- Pieux forés (sauf pour certains types de mise en ouvre : Pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissée moulés).
- Puits.
- Micropieux.

3. Pieux particuliers : Leur comportement est intermédiaire.

Il s'agit des pieux métalliques (H, tubes, palpieux) mais qui sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu.

Pour le calcul de la force portante, ils feront l'objet de recommandations particulières.

j/ Suivant les modes d'exécution, on distinguera selon l'ouvrage de Pierre BOUSQUET [03]:

1. Pieux fabriqués à l'avance et battus : Pieux en bois ou pilots, métalliques, béton armé, béton précontraint.
2. Pieux fabriqués durant le battage : Pieux en anneaux assemblables (les pieux West), pieux métalliques à éléments assemblables.
3. Pieux en béton coulés en place :
 - Pieux battus ou vibrés moulés dans le sol : Pieux simplex, Pieux express, Pieux vibro, Pieux Franki.
 - Pieux forés : Forés à la benne, forés en rotation.
4. Pieux spéciaux : Pieux traction-compression (pieu MV), micropieux, pieux vibro-flottés, pieux de sable (pieux non porteurs mais pour l'amélioration des sols), pieux à vis en béton (pieu Grimaud), pieux vérinés (pieu Méga).

k/Les documents réglementaires DTU 13-2 [01], classent les pieux selon les catégories suivantes :

Catégorie 1 : Pieux façonnés à l'avance.

Catégorie 2 : Pieux à tube battu exécuté en place.

Catégorie 3 : Pieux forés.

Catégorie 4 : Puits.

Catégorie 5 : Pieux foncés.

Catégorie 6 : Micro-pieux.

l/Classification suivant la transmission des charges au sol :

Les pieux agissent sur les sols, soit :

- 1- Par effet de pointe : $Q_p \Rightarrow$ pieux colonnes, ces pieux sont fichés dans une couche résistante et travaillent en pointe.
- 2- Par frottement latéral : $Q_f \Rightarrow$ pieux flottants, ces derniers sont placés dans les sols homogènes et de caractéristiques constantes.
- 3- Par combinaison des deux : effet de pointe + frottement latéral \Rightarrow pieux frottants à la base, travaillant dans une ou plusieurs couches de caractéristiques convenables.

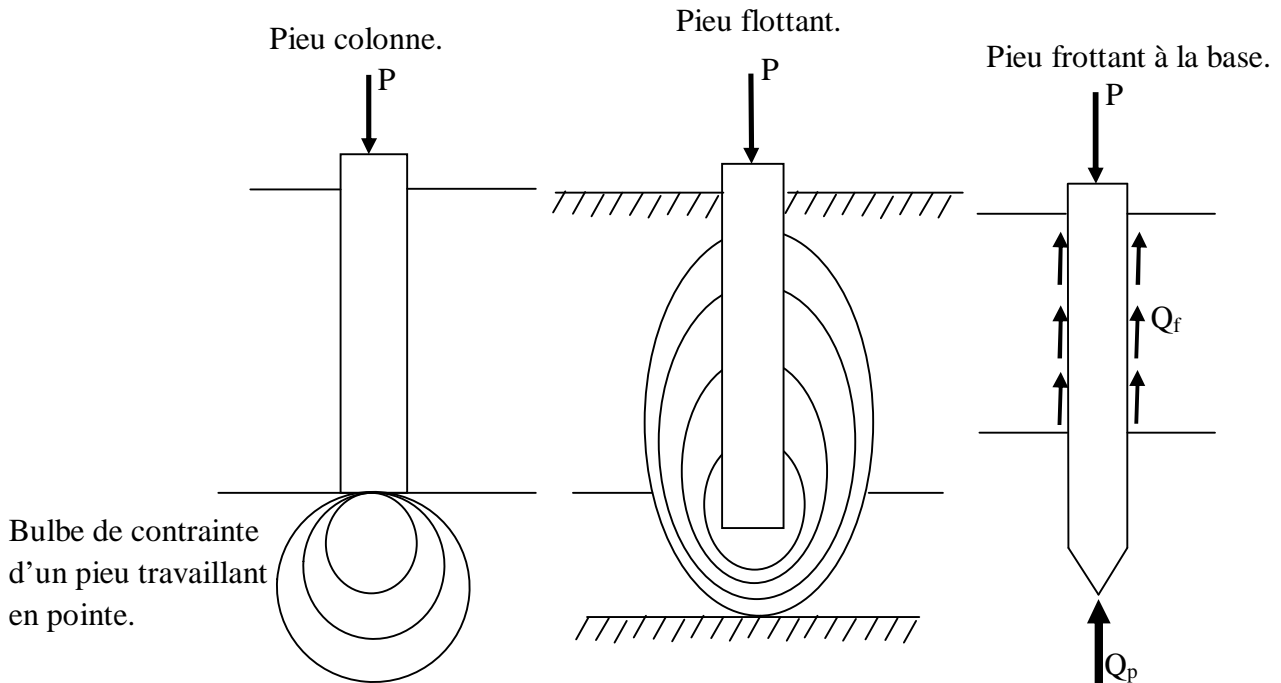


Figure I.15 : Mode de travail des pieux.

Remarque : Dans le cas où les couches d'ancrages sont de très mauvaises qualités, le frottement latéral dans ces couches est alors nul ou négatif.

5. CHOIX D'UN TYPE DE PIEUX

Il résulte de données et critères :

§ Techniques :

- Nature de l'ouvrage, type et importance des charges,
- longueur possible des pieux,
- nature du sol,
- présence d'eau, agressivité particulière,
- causes de détérioration,
- possibilité de mise en œuvre et environnement,
- matériaux disponibles,
- délais d'exécution souhaités ;

§ Economiques :

- Ressources locales et matières premières (bois, acier, ciment),
- possibilités d'approvisionnements, accès, transport,
- ressources en main-d'œuvre, coût,
- matériel disponible,
- comparaison des coûts des différents types techniquement satisfaisants,
- coût de l'entretien éventuel et des conséquences sur les ouvrages voisins,
- crédits disponibles.

CONCLUSION

Nous avons écrit d'une manière générale sur les différents types de pieux, leurs modes d'exécution et les moyens employés, les différentes classifications ainsi que les critères influençant le choix de notre type de pieu.

Lors de l'exécution des travaux, on doit veiller à la prévenance et la qualité des matériaux constituant les pieux, et ne pas soumettre ces derniers à des efforts supérieurs à ceux pour lesquels ils ont été prévus ; pour cela, il est intéressant de déterminer la capacité portante des pieux.

Chapitre II

Généralités sur les ouvrages portuaires

INTRODUCTION

Ce présent chapitre comporte des notions générales sur les ouvrages portuaires, exposées en deux parties :

Dans la partie A, on définit le port maritime et ses différents types et ouvrages qui le constitue, avec une classification des ouvrages d'accostages d'après leurs modes de fondations et leurs conceptions.

Dans la partie B, on s'intéresse aux ouvrages portuaires fondés sur pieux et les différents efforts auxquels ils seront soumis. On termine par énuméré les différents types de remplètement de quai et à exposer quelques exemples de quais exécutés sur pieux notamment le quai qui a fait l'objet de notre étude.

A : GENERALITES SUR LE PORT MARITIME

1. 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, protégeant ainsi les navires contre la houle et les grands vents pour leur permettre :

- D'accoster en attendant de partir pour un autre voyage,
- d'effectuer des opérations commerciales d'embarquement et de débarquement de passagers, des marchandises et d'avitaillement,
- afin d'être construits, entretenus et réparés.

§ Le terme port désigne le plan d'eau, mais dans son utilisation courante, il inclut les jetées, les quais qui bordent le plan d'eau proprement dit.

§ Les ports sont des lieux stratégiques, économiques et militaires. Ils ont pour cette raison et depuis des siècles faits l'objet de nombreuses attaques venant de la terre, de la mer ou des airs.

2. Définition des types de port

Les ports peuvent être classés selon leur mission (activité), leur implantation géographique (localisation) et selon leur mode de gestion (statut).

2.1. Définition des types de port d'après leur mission

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

2.1.1. Les ports militaires (ou ports de guerre, bases navales)

Ils accueillent les navires de guerre. Les ports militaires peuvent comporter :

- Soit une rade abritée dans laquelle les navires sont mouillés sur leur ancre ou sur des coffres d'amarrage; les dimensions de la rade doivent être assez vastes pour permettre des manœuvres d'évitage aussi rapide que possible et pour disperser les bâtiments.

- Soit des installations ayant les mêmes dispositions que celles d'un port de commerce, abritées par des digues et comportant des quais et des installations pour la construction, la réparation et l'armement des navires.

2.1.2. 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.

2.1.3. Ports de travaux

Certains ports doivent être créés pour l'exécution de grands travaux afin de servir à abriter les engins flottants.

2.1.4. Ports de pêche

Certains ports de faible importance sont spécialisés pour la pêche et offrent des facilités particulières pour la commercialisation et conservation du poisson.

2.1.5. Ports de plaisance

De même, le développement des loisirs maritimes a entraîné la création des ports spécialement aménagés pour la navigation de plaisance.

Remarque : Il est fréquent qu'un même port combine plusieurs activités, mais elles sont souvent séparées géographiquement, par exemple avec différents bassins.

2.2. Définition des types de port d'après leur implantation géographique

2.2.1. Ports établis dans les rades abritées

Ceux sont essentiellement:

- Des ports militaires.
- Des postes pour le trafic des hydrocarbures établis sur sea-lines ou sur tourelle isolée.
- Des postes minéraliers en rade foraine.
- Des postes à passagers ou à marchandises diverses avec transbordement sur engins flottants.

Remarques

- Sea-lines est une canalisation sous-marine posée à demeure sur le fond de la mer prolongée par une conduite flexible en caoutchouc armé vers un coffre flottant, permettant de maintenir le flexible hors l'eau et l'aspiration ou le refoulement de l'hydrocarbure du navire.

- Tourelle isolée : C'est un poste établis sur rade foraine, sans protection par des ouvrages extérieurs. On peut distinguer des postes pétroliers constitués par des plateformes reliées avec des conduites; et des postes minéraliers où la transition est assurée par un portique ayant un bras de grande longueur.

2.2.2. Ports extérieurs

Ils sont établis sur le littoral et sont gagnés sur les eaux, ou creusés dans les terres.

2.2.3. Ports intérieurs

Ils sont établis sur des fleuves ou rivières, reliés au littoral par un canal maritime, ou établis sur des lagunes et étangs en communication avec la mer.

2.2.4. 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.

2.3. Définition des types de port d'après leur mode de gestion

Selon le mode de gestion des ports, on distingue les ports publics (dont les ports autonomes) et les ports privés.

2.3.1. Les ports publics

Ils sont gérés directement ou indirectement par le secteur public.

2.3.2. Les ports privés

Ils sont gérés par une entreprise privée, c'est un cas courant dans certains pays, en particulier ceux de tradition anglo-saxonne.

3. Les principaux types d'ouvrages d'un port maritime

Les divers types d'ouvrages d'un port maritime sont les suivants :

a/ Les ouvrages de protection et d'accès : On pour rôle de défendre le port contre la houle et les apports solides du transport littoral (digues à talus, digues verticales), pour les ports intérieurs, ces

ouvrages assurent le calibrage du chenal d'accès (digues basses « submersibles », et les digues hautes « insubmersibles »).

b/ Les plans d'eau : Ils servent à l'évolution et au stationnement des navires, ils constituent :

- Des bassins de marée : Dont le niveau suit celui de la marée.
- Des bassins à flot : Dont le niveau suit celui (variable) des pleines mers ou est maintenu à un niveau constant.

c/ Les ouvrages d'accostage : On distinguera :

- * Les quais : Outre l'amarrage et l'accostage des navires, ils assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port permettant ainsi de retenir les terres au contact des plans d'eau.
- * Les appontements : Sont des ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des navires mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres (où se trouvent les installations de stockage des cargaisons). Ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise.
- * Les ducs d'Albe : Sont des ouvrages ponctuels permettant l'accostage et/ou l'amarrage des navires. Ils ne disposent pas de plate-forme sur laquelle peuvent être déposées les marchandises ou être installés des engins de manutention et n'ont aucun rôle de retenue des terres.

d/ Les aires de stockage des marchandises : Elles sont couvertes ou non, les postes sont desservis par des voies ferrées et des chaussées.

e/ Les ouvrages pour la construction, la réparation et l'entretien des navires.

f/ Des plans d'eau et des ouvrages d'accostage sont réservés aux navires désarmés ou en attente d'un post d'opération : Ce sont en général, des ouvrages anciens (simples ducs d'Albe ou coffres d'amarrage).

4. Classification des ouvrages d'accostage suivant leur mode de fondation et leur conception

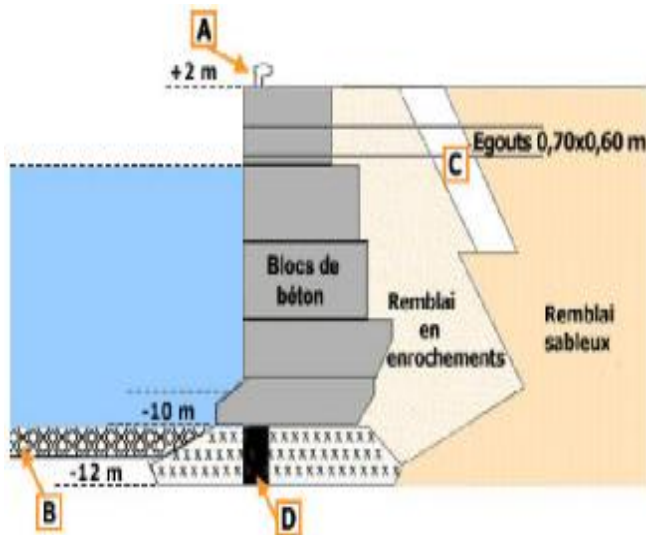
Les caractéristiques du sol de fondation sont déterminantes pour le choix du type des ouvrages d'accostage. Suivant le mode de fondation, on peut classer les ouvrages dans les catégories suivantes (Jean CHAPON [07]):

4.1. Ouvrages à fondation continue

a) En surface : Ouvrages en maçonnerie, taillés dans la roche, en blocs de béton préfabriqués, en voiles, en béton armé ou en caissons échoués.

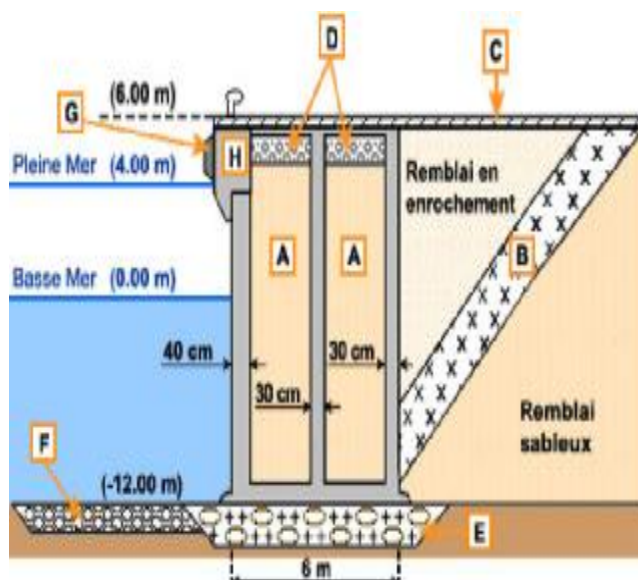
b) En profondeur : Ouvrages en caissons havés, gabions de palplanches métalliques, rideaux-plans de palplanches métalliques ancrés par des tirants ou par une plate-forme qui est fondée de façon discontinue, parois en béton moulé dans le sol.

Les ouvrages en fondation continue conviennent lorsque le niveau du sol de bonnes caractéristiques ($\varphi \leq 30^\circ$ ou $c \geq 10 \text{ t/m}^2$) est à faible distance (quelques mètres) de celui du bassin.



- A : Bollard.
- B : Tapis anti-affouillement.
- C : Filtre en enrochements ou géotextile.
- D : Fondations en enrochements ou sacs de béton.

Figure II.1 : Quai en blocs de béton arrimés.

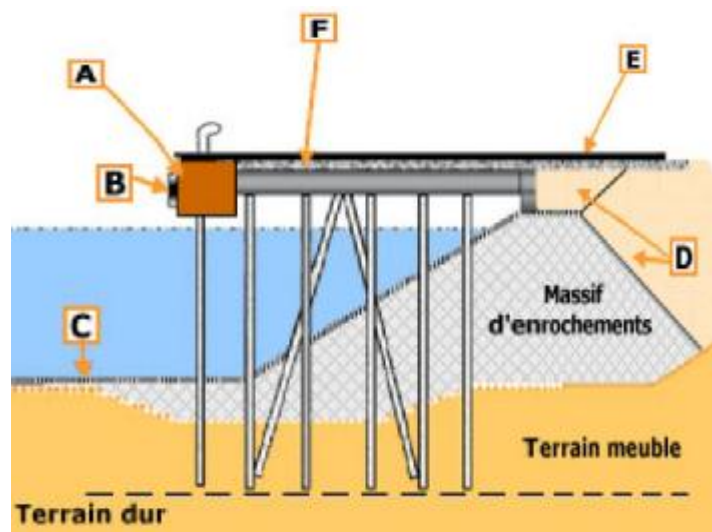


- A : Remblai sableux.
- B : Couche filtre en enrochement ou géotextile.
- C : Revêtement en béton bitumineux.
- D : Remblai en tout-venant.
- E : Assise en enrochement.
- F : Tapis anti-affouillement.
- G : Défense d'accostage.
- H : Poutre de couronnement.

Figure II.2 : Quai en caissons en béton armé.

4.2. Ouvrages à fondation discontinue

Ce sont les ouvrages fondés sur pieux ou sur piles, battus ou havés jusqu'au bon sol. Les ouvrages de ce type sont indiqués lorsque le bon sol est à une distance comprise entre 10 et 30 m du fond du bassin.



- A : Poutre de couronnement.
- B : Défense d'accostage.
- C : Niveau de dragage.
- D : Remblai en sable.
- E : Revêtement en béton bitumineux.

Figure II.3 : Quai sur pieux.

Remarque 1

Il existe d'autres types de quais constitués de pieux, mais ces derniers reprennent une partie des efforts ou bien considérés comme des appuis intermédiaires :

§ Quai en palplanche

Les ouvrages d'accostage utilisant des rideaux-plans de palplanches sont toujours ancrés :

- Soit par des tirants métalliques reportant l'effort de traction sur une pièce d'ancrage située dans le remblai, à une distance du rideau principale (quais à tirants) ;

- Soit directement sur une plate-forme supportée par des pieux verticaux et inclinés qui reprennent les efforts horizontaux (quais de type danois) figure II.4.

Cette plate-forme, supportant une partie du remblai arrière et les surcharges d'exploitation, permet de réduire par effet de chaise, la poussée sur le rideau de palplanches. On peut même pour la réduire davantage, constituer un talus sous la plate-forme (quai creux) à condition de prévoir une pente suffisamment faible pour ne pas risquer de fuite de matériaux fins du sol derrière la plate-forme, ce qui induirait un effondrement local du terre-plein.

Par économie supplémentaire, et pour réduire la dénivellation hydrostatique, on peut enfin « ouvrir » le rideau dans la hauteur du talus en arrêtant une partie des palplanches un peu-dessus du niveau du pied du talus, de façon à permettre au quai creux d'être drainé à basse-mer.

Le quai danois assure la transition avec celui des quais sur pieux.

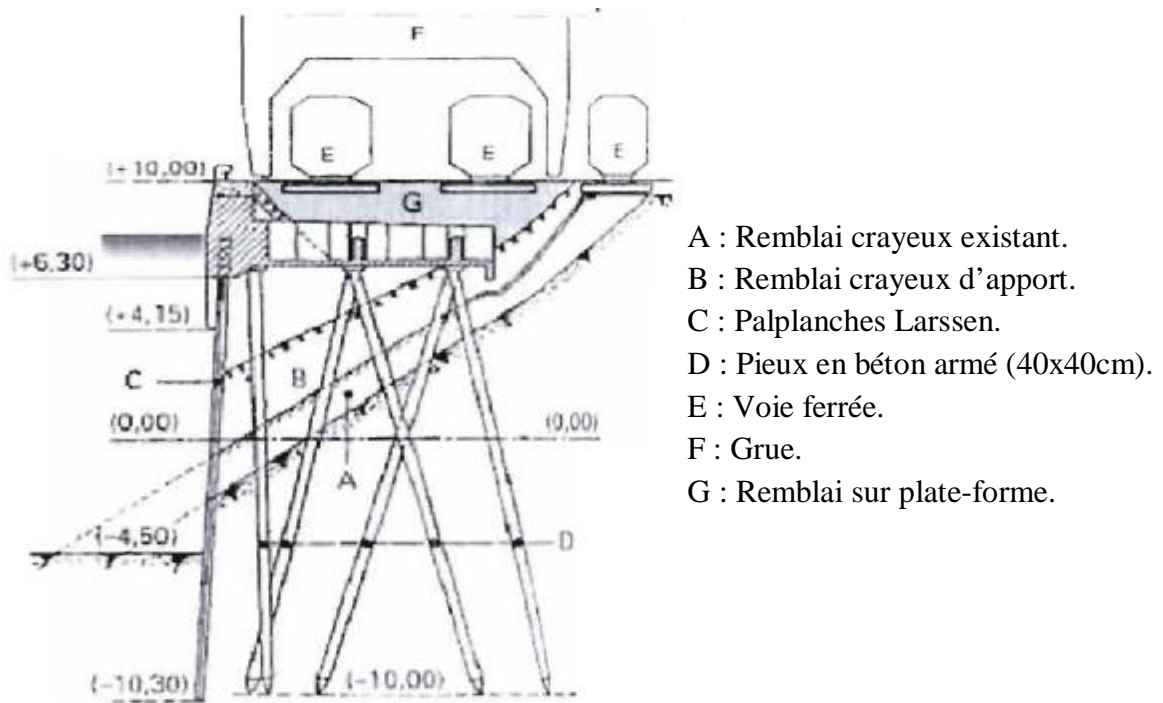


Figure II.4 : Quai danois.

§ Ouvrages sur piles

Les ouvrages fondés sur piles sont constitués par une plate-forme supportée par des piles verticales en général de section circulaire, dont le diamètre varie de 0,50m jusqu'à plusieurs mètres (il est d'ailleurs difficile de faire la différence entre de très grosses piles de cette importance et des caissons).

Il existe également des ouvrages mixtes comportant à la fois une fondation sur piles et sur pieux ; les piles étant toujours placées du côté eau et comportant des dispositifs d'accostage et d'amarrage, les pieux servent uniquement d'appuis intermédiaires à la plate-forme. Contrairement aux pieux, les piles peuvent résister à d'importants efforts tranchants et à des moments de flexions.

Remarque 2

Le cas de fondation dans un mauvais terrain sur une très grande épaisseur (supérieur à 30m) pose toujours de difficiles problèmes ; on peut y remédier :

- . En effectuant une substitution de sol et le remplacé par un sable ou un mélange de sable et gravier de bonne qualité.
- . En essayant d'améliorer les caractéristiques du sol naturel par un procédé de vibro-flottation et de pieux de sable qui augmente sa compacité et donc sa portance (applicable qu'aux sols sableux).
- . Ou bien améliorer le sol par un compactage réalisé par une surcharge temporaire à l'emplacement de l'ouvrage, ou définitive immédiatement en arrière de l'ouvrage.

. Il est également possible d'essayer de fonder les ouvrages sur un bon sol, même si ce dernier est très profond en utilisant des pieux (qui peuvent attendre une centaine de mètre).

On s'intéressera maintenant aux différents ouvrages portuaires sur pieux (porteurs) et les différents efforts auxquels ils sont soumis (cela est abordé à la partie B qui suit).

B : LES OUVRAGES PORTUAIRES SUR PIEUX

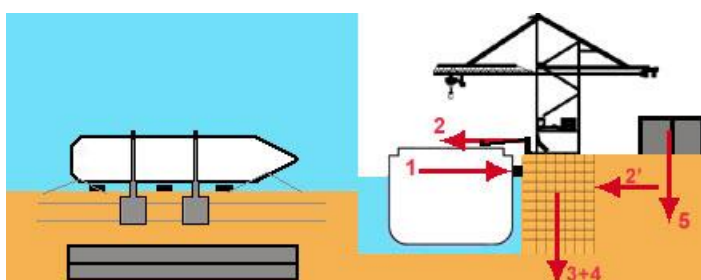
Les ouvrages sur pieux sont constitués par une plate-forme généralement construite en béton armé ou béton précontraint, supportée par des pieux en béton ou métalliques.

On distingue : – Les ouvrages directement accostables,
– les ouvrages non accostables.

1. Les différents ouvrages portuaires sur pieux

1.a . Les ouvrages directement accostables

- Les quais directement accostables (et /ou amarrables) doivent supporter d'importants efforts horizontaux dus au choc d'accostage et à l'appui des navires, et selon les dispositions adoptées, à la réaction des amarres.
- Pour les ouvrages qui sont adossés à la rive, les efforts d'accostage peuvent être équilibrés par la butée des terres, et les tractions des amarres par des ancrages (Figure II.5).
- Afin de réduire ou de supprimer la poussée des remblais, l'ouvrage est établi sur un talus d'engrèvements, la largeur de la plate-forme étant déterminée par la considération de stabilité du talus ; la pente de ce talus dépend de des caractéristiques des matériaux utilisés, par exemple, dans un bassin abrité de la houle, des engrèvements permettent de dresser le talus à une pente comprise entre 1/1 et 3/2.

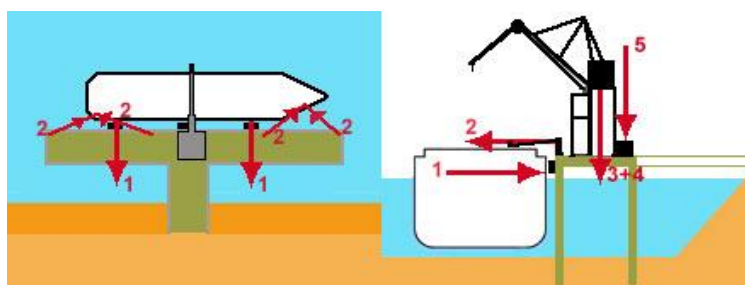


Le quai doit résister :

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

Figure II.5 : Les efforts agissant sur un quai.

- Les ouvrages isolés de la rive (Figure II.6) ne peuvent résister aux efforts horizontaux que par la flexion des pieux verticaux ou la composante horizontale de la réaction des pieux inclinés. Les pieux ne supportent aucun effort de flexion si leur réaction est dirigée suivant leur axe, c'est-à-dire si le rapport des composantes horizontale et verticale de l'effort qui leur est appliqué est égal à leur inclinaison sur la verticale. Dans le cas contraire, les pieux subissent des flexions (ou des tractions) qui ne sont acceptables que pour des pieux métalliques ou en béton précontraint et ne peuvent être admises pour des pieux en béton armé.
- Les pieux en béton armé ne peuvent pratiquement pas être battus avec des inclinaisons sur la verticale supérieures à 25% (4 de hauteur sur 1 de base). Les pieux métalliques peuvent au contraire, être battus à des inclinaisons supérieures, atteignant 1/1.



L'appontement doit résister :

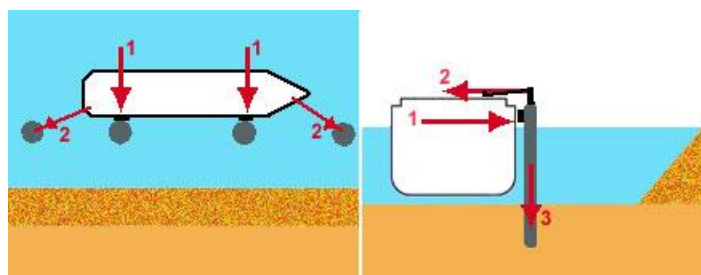
- aux efforts horizontaux: D'accostage (1), d'amarrage (2) mais n'a pas à retenir de remblai
- aux efforts verticaux :

- .de son poids propre et de celui des engins de manutention (3+4),
- .des éventuelles cargaisons déposées (5).

Figure II.6 : Les efforts agissants sur un appontement.

1.b. Les ouvrages non accostables

L'intérêt d'un ouvrage non directement accostable est d'éviter les fortes flexions ou tractions dans les pieux qui peuvent difficilement être évitées lorsque l'ouvrage doit résister à d'importants efforts ; pour cela, les navires prennent appui sur des ducs d'Albe (Figure II.7) qui sont implantés à une certaine distance au large de l'ouvrage. Pour un ouvrage court, on prévoit au moins deux ducs d'Albe, encadrant l'ouvrage ; au contraire, dans le cas d'ouvrages longs par rapport à la longueur hors formes de la muraille du navire, on prévoit plusieurs ducs d'Albe situés devant l'ouvrage sur pieux.



Le duc d'Albe doit résister :

- aux efforts horizontaux: D'accostage (1) et d'amarrage (2),
- aux efforts verticaux: Dus à son seul poids propre (3).

Figure II.7 : Les efforts agissants sur un duc d'Albe.

2. Les différents efforts agissants sur les ouvrages d'accostage

Les ouvrages d'accostage ont pour but d'offrir un appui aux navires qui stationnent dans un port pour procéder à des opérations de transbordement de marchandises ou de voyageurs, d'avitaillement, d'armement, de remisage ou de réparation à flot, ou enfin pour attendre la libération d'un poste d'opération.

Ainsi, ils peuvent remplir un triple rôle :

- Fournir au navire un dispositif d'appui, et éventuellement permettre son amarrage ;
- assurer la liaison entre le navire et la terre (terre-pleins des quais, plate forme des appontements) ;
- soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

Les ouvrages d'accostage sont sollicités par divers efforts, évalués dans l'ouvrage Jean CHAPON [07] comme suit :

2.a. Efforts verticaux

2.a.1. Poids propre des ouvrages

Le poids propre des ouvrages doit être réduit de la poussée d'Archimède déterminée dans les hypothèses les plus défavorables ; c'est d'une façon générale, la pleine mer qui donne les conditions de stabilité les plus sévères pour les ouvrages massifs: La réduction du poids diminue (le moment stabilisateur), et augmente le risque de glissement.

2.a.2. Surcharges d'exploitation

Elles sont prises en compte dans la mesure où elles aggravent les conditions de calcul ; d'où la nécessité de tenir compte des poussées horizontales qu'elles induisent, même si ces surcharges ne

sont appliquées que sur le terre-plein sans être pour autant appliquées sur l'ouvrage lui-même, cette distribution apparaît souvent comme défavorable à la stabilité.

Voici quelques valeurs couramment admises pour les surcharges uniformément réparties sur la surface des ouvrages:

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

Les calculs doivent également tenir compte :

- l'effet du vent sur les engins en plus de la charge manutentionnée,
- des surcharges routières et ferroviaires (on peut admettre les valeurs applicables aux ponts métalliques et en béton armé).

2.b. Efforts horizontaux

2.b.1. Les efforts d'accostages

Un navire s'approche d'un quai avec une certaine vitesse qui lui confère une énergie cinétique.

§ L'énergie cinétique du navire

$$E_{\text{navire}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{D}{g} \cdot V^2$$

Avec : E_{navire} : L'énergie cinétique du navire.

V : Vitesse d'accostage du navire en m/s.

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

D : Déplacement du navire.

§ Energie absorbée par les défenses

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

$$E_d = C \times E_{\text{navire}}$$

E_d : Energie absorbée par les défenses.

C : Coefficient de répartition, déterminé comme suit :

$$C = C_M \times C_E \times C_S$$

Avec :

- C_M : Facteur de masse, il exprime la pression secondaire qu'exerce l'eau contre la paroi quand il est freiné par les défenses :

$$C_M = \frac{D + D_1}{D}$$

Avec : D : Déplacement du navire ; $D = L.B.T.a.\bar{\omega}$

L : la longueur du navire (m) ;

B : la largeur du navire (m) ;

T : Tirant d'eau du navire (m) ;

a : Coefficient de forme est de 0,7 ;

$\bar{\omega}$: Poids spécifique de l'eau de mer (T/m^3) ;

D_1 : Tonnage supplémentaire : $D_1 = \frac{\pi}{4}.T^2.L.\bar{\omega}$

- C_E : Facteur d'excentricité:

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

Avec : K : Rayon de révolution du navire en mètre ($K = 0.2 L$).

A : Distance horizontale entre le centre de gravité et le point d'impact en mètre ($A = \frac{L}{4}$).

- C_S : Coefficient de souplesse, il représente le rapport entre la rigidité du navire et celle des défenses, ce coefficient dépend de la nature élastique de la coque du navire. Le coefficient C_S varie de 0,8 (coques élastiques) à 1 (coques très rigides).

§ La vitesse d'accostage

La vitesse d'accostage représente un facteur estimé, en raison de son inexactitude. Elle est considérée comprise entre 0,05 m/s (gros pétroliers assistés de remorqueurs) et 0,8 m/s (navire faible tonnage), établie à partir de tableau basé sur des données recueillies et des mesures effectuées.

§ Détermination de l'effort d'accostage

L'effort « F » induit par les défenses dans l'ouvrage, s'exprime en fonction de l'énergie absorbée par les défenses et le déplacement en mètre autorisé par les défenses, à l'aide de l'expression suivante :

$$F = 2 \frac{E_d}{d}$$

Avec : d : Le déplacement en mètre autorisé par les défenses.

F : L'effort d'accostage.

2.b.2. Les efforts d'amarrages

L'amarrage des navires est nécessaire pour éviter que pendant leurs opérations (commerciales et autres), ils se déplacent sous l'effet du vent et des courants, et heurter des ouvrages ou des navires.

-Les amarres sont des chaînes ou des câbles, fixées d'une part au navire, d'autre part elles sont fixées à des ouvrages d'accostage ou à des coffres flottants.

-Les amarres sont frappées sur des bollards qui sont des bornes ou organeaux fixés sur le quai, auxquels elles imposent des forces.

La composante transversale de l'effort dû au vent est déterminée par la formule suivante :

$$R_x = 7,36 \cdot 10^{-5} A_x V_x^2 \xi$$

Avec : A_x : Surface du navire face au vent.

V_x : Vitesse du vent (m/s).

ξ : Coefficient déterminé en fonction de la longueur du navire.

Tableau II.1 : Les valeurs de ξ en fonction de la longueur du navire.

| | | | | |
|-----------|-----------|-----|------|---------|
| L_{max} | ≤ 25 | 50 | 100 | > 200 |
| ξ | 1.0 | 0.8 | 0.65 | 0.50 |

La force de traction agissant sur le bollard est déterminée selon la relation suivante :

$$N_x = \frac{R_x}{n}$$

Avec : n : Nombre de bollards sollicités ; ce nombre dépend de la longueur du navire.

Tableau II.2: Les valeurs de n en fonction de la longueur du navire.

| | | | |
|-----------|-----|-----|------------|
| L_{max} | 150 | 250 | ≥ 300 |
| n | 4 | 6 | 8 |

§ Détermination de l'effort d'amarrage

L'effort d'amarrage est attribué par une force exercée sur le bollard, cette force concentrée peut être répartie sur l'ouvrage par le biais d'une poutre longitudinale appelée poutre de couronnement sur laquelle sont fixés les organes d'amarrage, elle à l'expression suivante :

$$F_a = \frac{\text{Effort d'amarrage}}{\text{ml de quai}}$$

Les règlements du B.S.I (British Standard Institution) recommandent :

- 50 t par bollard pour unités moyennes ;
- 100 t par bollard pour grandes unités.

2.b.3. Les efforts dus au vent sur les engins de lavage et les superstructures

Certains ouvrages d'accostages supportent directement les engins de lavage ou des bâtiments. Les efforts du vent sur ces superstructures peuvent être calculés par la formule suivante :

$$F_v = \frac{1}{16} \sum W^2$$

Où Σ représente la surface de voilure des obstacles opposés aux vents dont la direction et l'intensité dépendent des conditions locales.

2.b.4. Les forces dues à la houle

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

2.b.5. Poussée des terres

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

- φ : Angle de frottement interne (en place) ;
- c : Cohésion ;
- γ : Poids volumique du sol au-dessus du niveau de la nappe (souvent voisin de 18 KN/m^3) ;
- γ' : Poids volumique du sol déjaugé (souvent voisin de 11 KN/m^3).

La poussée des terres peut se calculer par les formules classiques de la mécanique des sols (formules de Coulomb, Rankine, Terzaghi, Caquot et Kérisel,... etc) ou par les formules déduites des méthodes pressiométriques. Les études sont généralement fondées sur la théorie de Caquot-Kérisel.

4.b.6. Butée de sol

Le calcul est généralement fait par la théorie de Caquot-Kérisel pour déterminer la valeur maximale de la butée que peut offrir un sol de caractéristiques données.

2.b.7. Surpression hydrostatique

Lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissent sur l'ouvrage d'accostage dans le même sens que la poussée des terres.

Pour réduire les effets de ces surpressions, on peut disposer un filtre en cailloux destiné à évacuer l'eau vers le bassin à basse mer.

2.b.8. Poussée hydrodynamique

Pour les ouvrages immergés, la face avant du parement est soumise en plus des autres effets, à des effets hydrodynamiques pendant le séisme ; évalués à partir de la théorie de WESTERGAARD :

$$P_{wd} = \frac{7}{12} \bar{\omega} a_h H^2$$

Avec : P_{wd} : La poussée hydrodynamique.

a_h : Accélération sismique horizontale.

H : Profondeur de l'eau totale.

Pour le mur de quai, « MATSU » et « OHARA » suggèrent que la pression pendant le séisme à l'amont sera augmentée de 70%.

$$P_{wd} = 1,7 \times \frac{7}{12} \times \bar{\omega} \times a_h \times H^2$$

2.b.9. Efforts sismiques

Les ouvrages construits dans des zones soumises à des séismes fréquents, doivent être conçus pour résister aux effets de ces derniers, ce qui consiste à vérifier la stabilité des ouvrages soumis à une accélération (horizontale et verticale) dont les composantes sont d'intensité respectivement $a_h g$ et $a_v g$; la valeur de a_h et a_v étant comprise suivant le secteur considéré entre 0 et 0.3.

On général l'accélération verticale $a_v g$ est négligée car elle est très inférieure à g ; dans le cas contraire où elle peut jouer un rôle, on admet $a_v g = 2/3 a_h g$.

L'effort induit par le séisme est définie par la formule :

$$F_S = a_h P.$$

P étant le poids de la partie de l'ouvrage considéré.

3. Le rempiétement de quai

3.1. La signification du terme " rempiétement "

D'une façon générale, on désigne par rempiétement tous travaux de reprise en sous-œuvre au pied d'une fondation ou d'un mur.

Le rempiétement d'un quai désigne les travaux effectués en pied d'un quai afin de permettre l'augmentation du tirant d'eau offert ou/et le renforcement de sa structure compte tenu de nouvelles contraintes d'exploitation.

3.2. Les différents types de rempiètements

3.2.1. Rempissement en palplanches

Les palplanches constituent un rideau vertical ou incliné soutenant le terre-plein, une poutre de rive très rigide permet l'accostage des tirants, ceux-ci sont attachés à un système d'ancrage.

On distingue :

- Les palplanches en béton armé ;
- Les palplanches métalliques :
 - a)- Palplanches plates (type Rombas) : Elles sont utilisées pour réaliser des rideaux plans continus de forme circulaire généralement fermés (gabion). Ces rideaux travaillent uniquement à la traction.
 - b)- Palplanches à module (type Larssen) : Dont le profil est un U ouvert, d'ôter d'une grande résistance à la flexion.

3.2.2. Rempissement en blocs

Ce procédé permet le confortement des quais existants, il consiste à implanter à une profondeur du front d'accostage d'origine, un quai en blocs composé :

- D'une assise en enrochements ;
- D'un empilement de blocs en « L » préfabriqués en béton ;
- D'un tout-venant de carrière pour le remplissage des évidements des blocs ;
- D'un remblai en tout-venant de carrière déversé à l'arrière des blocs ;
- D'un enrochement au pied du quai pour la protection contre les affouillements ;
- D'un couronnement en béton armé couler en place.

3.2.3. Rempissement en paroi berlinoise

Cette structure est composée de profilés en béton armé ou métalliques de forme «H» régulièrement espacés, enfoncés dans le sol à la cote voulue. Ils sont fixés au pied du quai par des armatures battues dans le sol et maintenues en tête par des tirants ancrés à des plaques en béton armé.

3.2.4. Rempiétement par injection

Les travaux portent essentiellement sur le sol de fondation sans modifier la structure du quai initiale, il s'agit d'obtenir un renforcement du sol en place sous et devant l'ouvrage, en améliorant ses caractéristiques mécaniques, notamment sa cohésion. L'injection de coulis est réalisée à l'aide de forages tubés pouvant traverser l'ouvrage.

3.2.5. Rempiétement en paroi moulée

Le principe de la paroi moulée dans le sol consiste à excaver une tranchée verticale de grande profondeur à partir du niveau du sol. La tranchée est toujours remplie par de la boue qui équilibre les poussées latérales dues au terrain, sans risque d'éboulements des parois.

On met en place la cage d'armatures et on effectue le remplissage de l'excavation par un béton coulé à la goulotte (tube plongeur), ce dernier qui est plus dense que la boue, reste au fond de l'excavation et fait remonter progressivement la boue que l'on récupère et qu'on recycle.

3.2.6. Rempiétement en dalle sur pieux

Cette manière d'agir assure le confortement des quais à la cote voulue. Le nouvel ouvrage avancera d'une certaine distance par rapport au front d'accostage d'origine, il est composé :

-D'une file longitudinale de pieux battus et forés jusqu'à la cote voulue. Ces pieux sont constitués de tubes en acier, remplis de béton armé coulé en place, espacés entre eux d'une distance constante.

-D'une dalle préfabriquée après dragage du fond d'origine.

-D'éléments préfabriqués (dalles et panneaux transversaux en béton armé), utilisés comme coffrages pour le coulage d'un masque en béton maigre devant les quais à conforter, servent aussi à reporter par l'intermédiaire de pièces d'appui les charges aux pieux.

-D'un masque en béton maigre d'une certaine épaisseur, coulé en place.

-De tirant d'ancrage, d'accessoires et de plaques préfabriquées en béton armé.

-D'un couronnement en béton armé, coulé en place, reposant d'une part sur les pieux et d'autre part sur les quais existants.

3.2.7. Autres types de rempiètements

Il existe d'autres méthodes pour réaliser un rempièvement de quai :

- Certaines s'apparentent à l'utilisation de béton projeté pour consolider un mur en maçonnerie par exemple, comme il peut être intéressant de construire une poutre horizontale en béton armé permettant l'appui de tirants forés dans la maçonnerie et ancrés en arrière.

- Des parois de béton armé en L stabilisées par remblaiement, employées pour des quais de faible hauteur accueillants des navires de pêche.

4. Exemples de quai fondé sur pieux

4.1. T.M.D.C. 4 du P.A.N.S.N.

La figure II.8 présente l'instrumentation réalisée sur le Terminal à Marchandises-Diverses et à Conteneurs 4 (T.M.D.C. 4) du Port Atlantique de Nantes – Saint-Nazaire (P.A.N.S.N.).

Les principaux éléments structurels du T.M.D.C. 4 sont les suivants [12] :

- Les pieux au nombre de 332 : Tubes d'acier de 711 à 914 mm de diamètre et d'une épaisseur de 10,3 ou 12 mm, remplis de béton, battus au refus jusqu'au toit rocheux à 45 m de profondeur,

- La plate-forme : Elle assure la reprise des efforts verticaux et le lien structurel entre les pieux. Elle est formée d'un réseau triangulaire, visible figure II.8, de poutres en béton armé (B.A.) de 75 cm de hauteur et d'une dalle B.A. de 25 cm d'épaisseur.

- Le mur d'arrière quai (4,35 m de hauteur), solidaire de la plate-forme : fonction d'appui latéral sur le remblai et de répartition d'importantes charges ponctuelles (introduites par les pieux sous le mur et les tirants), sous le mur se trouve un rideau para fouille en palplanches (5 m de hauteur).

- Les ancrages passifs au nombre de 38 : tirants cylindriques en acier de 85 mm de diamètre et de 20 m de longueur, et plaque d'ancrage en B.A.

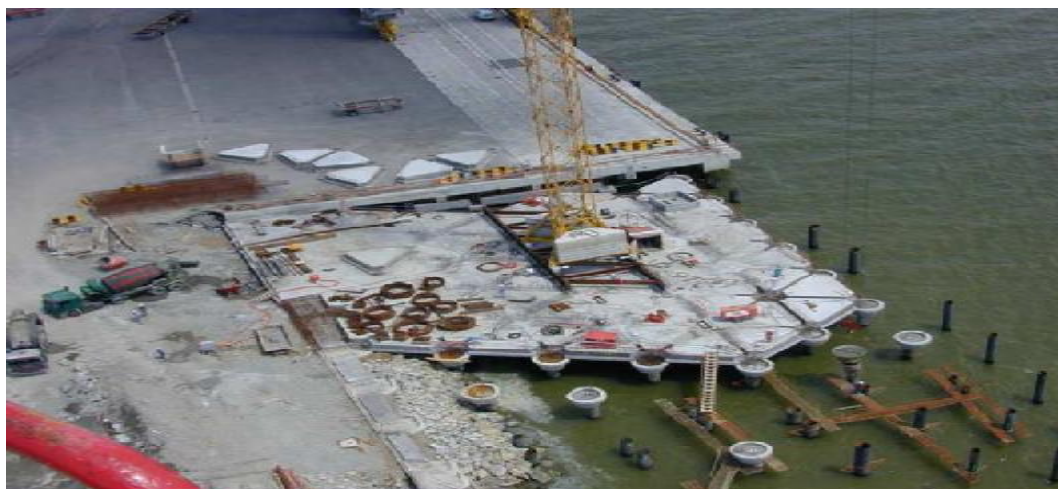


Figure II.8 : Vue aérienne du quai en construction.

4.2. Le quai nord du port de Bejaia

Le quai nord du port de Bejaia est inscrit dans le vieux port, sa longueur est de 162 m; ce quai permet l'accostage des navires dont le tirant d'eau exigé est inférieur à 7,5m.

En vue des perspectives de développement du trafic maritime et des conteneurs particulièrement important en méditerranée; il est important de s'adapter à ce changement, sachant que ce quai est destiné pour le commerce, la profondeur exigée à son pied sera de -9,0 m.

L'ouvrage avancera d'une distance de 4,2 m par rapport au front d'accostage d'origine, il sera composé :

- D'une file longitudinale de pieux forés et battus jusqu'à une cote moyenne d'environ -21 m.
- D'éléments préfabriqués en béton armé, utilisés comme éléments de coffrage pour le coulage d'un masque en béton maigre devant les quais à conforter, servent aussi à reporter, les charges aux pieux par l'intermédiaire de pièces d'appui en béton armé.
- D'un masque en béton coulé en place.
- D'un couronnement en béton armé, reposant d'une part sur les pieux et d'autre part sur le quai existant.
- De tirant d'ancrage, d'accessoires et de plaques préfabriquées en béton armé.

Pour plus d'informations et de détails on se réfère au annexes II.1 et II.2.



Figure II.9 : Rempiétement du quai nord de Bejaia.

CONCLUSION

On vient d'énumérer quelques généralités sur les ouvrages portuaires, en particuliers ceux fondés sur pieux, qui sont battus ou havés jusqu'au bon sol généralement se trouvant en grande profondeur (supérieur à 10 m).

Pour préserver les anciennes infrastructures maritimes et les adaptés aux données actuelles du développement, le rempiétement par pieux offre divers avantages, à savoir :

- Avancement du quai ;
- la possibilité de pose sur tout type de sol de fondation ;
- déplacement des rails de grue probablement pas nécessaire ;
- admet l'accostage de grands navires dans le port ;
- il permet de grandes hauteurs libres, donc la mise en place d'un engin de manutention lourd devient possible ;
- il s'adapte à la conception des ouvrages de longueur importante et de forme quelconque dans le plan ;
- il économise les matériaux (béton armé) et l'énergie.

Ce mode de construction présente des inconvénients :

- Pour les petits ouvrages, cette technique n'est pas compétitive ;
- la nécessité de réalisation d'un trépan nage implique l'importance de coût de matériel de chantier ;
- le travail par étape qui joue sur la durée de réalisation.

Chapitre III

Interaction Sol - Pieu

INTRODUCTION

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 et le tassement d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux, et un aperçu du comportement d'un pieu isolé sous charges latérales. On supposera que la détérioration du pieu n'est pas causée par écrasement de son béton mais par rupture du terrain dans lequel il est fiché.

1. PIEU ISOLE SOUS CHARGEMENT AXIAL

1.1. La charge limite Q_L

Si on charge progressivement un pieu par une charge axiale Q , et on mesure son déplacement en tête « s_t », on aura la courbe présentée sur la figure III.1.

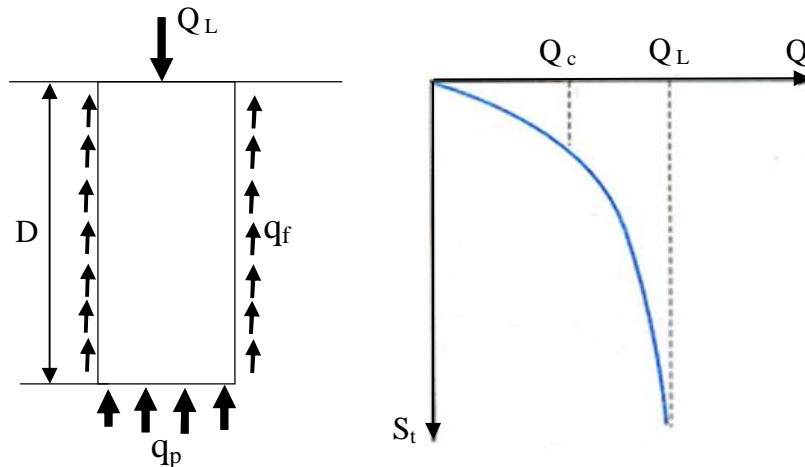


Figure III.1: Courbe de chargement axial d'un pieu.

On remarque, lorsque la charge $Q = Q_L$, l'enfoncement ne se stabilise plus et sa vitesse est relativement grande, c'est la rupture du sol.

La définition la plus utilisée est basée sur l'enfoncement de la tête du pieu comme étant la charge correspondant à $s_t = B / 10$ (avec B diamètre du pieu) ou à une vitesse d'enfoncement de 1 à 5 mm/min.

La charge limite est la charge de rupture du sol, elle est équilibrée par la charge limite de pointe Q_p et par la charge limite de frottement latéral Q_f , ayant les expressions suivantes:

$$Q_L = Q_p + Q_f$$

$$Q_p = q_p A_p$$

Avec : A_p : Section droite de la pointe.

q_p : Résistance unitaire limite du sol sous la pointe q_p

$$Q_f = q_f A_f$$

Avec A_f : Surface latérale du pieu ;

q_f : Est le frottement latéral unitaire limite sur la surface latérale du pieu

1.2. La charge de fluage Q_c

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement (Figure III.1) présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge Q_c appelée charge de fluage. Pour les charges supérieures à Q_c l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

Les nombreux essais de chargement de pieux en vraie grandeur effectués (par les Laboratoires des Ponts et Chaussées) ont permis d'établir des corrélations entre la charge de fluage Q_c , les charges limites de pointe Q_p et du frottement latéral Q_f . Ces corrélations sont différentes suivant le mode de mise en place du pieu dans le sol. On peut retenir :

- Pour les pieux refoulant le sol :

$$Q_c = \frac{Q_p}{1,5} + \frac{Q_f}{1,5} = \frac{Q_L}{1,5}$$

- Pour les pieux ne refoulant pas le sol :

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{1,5}$$

- Pour les pieux travaillant en arrachement :

$$Q_p = 0 \text{ et } Q_c = \frac{Q_f}{1,5}$$

1.3. La charge admissible Q_a

On définit la charge admissible du pieu " Q_a " à l'aide de la relation :

$$Q_a = \frac{Q_p}{F_p} + \frac{Q_f}{F_f}$$

Avec : F_p et F_f sont des coefficients de sécurité respectivement du terme de pointe et le terme du frottement latéral.

On remarquera que Q_p et Q_f ne sont pas estimées avec la même sécurité.

2. METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

Pour déterminer la force portante des pieux isolés, on peut recourir aux méthodes ci-dessous [04] :

- Formules dites statiques : C'est une adaptation aux fondations profondes de la méthode développée pour les fondations superficielles (renforcement par frottement latéral de la charge portante).
- Essais in-situ et essais géotechniques : Ces méthodes permettent de déterminer les caractéristiques du sol à injecter dans les formules précédentes, ou fournissent directement la charge portante.
- Essai de chargement : Ces essais consistent à faire un essai en vraie grandeur et de suivre le comportement de la fondation jusqu'à la rupture (pas d'étude théorique préalable).

- Formules dites dynamiques : Ce sont des relations liées au battage donc elles n'intéressent que les pieux battus (formules de CHELIS et du HOLLANDAIS).

On va étudier successivement chacune de ces méthodes.

2.1. Les formules statiques

a/ Etude du terme de pinte Q_p

a/1- Le cas d'une fondation à faible élancement $4 < \frac{D}{B} < 10$

§ Avec la même approche que celle utilisée dans le calcul de la charge limite des fondations superficielles mais sachant que le terme de surface (Q_γ) est négligeable devant les deux autres (le terme de cohésion Q_C et le terme de profondeur Q_q) car D est grand devant B .

$$Q_p = q_p A_p = (C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \cdot R \cdot N_\gamma).$$

R : Rayon du pieu.

C : La cohésion du sol.

γ : Poids volumique du sol.

N_c, N_q, N_γ : Les facteurs de portance, ce sont des coefficients numériques qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne « φ ».

Pour les sols hétérogènes avec une surcharge (q) voir l'annexe III.

a/2- Le cas d'une fondation élancée $\frac{D}{B} > 10$

§ Dans ce cas, apparaît un bulbe qui enveloppe la base du pieu et une partie de la hauteur du fût. Cette hauteur est appelée « fiche critique » notée D_C , pour $D > D_C$ pas de soulèvement du sol d'où la nécessité d'ancrer le pieu dans la couche d'assise d'une hauteur au moins égale à D_C , figures III.2 :

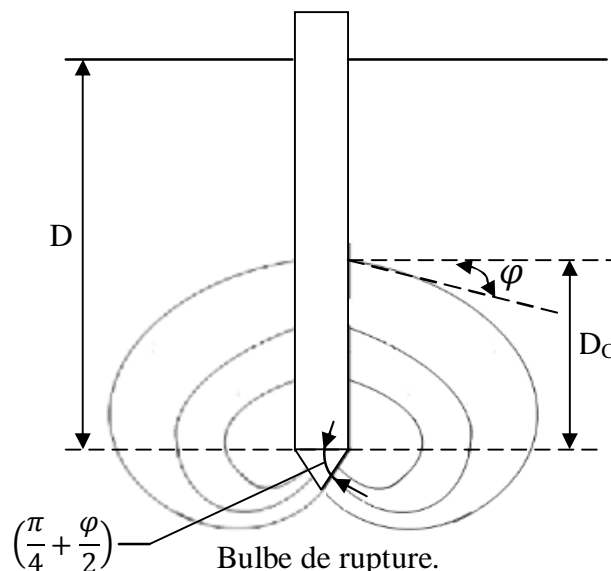


Figure III.2: Fondation élancée.

§ L'expression du terme de pointe Q_p est le même que celui donnée dans les fondations peu élancées mais avec N_q fortement majorée par rapport aux valeurs habituelles :

$$N_{q \max} = 10^{(N \cdot \tan \varphi)} \quad \text{avec } 2,7 < N < 3,7$$

§ En générale, pour les pieux de diamètre inférieur à 0.9m, $N_{q \max}$ est défini par :

$$N_{q \max} = 10^{3,04 \cdot \tan \varphi}$$

§ Dans le cas des pieux, le terme de surface est négligé.

§ Expressions pratiques :

D'après CAQUOT-KERISEL, on peut utiliser les formules suivantes selon les cas :

* Cas d'un sol cohérent et frottant :

$$Q_p = A_p \cdot (1,2 \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q)$$

* Cas des milieux purement cohérents :

$$Q_p = (\gamma \cdot D + 6 \cdot C) \cdot A_p$$

* Le calcul de D_C : $D_C = \frac{B}{4} \cdot N_q^{(2/3)}$

b/ Etude du terme de frottement latéral Q_f

b/ 1. Couche pulvérulente ($\gamma, \varphi, C=0$)

Lors de l'enfoncement d'un pieu dans le sol, celui-ci refoule le terrain et provoque l'apparition d'une butée dans le sol (Figure III.3) :

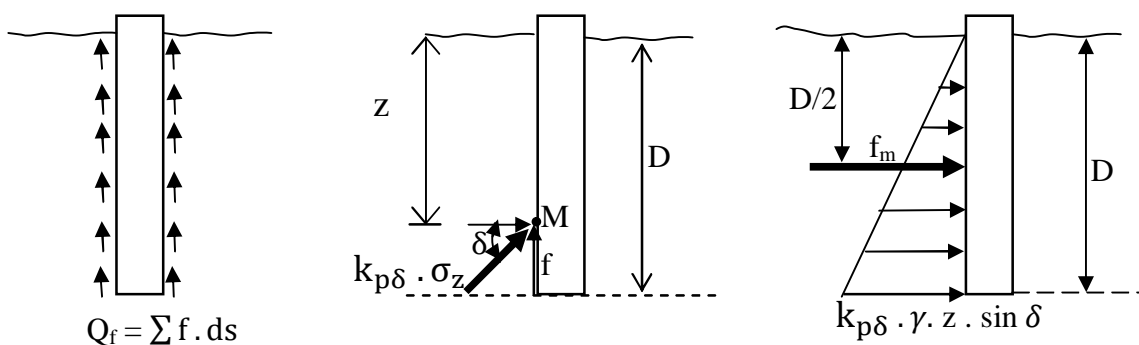


Figure III.3 : Mise en évidence du frottement latéral le long du fût.

Le frottement unitaire : $f(z) = k_{p\delta} \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin \delta$

En posant : $s_\varphi = k_{p\delta} \cdot \sin \delta \Rightarrow f(z) = \gamma \cdot z \cdot s_\varphi$

En intégrant sur toute la hauteur du pieu :

$$Q_f = \sum_0^D f(z) \cdot ds = \int_0^D f(z) \cdot ds = \gamma \cdot \frac{D^2}{2} \cdot p \cdot s_\varphi$$

Le frottement unitaire moyen : $f_m = f_\varphi = \frac{Q_f}{p \cdot D} = \gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot s_\varphi$

On note :

$\sigma(z)$: La contrainte due au poids des terres en un point M situé à une profondeur z , appartenant au fût.

$f(z)$: Le frottement unitaire qui est égal à la composante de la butée en M.

f_m : Le frottement unitaire moyen.

δ : Angle de frottement entre le sol et le pieu (fraction prise souvent à $-2/3$ de l'angle de frottement interne du sol).

$k_{p\delta}$: Le coefficient de butée correspondant à un écran vertical.

p : Le périmètre de la section droite du pieu.

$ds = p \cdot dz$

s_φ est un coefficient sans dimension, en fonction de l'angle de frottement interne et de l'obliquité de la résultante δ .

b / 2. Couche d'un milieu doué d'une cohésion (γ, φ, C)

L'effet de la cohésion est considéré comme une surcharge ($q = C \cdot \cotg \varphi$), d'où on écrit :

$$f_c = k_{pq} \cdot (C \cdot \cotg \varphi) \cdot \sin \delta$$

En posant: $s_c = k_{pq} \cdot \cotg \varphi \cdot \sin \delta$

On aura : $f_c = C \cdot s_c$

Le frottement total moyen est la somme des deux frottements : f_φ et f_c .

$$f_m = f_\varphi + f_c = \gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot s_\varphi + C \cdot s_c$$

On note :

k_{pq} : Le coefficient de butée des surcharges.

s_c : Est un coefficient sans dimension.

Remarque:

Les valeurs de s_φ et s_c sont données dans des tableaux respectivement tableau AIII.1 et tableau AIII.2 de l'annexe III.

b / 3. Couche purement cohérente ($\gamma, C = C_U, \varphi = 0$)

$$s_\varphi = 0 \quad ; \quad s_c = 1$$

$$f_m = C_U \quad \text{et} \quad Q_f = C_U \cdot p \cdot D$$

La mobilisation des butées le long du fût entraîne une expulsion d'eau interstitielle, ce qui réduit provisoirement la résistance, puis elle s'améliorera au fur et à mesure de la consolidation. L'expérience montre que cette dernière formule est très optimiste et que pour les argiles sans frottement, le coefficient s_c peut être inférieur à 1 ; CAQUOT et KERISEL proposent la relation expérimentale suivante :

$$f_m = C_U \cdot s_c \quad ; \quad \text{avec : } s_c = \frac{1 + C_u^2}{1 + 7 \cdot C_u^2}$$

C_U : La cohésion apparente, exprimée en bars.

Remarques :

1-Dans la mesure où la fiche réelle est supérieure à la fiche critique D_C ; alors pour le frottement latéral, on modifiera légèrement les expressions données précédemment, de manière à tenir compte du fait que la partie basse du pieu contribue à la résistance de pointe et non au frottement latéral [08] .

$$Q_f = p(D - D_C) \left[\left(\frac{D-D_C}{2} \right) \cdot \gamma \cdot s_\phi + C \cdot s_c \right]$$

2-Lorsqu'il existe plusieurs couches molles très compressibles, il y a l'intervention du frottement latéral négatif, on est amené à remplacer dans l'expression de Q_f donnée plus haut, la quantité $(D - D_C)$ par $(D - D_C - 2 D_n)$, D_n étant la profondeur de la couche molle très compressible.

b/ 4. Cas des terrains stratifiés

La valeur de l'effort de frottement " Q_f " est la somme des valeurs des efforts développés pour chaque couche :

$$Q_f = Q_f(D_1) + Q_f(D_2) + \dots + Q_f(D_n).$$

2.2. Les formules dynamiques

Soit un pieu de poids " P " avec ses accessoires qui s'enfonce de " e ", sous le choc d'un mouton de masse " M " tombant de la hauteur " h ".

La formule de SANDERS 1850, est basée sur l'égalité du travail fourni par le mouton dans sa chute ($M.h$) et celui des forces de résistances " Q_{dyn} " qui s'opposent à l'enfoncement " e " du pieu ($Q_{dyn} \cdot e$) :

$$M.h = Q_{dyn} \cdot e \quad \Leftrightarrow \quad Q_{dyn} = \frac{1}{e} \cdot M \cdot h$$

Q_{dyn} : Charge limite dynamique qui représente la charge portante.

e : Le refus.

Cette formule est inexacte du fait qu'une partie de l'énergie de battage ne sert pas à l'enfoncement du pieu mais perdue (chaleur, vibration du mouton et du pieu, déformations élastiques du pieu et du terrain,...etc).

C'est sur cette base de raisonnement qu'a été établie la formule améliorée dite «L'ENGINEERING NEWS RECORD, (E.N.R.)» définie par :

$$Q_{dyn} = \frac{M \cdot h}{(e+c)}.$$

c : L'enfoncement sous l'effet de l'énergie perdue par chaleur, vibration et déformations élastiques du pieu.

Les différentes formules dynamiques sont les suivantes :

2.2.1. Formule du HOLLANDAIS

Dans le but d'améliorer la formule de SANDERS, le HOLLANDAIS multiplie le second membre de la formule par le rapport $[M / (M+P)]$:

$$Q_{\text{dyn}} = \frac{M \cdot h}{e} \cdot \frac{M}{(M+P)} = \frac{M^2 \cdot h}{e \cdot (M+P)}$$

Les praticiens ont constaté que le rapport entre "P" du pieu et "M" du mouton joue un rôle important dans le rendement du battage.

2.2.2. Formule de CRANDALL

D'autres auteurs font intervenir à la fois le rapport " $\frac{P}{M}$ " et les pertes d'énergie "c".

CRANDALL admet : $c = \frac{e'}{2}$ et aboutit à :

$$Q_{\text{dyn}} = \frac{M^2 \cdot h}{\left(e + \frac{e'}{2}\right) \cdot (M+P)}$$

e' : Le raccourcissement élastique du pieu sous l'effet du choc ; les déformations élastiques du casque et du terrain étant considérées comme négligeables.

2.2.3. Formule de CHELIS

CHELIS propose les formules suivantes qui donnent la force portante limite " R_d " en fonction du refus "e" et en tenant compte des principales pertes d'énergie :

Pour les moutons à chute libre ou à simple effet :

$$Q_{\text{dyn}} = \frac{f \cdot M \cdot h}{e + \frac{1}{2} \cdot (e_p + e_c + e_s)} \cdot \frac{M + r^2 \cdot P}{(M + P)}$$

Pour les moutons à double effet, à action différentielle en diésel

$$Q_{\text{dyn}} = \frac{f \cdot E}{e + \frac{1}{2} \cdot (e_p + e_c + e_s)} \cdot \frac{M + r^2 \cdot P}{(M + P)}$$

Avec :

E : La quantité d'énergie par coup de mouton donnée par le constructeur.

r : Le coefficient de restitution dans le choc (il peut varier de 0 à 0,55 suivant le type de mouton, le pieu et le casque).

e : Le refus final.

e_p : La déformation élastique du pieu.

e_c : La déformation élastique du casque.

e_s : La déformation élastique du sol.

f : Un coefficient d'efficacité (varis de 0,75 à 1 suivant le type de marteau).

2.3. Essais in-situ et essais géotechniques

On ne développera pas ici les théories classiques, elles sont en effet, de moins en moins utilisées pour les ouvrages de génie civil, notamment grâce au développement de méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais de reconnaissance en place (principalement le pressiomètre et le pénétromètre) et les résultats d'essais sur pieux en vraie grandeur.

2.3.1. 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_L " sous la pointe à la pression limite " P_L " s'écrit :

$$q_L - q_0 = k_p \cdot (P_L - P_0).$$

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_0 ".

On considère comme pression limite nette :

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

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 :

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

$b = \min(a, h)$

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.4).

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 " P_L " correspondantes (tableau AIII.3 de l'annexe III) et en fonction du type de pieu (tableau AIII.4 de l'annexe III).

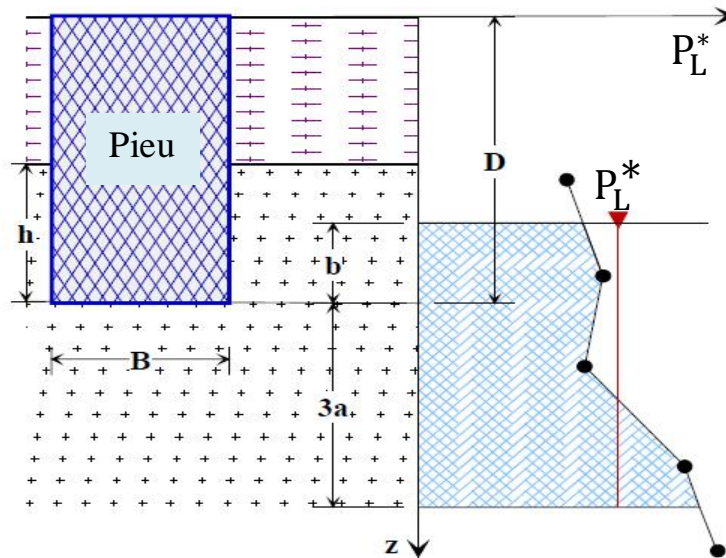


Figure III.4: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.

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

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

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'abque de la figure III.5. Le choix de la courbe à considérer en fonction de la nature du sol et du type du pieu est donné par le tableau AIII.5 de l'annexe III.

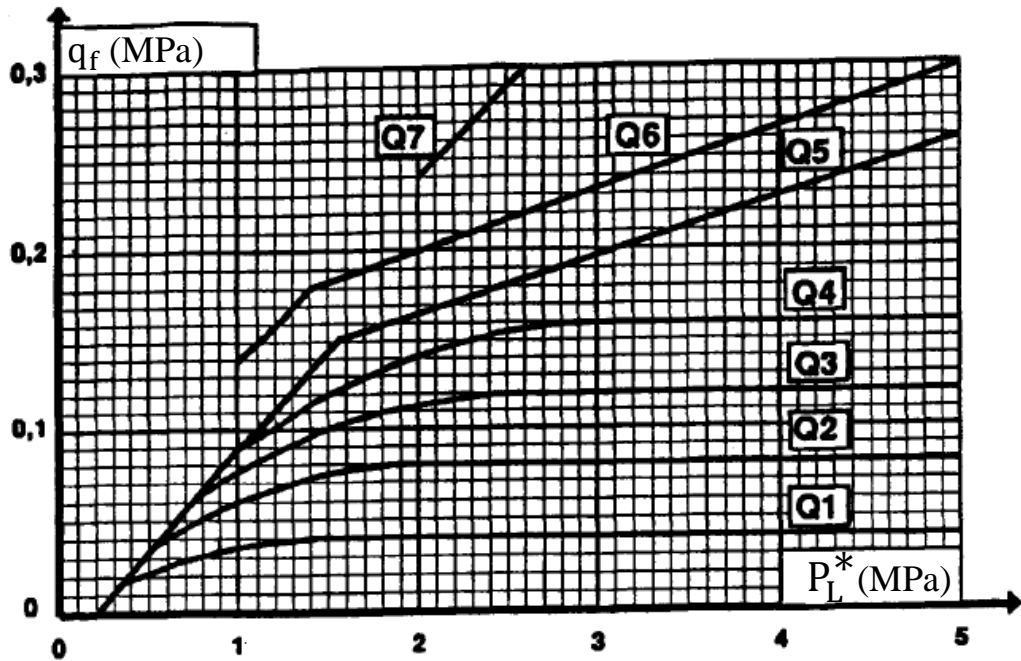


Figure III.5 : Courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu.

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

$$Q_f = P \cdot \int_0^D q_f(z) \cdot dz$$

P : Le périmètre du pieu.

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

2.3.2. Essais de pénétration

2.3.2.1. Pénétromètre statique

a/ Le principe de l'essai

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_p " 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 $q_c(z)$. Cependant, les valeurs de " q_c " lissées sont utilisées pour évaluer la résistance de pointe et indirectement le frottement latéral à chaque niveau.

b/Terme de pointe

La contrainte limite de pointe est donnée par la formule :

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

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 :

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

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.

$q_{cc}(z)$: La pression limite corrigée à la profondeur z , elle est donnée :

- En calculant la valeur moyenne (q_{cm}) de la résistance de pointe lissée sur la hauteur $(b+3a)$ figure III.6.

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

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

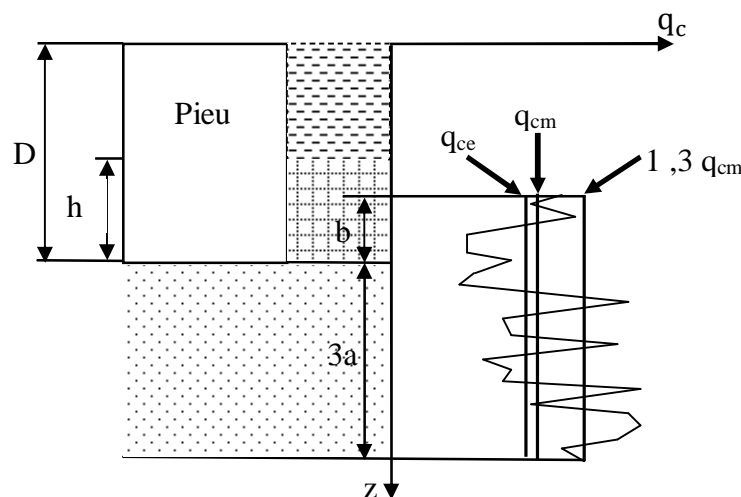


Figure III.6 : Schéma de calcul de la résistance de pointe moyenne q_{cm} .

Les valeurs du facteur de portance k_c sont données dans le tableau AIII.8 de l'annexe III.

c/ Terme de frottement latéral

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

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

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

Ces deux derniers sont donnés en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu (tableau AIII.9 de l'annexe III).

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

$$Q_f = P \cdot \int_0^D q_f(z) \cdot dz \quad ;$$

avec P : Le périmètre du pieu.

2.3.3.2 Pénétromètre 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 pénétromètres dynamiques, seul le pénétromètre 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.

Remarques :

- Cette méthode ne peut, au mieux, que conduire à un ordre de grandeur de la charge limite Q_L du pieu, et uniquement dans le cas d'un pieu battu.
- D'une manière générale, les formules de battage seront utilisées à titre de vérification.
- Les résultats qu'elles donnent seront souvent pessimistes par rapport aux essais statiques de pieu ou aux essais pressiométriques.

2.3.2.3. 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 :

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

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 : $q_f = 2 N$, 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.

2.4. Essai de chargement

L'essai de chargement statique de pieu reste le moyen le plus fiable de déterminer la charge de fluage et la charge limite d'un élément de fondation profonde. Son utilisation est particulièrement recommandée pour des projets importants ou dans des sites difficiles.

a/ Le principe de l'essai

C'est un essai à charges contrôlées, essai par paliers de fluage, qui consiste à mettre le pieu en charge par incréments ΔQ égaux à $0,1Q_{\max}$ jusqu'à Q_{\max} . Il permet de déterminer la charge limite conventionnelle Q_{Le} et la charge critique de fluage conventionnelle Q_{ce} . Pendant chaque palier de fluage, maintenu 60 minutes, on enregistre le déplacement de la tête du pieu en maintenant la charge rigoureusement constante.

Pour chaque palier Q_n , on calcule la pente α_n du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps entre 30 et 60 minutes (Figure III.7/a). La charge critique de fluage est déterminée par la courbe de α_n en fonction de la charge au palier Q_n/Q_{\max} (Figure III.7/b). Cette courbe permet de distinguer une première partie pour laquelle le fluage est faible et peut être supporté par la structure portée par la fondation profonde, et une seconde partie où le fluage du sol entraînerait des déplacements incompatibles avec le bon fonctionnement de la structure.

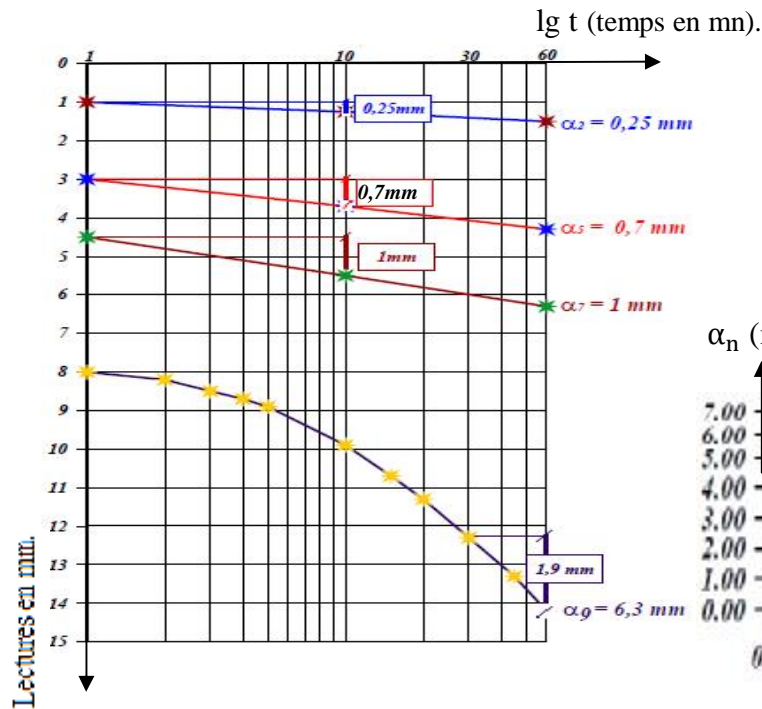


Figure III.7/a : Courbes de fluage du 2^{ème} , 5^{ème} , 7^{ème} et 9^{ème} palier.

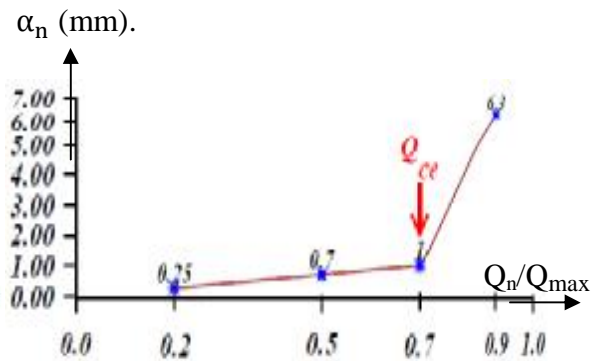
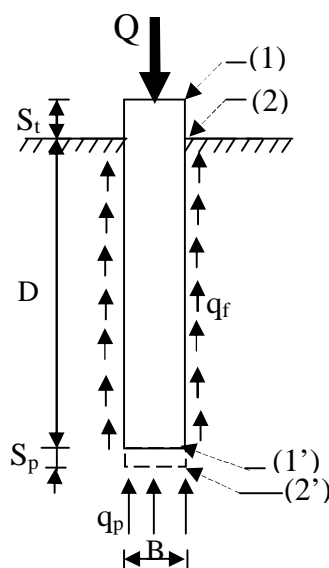


Figure III.7/b : Détermination de la charge critique de fluage Q_{ce} .

Considérons pour simplifier, un pieu de longueur D dans un sol homogène, soumis à un chargement vertical de compression axiale (Figure III.8). Si on enregistre pendant le chargement du pieu l'effort et le déplacement en tête, on obtiendras la courbe effort-déplacement de la figure III.1.



- (1) : Position initiale de la tête du pieu.
- (1') : Position initiale de la pointe du
- (2) : Position finale de la tête du pieu.
- (2') : Position finale de la pointe du pieu.

Figure III.8: Essai de chargement de pieu.

b/ Le terme de pointe et le terme de frottement latéral

La courbe de la figure III.1 donne la charge limite Q_{LE} ou Q_u qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites :

-La résistance de pointe q_p qui donne la charge limite de pointe $Q_{pu} = q_p \cdot A_P$
(A_P : Section droite de la pointe du pieu)

- Le frottement latéral q_f qui s'exerce sur la surface latérale du pieu, donnant ainsi la charge limite de frottement latéral $Q_{fu} = q_f \cdot \pi \cdot B \cdot D$.

Sous une charge Q , la tête du pieu se déplace de s_t et la pointe de s_p ($s_t > s_p$) et tout point du fût du pieu se déplace de « s » par rapport au sol. Toutes les mesures qui ont été faites sur chantier montrent qu'on mobilise beaucoup plus vite le frottement latéral q_f que la résistance de pointe q_p .

On peut estimer en première approximation qu'il faut de l'ordre de 5mm pour atteindre le frottement latéral limite et de l'ordre de 5cm pour atteindre la résistance de pointe limite (Figures III.9 et III.10).

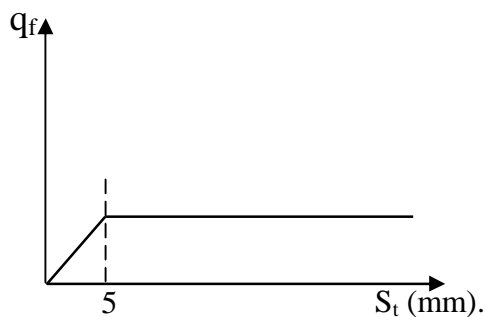


Figure III.9 : Loi de mobilisation simplifiée du frottement latéral unitaire q_f .

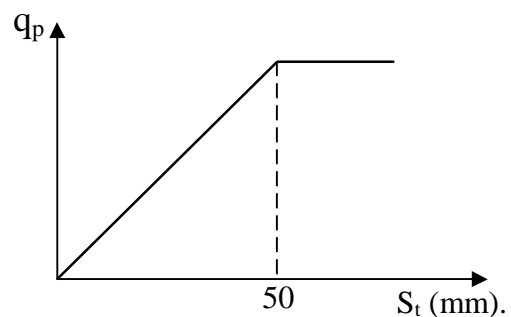


Figure III.10 : Loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe q_p .

Le pieu se déplace plus vers la tête que vers la pointe et le frottement latéral se mobilise beaucoup plus vite que la résistance de pointe, le pieu mobilisera d'abord sous les premières charges Q le frottement latéral. Quand ce dernier sera complètement mobilisé, les charges supplémentaires seront transmises à la pointe. Enfin quand la résistance de pointe sera complètement mobilisée, on atteindra la rupture totale du sol.

En général, compte tenu des coefficients de sécurité appliqués aux résistances limites, le pieu sous les charges de service travaillera essentiellement au frottement latéral et peu en pointe.

Toutefois, des pieux courts et/ou des pieux traversant des terrains très médiocres travailleront principalement en pointe.

Conclusion

Les méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais de reconnaissance en place (principalement pressiomètre et pénétromètre) et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur sont des méthodes jugées opérationnelles et plus fiables.

3. LES GROUPES DE PIEUX

Lorsque les ouvrages qui doivent être supportés par les fondations sont de grandes envergures, on fait recours à un nombre relativement important de pieux constitués par groupe, qui assure la transmission des charges par l'intermédiaire d'une semelle de répartition.

Ces groupes de pieux ont un comportement assez particulier du fait de l'interaction entre pieux dans chaque groupe qui conduisent à certaines modifications. L'effet de groupe traduit donc les modifications induites par le comportement d'ensemble d'un groupe de pieux sur chaque pieu pris isolément. Ainsi le pieu, qui fait partie d'un groupe, a un comportement différent de celui du pieu isolé. Cet effet de groupe diffère principalement selon l'espacement entre les pieux et la sollicitation mais aussi selon la nature du sol, sa cohésion et sa résistance.

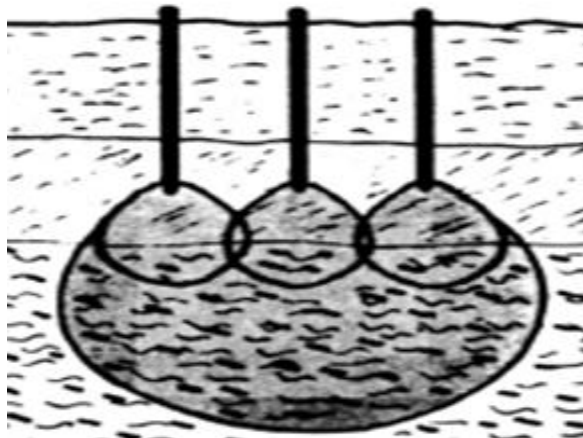


Figure III.11 : Zone d'influence d'un pieu et d'un groupe de trois pieux.

3.1. Les causes de l'effet de groupe

On peut citer principalement deux causes qui sont à l'origine des effets de groupe :

- la mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée ;
- la charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins. Cette influence peut être chiffrée par des méthodes empiriques ou rationnelles telles que la méthode des éléments finis. Toutefois, l'application courante de telles méthodes se heurte à un certain nombre de difficultés :
 - ∴ lois de comportement du sol souvent mal connues,
 - ∴ aspect tridimensionnel du problème difficile à prendre en compte,
 - ∴ état initial du sol après mise en place des pieux difficile, sinon impossible, à appréhender.

3.2. Effet de groupe sur la capacité portante

On considère ici essentiellement les pieux flottants, c'est-à-dire ceux pour lesquels la résistance en frottement latéral est prépondérante vis-à-vis de la résistance en pointe.

Pour les pieux travaillant surtout en pointe, l'effet de groupe est presque inexistant.

Dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, la capacité portante de chacun des pieux est diminuée [08]. Cet abaissement de capacité dépend de la taille de chaque pieu, de la forme de groupement et de la nature du terrain. Il existe de nombreuses méthodes pour évaluer cette perte de résistance, on citera :

-La méthode du coefficient d'efficacité : C'est un coefficient correcteur qui s'applique à la force portante du pieu isolé et permet de calculer la force portante de l'un des pieux du groupe. Parmi les différentes formules qui ont été avancées, on indiquera à titre d'exemple :

-La formule de « Los Angeles » :

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{\pi m n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1) \cdot (n-1)]$$

Où m est le nombre de rangées ; n est le nombre de pieux dans chaque rangée ; B est le diamètre du pieu ; et L est l'écartement des pieux d'une même rangée.

-La règle de Feld : C'est une méthode qui donne des résultats comparables à la méthode précédente. Elle admet que chaque pieu a pour charge portante, la charge portante d'un pieu isolé diminuée d'autant de fois $\frac{1}{16}$ de sa valeur qu'il y a de pieux voisins [08].

-Terzaghi propose la méthode du « bloc » qui est recommandé pour les pieux flottants en milieu cohérent. Elle considère que les pieux et le sol entre les pieux se comportent un corps solide chaque fois que l'espacement relatif S/d est petit, on peut alors calculer la force portante du groupe de pieux en l'assimilant à un bloc enterré à la profondeur de la pointe des pieux et dont la surface recouvre l'ensemble du groupe. Le coefficient de rendement du groupe est défini par le quotient :

$$C_e = \frac{Q_G}{\sum Q_i}$$

Q_G : La force portante du bloc,

Q_i : La force portante des pieux considérés comme isolés.

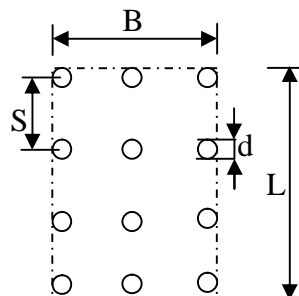


Figure III.12 : Le bloc équivalent d'un groupe de

-Converse-Labarre :

Cette méthode est recommandée lorsque l'entre-axe des pieux est supérieur à trois fois le diamètre des pieux, le coefficient d'efficacité est donné par la formule suivante :

$$C_e = 1 - \frac{2 \times \arctan\left(\frac{B}{S}\right)}{\pi} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Avec : B : Diamètre d'un pieu (m) ;

S : entre-axes (m),

m et n : nombre de lignes et de colonnes du groupe (respectivement).

Ces méthodes empiriques ont pour inconvénient de ne pas tenir compte du type de fondations, ni des caractéristiques du sol, mais seulement de la géométrie du groupe de pieux.

-Pour le groupe de pieux reposant sur un sol très résistant

Dans la situation fréquente où les pieux traversent une couche de résistance médiocre et sont ancrés à la base dans un sol très résistant, l'effet de groupe joue peu [05]. On peut donc adopter :
 $C_e = 1$

-Pour le groupe de pieux fichés dans un sol homogène

Le comportement du groupe dépend de la nature du sol et du type de pieux utilisé [05] :

Ø Sols cohérents

Quel que soit le type de pieux on retient pour ce la plus faible des estimations suivantes :

- méthode de Terzaghi,
- valeur donnée par les formules suivantes :

$$\begin{cases} C_e = 1 & \text{pour } d > 3 \cdot B \\ C_e = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{d}{B}\right) & \text{pour } 1 \leq \frac{d}{B} \leq 3 \end{cases}$$

Ø b. Sols frottants

Il faut tenir compte des deux grands groupes de types de pieux; les pieux mis en place sans refoulement du sol et les pieux mis en place avec refoulement du sol.

• b.1. Pieux mis en place sans refoulement du sol

On retient pour cela la plus faible des estimations suivantes :

- formule de Converse Labarre,
- méthode de Terzaghi,

- *b.2. Pieux mis en place avec refoulement du sol*

- Pieux mis en place avec refoulement du sol dans des sables lâches ou moyennement compacts :

La méthode de mise en œuvre conduit à une augmentation de la densité relative du matériau, ce qui améliore la capacité portante des pieux. On peut donc adopter : $C_e = 1$

Le plan de battage devra prévoir de commencer par les pieux périphériques afin de profiter au mieux de la densification du sol en place.

- Pieux mis en place avec refoulement du sol dans des sables compacts :

On retient pour C_e la même valeur que pour les pieux mis en place sans refoulement du sol.

On emploie plusieurs méthodes semi-empiriques pour le calcul du coefficient d'efficacité pour évaluer la réduction de la portance des pieux en groupe (telles que: la formule de Converse-Labarre, celle de Seiler-Keeney, la règle de Feld, la méthode de Terzaghi et Peck et celle de Masters) mais aucune n'est entièrement exacte. C'est pourquoi les calculs sont maintenant plus axés vers la méthode des éléments finis qui donne des résultats plus ou moins fiables.

4. DEFINITIONS ET MECANISMES DU FROTTEMENT LATERAL POSITIF ET NEGATIF

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif f_p , vers le haut (Figure III.13). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (s_s) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif f_n qui la surcharge (Figure III.13). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années). Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol,
- des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein,
- de l'interface entre le sol et le pieu.

Il pourra être évalué conformément à la méthode de Combarieu préconisée par le fasc.62-titreV, il s'agit d'une méthode à la rupture, proposée par Combarieu, basée sur l'hypothèse d'un

déplacement relatif suffisant pour mobiliser le frottement négatif unitaire maximum sur toute la hauteur où il est supposé agir [05].

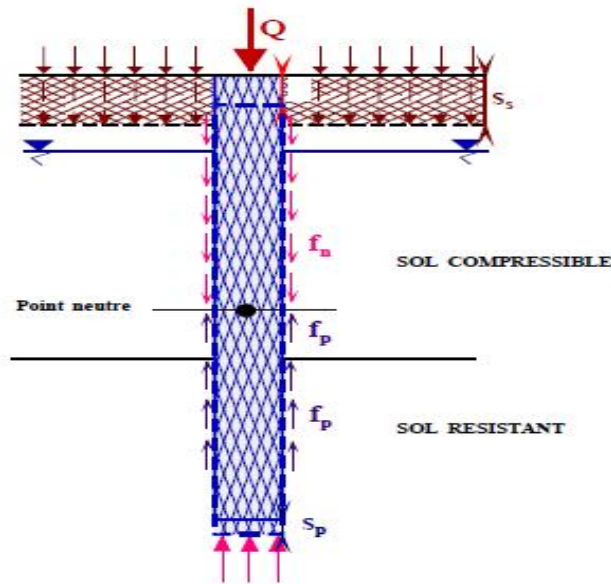


Figure III.13 : Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.

L'expression générale du frottement négatif sur un élément isolé de fondation est la suivante :

$$F_n = P \cdot \int_0^h K(z) \cdot \text{tg} \delta(z) \cdot \sigma'_v(z) \cdot dz$$

Dans cette expression :

- P est le périmètre de l'élément de fondation,
- $\sigma'_v(z)$ désigne la contrainte verticale effective à long terme à la profondeur z, au contact de l'élément de fondation, tenant compte de la perturbation engendrée par l'accrochage du sol autour de celui-ci,
- K(z) est le rapport entre la contrainte horizontale effective et $\sigma'_v(z)$,
- $\text{tg} \delta(z)$ est un coefficient de frottement dont la valeur dépend de la nature du contact sol-paroi,
- h est la hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.

Il est nécessaire de désolidariser le fût du pieu du terrain exerçant ce frottement négatif à l'aide d'une chemise enduite de bitume et de prendre en compte ces frottements négatifs dans le calcul de portance des pieux.

5. PIEU ISOLE SOUS CHARGES LATERALES

5.1. Comportement du sol

Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal T_0 et /ou un moment M_0 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.14). En un point donné, la réaction du sol P est fonction du déplacement y (P est la force répartie sur le pieu en KN /m , à distinguer de la pression de réaction p en kPa définie conventionnellement par $p = P / B$, B étant la largeur frontale ou le diamètre du pieu).

La courbe $P(y)$ est appelée courbe de réaction du sol (figure III.15). On définit le module de réaction par la pente :

$$E_s = \frac{P}{y} \quad (1)$$

Le coefficient de réaction classique k est donné par $k = p/y$, en kPa/m , et l'on a :

$$E_s = k B \quad (2)$$

Le module de réaction E_s (ou le coefficient de réaction k) n'est constant que si l'on fait l'hypothèse d'une réaction du sol linéaire.

Pour les grands déplacements, on arrive à une réaction limite appelée réaction ultime P_u du sol.

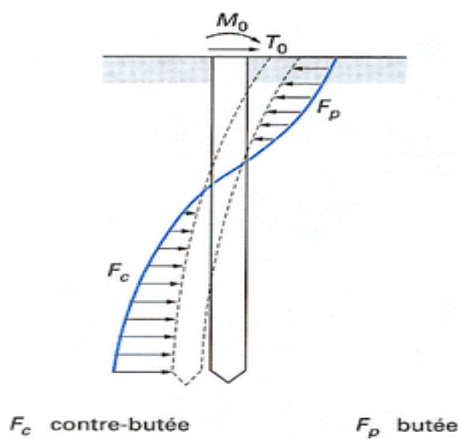


Figure III.14 : Pieu mobilisant la réaction latérale du sol.

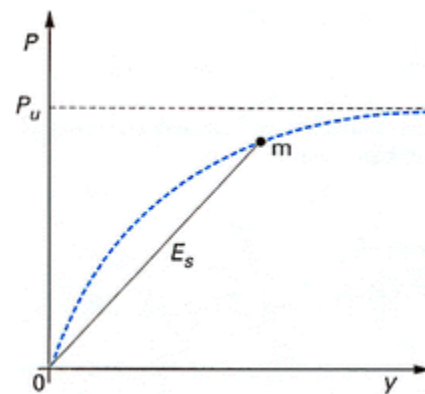


Figure III.15 : Courbe de réaction.

5.2. Théorie classique rigide-plastique

Le calcul classique des pieux sous sollicitations latérales suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture dans les zones de butée et de contre-butée. On peut ainsi calculer une charge limite en tête $T_0 = H_u$ correspondant à des diagrammes de pression ultime tels que celui représenté sur la figure III.16 pour un duc-d'Albe ; on applique ensuite un coefficient de sécurité (2 ou 3) pour avoir la charge applicable en tête.

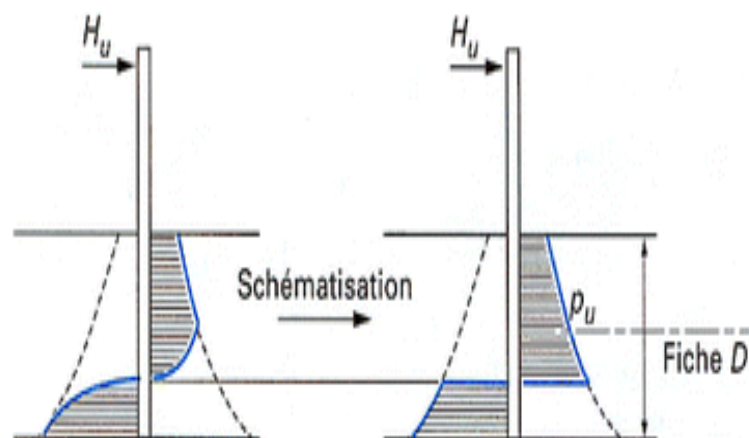


Figure III.16 : Effort horizontal limite H_u en tête d'un pieu (cas d'un duc-d'Albe). Calcul à la rupture.

La pression ultime P_u est calculée à partir des caractéristiques de cisaillement c et φ du sol. La méthode qui est proposée dans le présent paragraphe est basée sur le calcul en déplacement. Cette méthode est dérivée de la théorie du module de réaction de Winkler [02].

5.3. Cas d'un pieu sollicité en tête et soumis à des poussées latérales

Ce cas est illustré par la figure III.17. Le pieu isolé est sollicité en tête (située au niveau du sol « $z = 0$ ») par un effort transversal T_0 et un moment M_0 . Sous l'influence du remblai, le sol mou se déplace horizontalement.

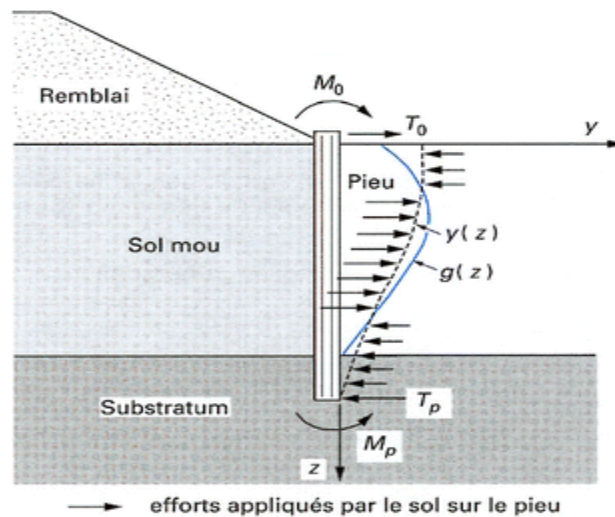


Figure III.17 : Déplacement libre $g(z)$ du sol et déplacement $y(z)$ avec le pieu.

En l'absence de pieu, ce déplacement est en fonction de la cote z , appelée déplacement libre du sol $g(z)$. Le déplacement du pieu $y(z)$ doit s'établir de manière que :

- les pressions de réaction du sol (lorsque $y > g$) ;
- les pressions d'entraînement (lorsque $y < g$) ;
- les efforts en tête M_0 , T_0 ;
- les efforts en pointe M_p , T_p .

s'équilibrent.

Par extension de la théorie du module de réaction appliquée aux pieux sollicités horizontalement en tête, et traversant une couche de sol dont les déplacements libres sont nuls, on admet que les efforts sur un pieu soumis à des poussées latérales du sol sont, à un niveau de cote z donnée, fonction de la différence : $\Delta y = y(z) - g(z)$ entre le déplacement d'équilibre y et le déplacement libre du sol g .

La formule (1) devient ainsi :

$$P = E_s [y(z) - g(z)] \quad (3)$$

Sur la courbe de la figure III.15, il y a lieu, dans ce cas, de remplacer y par Δy .

5.4. Équation d'équilibre

Si M est le moment fléchissant du pieu à la cote z (figure III.17), T l'effort tranchant, P la réaction du sol, E_p le module d'Young du pieu et I_p le moment d'inertie du pieu par rapport à son axe de rotation, les équations de la flexion des poutres permettent d'écrire :

$$M = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (4) ; \quad T = \frac{dM}{dz} \quad (5)$$

$$P = -\frac{dT}{dz} = -\frac{d^2 M}{dz^2} = -\frac{E_p I_p d^4 y}{dz^4} \quad (6)$$

Les équations (3) et (6) conduisent à l'équation d'équilibre des pressions sur le pieu qui s'écrit :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s(z, \Delta y) [y(z) - g(z)] = 0 \quad (7)$$

Dans le cas général, on a une courbe de réaction (figure III.15) qui varie avec le niveau z .

E_s est le module sécant de la courbe de réaction (P , y ou Δy).

La résolution de l'équation (7) nécessite la connaissance :

- de la fonction $g(z)$ donnant le déplacement libre du sol à tout niveau ; lorsque $g(z) = 0$, on est dans le cas le plus usuel du pieu sollicité horizontalement en tête sans poussées latérales de sol ;
- de la fonction $E_s(z, y$ ou $\Delta y)$, c'est-à-dire de la courbe de réaction (P , y ou Δy) à tout niveau z ;
- des conditions aux limites en tête et en pointe du pieu.

6. LE TASSEMENT DES PIEUX

Les plus grands progrès réalisés dans le domaine du tassement des pieux sont essentiellement dus aux travaux de H. Cambefort, qui part directement de lois de comportement déduites d'observations expérimentales sur des pieux réels, mais ce n'est pas pour autant que le problème de détermination des tassements soit entièrement résolu. A l'heure actuelle, on y voit un peu plus clair sur le plan de la théorie et on dispose de quelques méthodes pratiques qui permettent d'approcher un ordre de grandeur vraisemblable du tassement des fondations profondes.

6.1. Théorie générale

6.1.1. Hypothèses de Cambefort

En analysant un grand nombre d'essais de chargement, H.Cambefort [09] est arrivé à la conclusion que les courbes d'enfoncement des pieux présentaient en général l'allure de la figure III.18, ce qui lui a permis de poser les hypothèses suivantes :

- La contrainte n_p s'exerçant sur la pointe du pieu est une fonction linéaire de l'enfoncement y_p de la pointe et l'on peut écrire :

$$n_p = qb + \frac{R}{b} y_p \quad \dots \text{(1 de Cambefort)}$$

où b est le diamètre de la pointe supposé égal au diamètre du fût.

b) Au début du chargement, il y a adhérence entre pieu et sol, et la contrainte tangentielle de frottement F à la profondeur x est liée à l'enfoncement y à cette même profondeur par une relation linéaire :

$$F = A + B y \quad \dots(2 \text{ de Cambefort})$$

Il en est ainsi tant que la charge en tête P reste inférieure à une valeur P_1 . La courbe d'enfoncement peut être représentée par les segments rectilignes $00'$ et $0'1$.

d) Lorsque la charge en tête augmente au-delà de P_1 , il y a décollement entre le fût et le sol. Ce décollement qui apparaît dès que la déformation du sol atteint une valeur limite y_1 , se propage en fonction de la charge, de puis la tête jusqu'à la pointe.

En tête donc, le pieu s'enfonce plus vite que le sol ne se déforme, et cela jusqu'à une profondeur D_1 au-dessous de laquelle a de nouveau adhérence.

Cambefort suppose que l'enfoncement limite y_1 que l'on retrouve à la profondeur D_1 est une constante caractéristique du sol et de l'état de surface du pieu.

Ø Pour une profondeur $x < D_1$, la loi de frottement est alors de la forme :

$$F = g + f \cdot x \quad \dots(3 \text{ de Cambefort}),$$

C'est l'hypothèse classique du frottement latéral où $f = 0$ en terrain cohérent et $g = 0$ en terrain pulvérulent.

Ø A la profondeur $x > D_1$, on retrouve la formule suivante : $F = A + B \cdot y$

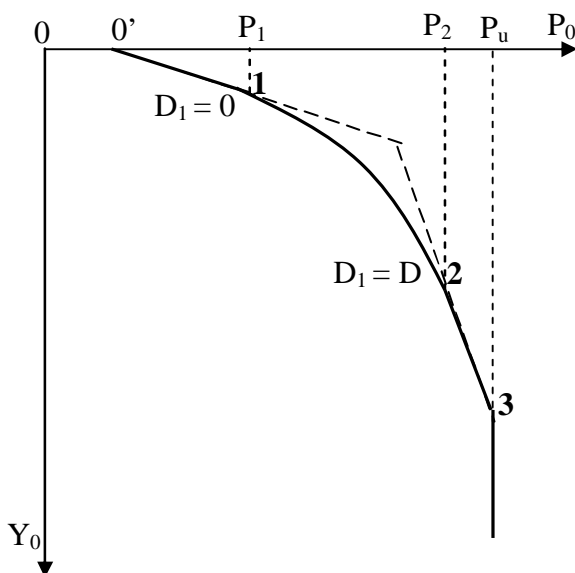


Figure III.18 : Courbe type de chargement d'un pieu (selon Cambefort).

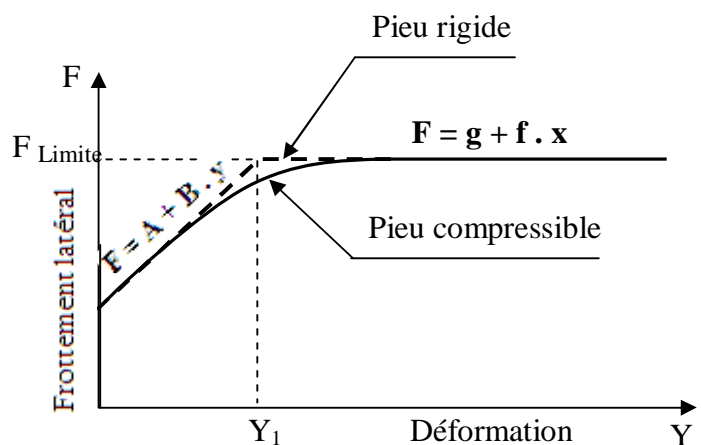


Figure III.19 : Hypothèses de Cambefort.

La profondeur D_1 augmente évidemment avec la charge et pour $P = P_2$, le décollement atteint la base du pieu (D), et l'on a :

$$D = D_1$$

Entre P_1 et P_2 , la courbe de chargement est curviligne : Arc 1-2 de la figure III.1.

e) Lorsque la charge augmente au-delà de la valeur de P_2 , le frottement reste constant et seule la pointe continue à réagir suivant une loi linéaire. Il en résulte sur la courbe de chargement un segment rectiligne 2-3, jusqu'à ce que la charge P atteigne la valeur P_u correspondant au poinçonnement sous la pointe et la courbe d'enfoncement devient alors verticale.

En conclusion donc, le comportement d'un pieu en cours de chargement est caractérisé par 7 coefficients : A, B, q, R, f, g et y_1 .

6.1.2. Relations générales entre charge et enfoncement

Baguelin et Venon, en 1971, ont complété la théorie de Cambefort, en précisant le comportement du pieu aux faibles charges et en définissant une longueur critique (à ne pas confondre avec la profondeur critique intervenant dans la capacité portante) qui leur a permis de distinguer le comportement des pieux courts et celui des pieux longs.

En effet, en début de chargement, le frottement régit par la loi 2 de Cambefort, deux cas peuvent se présenter :

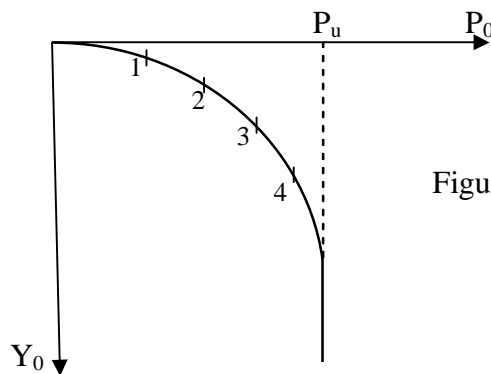


Figure III.20 : Courbe chargement-déplacement d'un pieu.

-Ou bien la pointe commence à réagir avant que la déformation limite y_1 ne soit atteinte en tête : On dit alors qu'on a affaire à un pieu court,

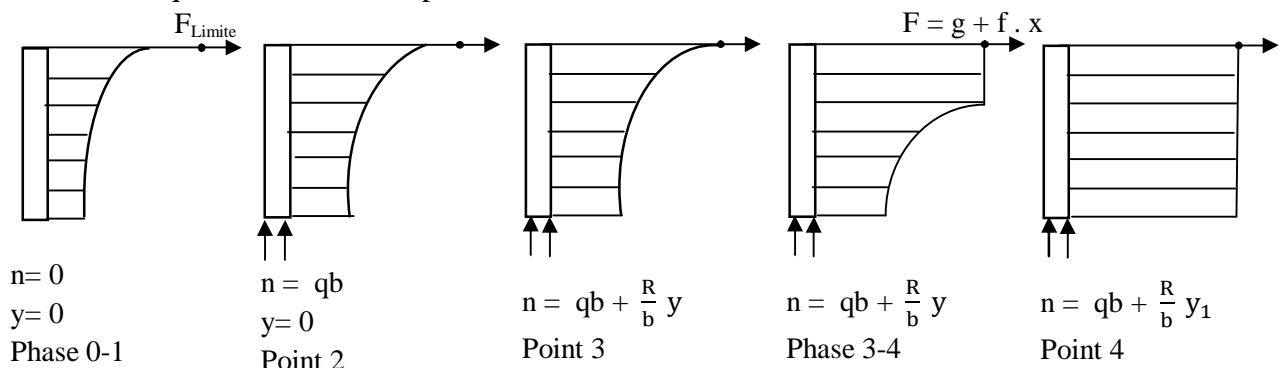


Figure III.21 : Déplacement d'un pieu court sous l'effet du chargement.

-Ou bien la déformation en tête atteint la valeur y_1 , bien avant que la pointe ne soit sollicitée : C'est le pieu long.

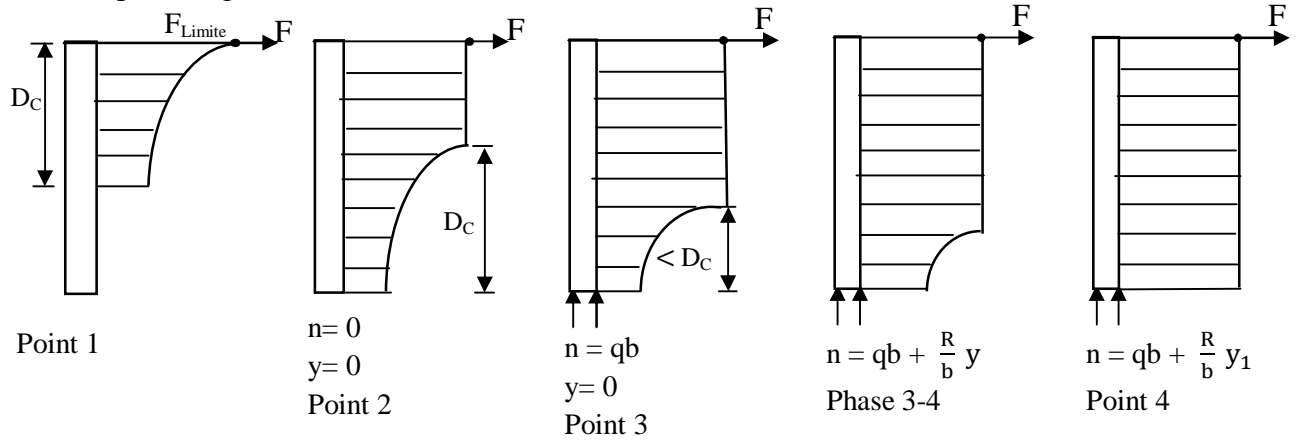


Figure III.22 : Déplacement d'un pieu long sous l'effet du chargement.

6.2. Méthodes pratiques d'évaluation du tassement d'un pieu isolé à partir des essais pressiométriques

Parmi les essais in-situ qui traitent mieux la détermination des tassements des pieux, l'essai pressiométrique, qui est un essai plus évolué puisqu'il permet la mesure directe d'un module de déformation et plus précisément du module de cisaillement $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$.

6.2.1. Méthode analytique

6.2.1.1. Hypothèses

Les lois de comportement du sol selon les lois (1 et 2 de Cambefort) :

$$\begin{cases} n_p = qb + \frac{R}{b} y_p \\ F = A + B y \end{cases}$$

Ce sont les paramètres B, R et y_1 qui varient le plus et qui conditionnent presque à eux seuls le comportement des pieux.

Dans une méthode approchée de calcul de tassement, il a paru légitime de négliger les paramètres q et A, et d'adopter finalement comme loi de comportement :

$$\begin{cases} n_p = \frac{R}{b} y_p \\ F = B y \end{cases}$$

6.2.1.2. Détermination des paramètres R et B

Les paramètres R et B caractérisent la déformabilité du sol.

Ø a) Effort en pointe

$$R = \frac{6E}{1+\nu} = 12 G$$

Les modules de déformation pressiométrique étant en général calculés avec $\nu = \frac{1}{3}$, on est donc conduit à la formule pratique suivante :

$$R = 4,5 E$$

Ø b) Frottement latéral

Après divers essais, l'expression de B c'est formulée comme suit :

$$B = \frac{E}{2(1+\nu)l_0}$$

où l_0 était une dimension repère qui vallée 0,90m

Pour $\nu = 1/3$, on obtient la relation suivante :

$$B = 4,2 E \quad (\text{KN/m}^3)$$

Avec E exprimé en KPa.

Lorsque le terrain est hétérogène et constitué de n couches d'épaisseurs et de modules de déformation différents, on calculera le module de réaction moyen B à partie de la moyenne pondérée des modules de déformation pressiométriques :

$$E = \frac{1}{D} \sum_1^n E_i h_i$$

Où E_i et h_i sont respectivement le module de déformation et l'épaisseur de la couche du rang i.

6.2.1.3. Expression du tassement

L'expression finale du tassement [09], est :

$$y_0 = \frac{4P}{\pi b} \cdot \frac{1 + \frac{R}{ab E_p} \text{th } a D}{R + ab E_p \text{th } a D} \quad (4)$$

Avec : P : L'effort vertical.

E_p : Le module de déformabilité du pieu.

$$a^2 = \frac{4B}{b E_p}$$

Poulos et Mattes [09], ont défini un facteur adimensionnel appelé « facteur de tassement r_w » qui facilite les calculs et qui permet une comparaison rapide avec d'autres méthodes :

$$r_w = y \frac{E b}{P}$$

Un calcul algébrique simple montre que le facteur de tassement déduit de la formule (4) a pour expression :

$$r_w = \frac{4}{\pi} \frac{1 + \frac{2,25}{K} \frac{m}{z} \operatorname{th} z}{4,5 + 2 K \frac{z}{m} \operatorname{th} z}$$

Avec :

$$z \text{ est la longueur réduite, } z = a D = \frac{m}{\sqrt{K \varphi(m)}}$$

K étant un paramètre qui permet d'apprécier l'influence de la compressibilité relative du pieu par rapport au sol, $K = \frac{E_p}{E}$

$\varphi(m)$ est un coefficient qui dépend que de l'élançement du pieu et du coefficient de poisson du sol.

Lorsque l'élançement varie de 5 à 25, le coefficient $\varphi(m)$ ne varie que de 2,5 à 3,6.

Lorsque m est grand et $\nu = 1/3$, on a : $\varphi(m) = 1,53 \log m + 0,95$.

$$m = \frac{2 D}{b}$$

6.2.1.4. Evaluation des termes de pointe et de frottement

De la théorie précédente, il résulte que l'on a :

$$\text{-Terme de pointe : } n_p = n_0 \operatorname{ch} a D - a E_p y_0 \operatorname{sh} a D$$

$$\text{Où : } n_0 = \frac{4 P}{\pi b^2} = \text{contrainte moyenne en tête.}$$

-Le frottement latéral :

Le frottement latéral en tête : $F_0 = B y_0$, avec y_0 : L'enfoncement en tête.

Le frottement latéral le long du fût : $F = F_0 \operatorname{ch} a x - \frac{n_0 B}{a E_p} \operatorname{sh} a x$

- Le frottement latéral à la pointe : $F_p = F_0 \operatorname{ch} a D - \frac{n_0 B}{a E_p} \operatorname{sh} a D$

6.3. Tassement d'un groupe de pieux

La manière la plus simple de procéder à l'évaluation du tassement de groupe est d'assimiler ce dernier à une pile fictive circonscrite et à calculer le tassement de cette pile. Ce tassement est évidemment fonction de l'élançement D/b du groupe. Terzaghi conseille de ne considérer qu'une pile fictive $D' = \frac{2}{3} D$.

On calculera la pression moyenne à la base du groupe par la relation : $P = \frac{P_0}{1 + \bar{\omega} \frac{D'}{b}}$

$\bar{\omega}$ est une constante voisine de 0,3 . Des essais ont montré en pratique :

$\bar{\omega} = 0,5$ pour des pieux forés à paroi très rugueuse,

$\bar{\omega} = 0,2$ pour des pieux battus ou pour des pieux forés à la boue.

P_0 désigne la contrainte moyenne en tête, c'est-à-dire : $P_0 = \frac{nP}{S}$, où :

n est le nombre de pieu, P la charge par pieu, et S la section droite du groupe.

6.4. Le tassement admissible des pieux

Les limites proposées quel que soit le type de fondation [04], pour le tassement vertical (S_v) et le déplacement horizontal (S_h) sont :

*Admissible ou acceptable : $S_v < 50$ mm et $S_h < 25$ mm

*Dommageables mais admissibles : 50 mm $\leq S_v \leq 100$ mm

25 mm $\leq S_h \leq 50$ mm

*Inadmissibles : $S_v > 100$ mm et $S_h > 50$ mm.

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 permis eux les éléments finis ; 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.

Chapitre IV

Présentation du logiciel PLAXIS

INTRODUCTION

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Pour notre étude on a choisi un calcul par élément fini, et le programme de calcul qui s'y prête à cette méthode et traite les problèmes de la géotechnique, en plus de sa souplesse et de sa disponibilité à notre niveau, on a opté pour le programme « PLAXIS » à 2D Version 8, dont on présentera ses grands axes ci-après.

1. UN BREF APERÇU SUR LA METHODES DES ELEMENTS FINIS (M.E.F)

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

Cette technique est récente, elle a un caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances des trois disciplines de base :

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

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

2. HISTORIQUE DU LOGICIEL « PLAXIS »

Le développement du logiciel PLAXIS commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'élément fini facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas.

En quelques années, PLAXIS a été étendu à plein d'autres domaines de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée.

Durant la même période, une version 3D du logiciel fait son apparition. Après quelques années de développement, le logiciel 3D PLAXIS Tunnel Program est sorti en 2001.

Le principal objectif de ce programme était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour les ingénieurs géotechniciens non spécialement numéricien.

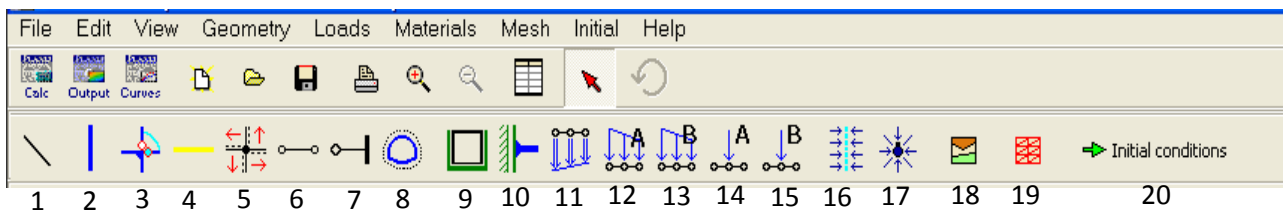
3. PRESENTATION DU LOGICIEL « PLAXIS 2D, VERSION 8»

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 [14].

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

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



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 VI.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).

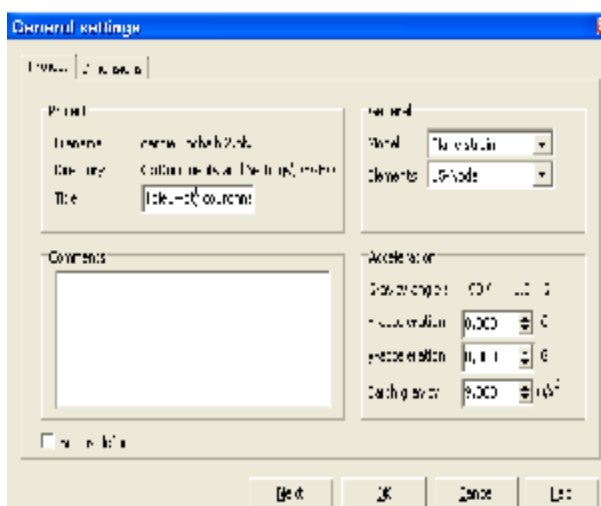


Figure IV.2 : Fenêtre de réglages généraux (Onglet Project).

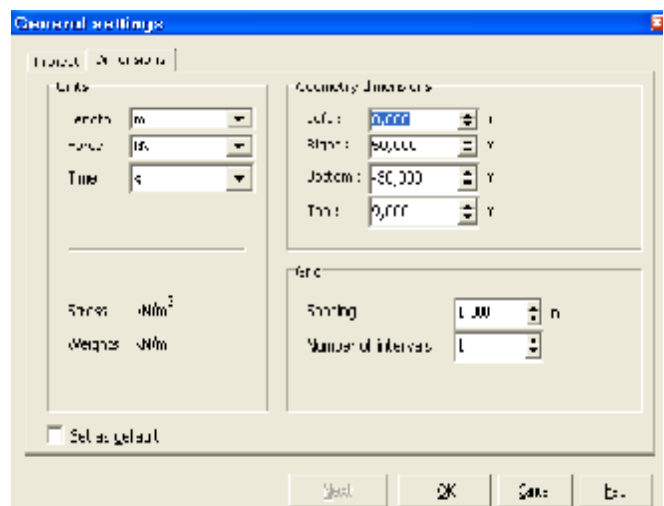


Figure IV.3 : Fenêtre de réglages généraux (Onglet Dimensions).

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 (Axisymmetric) 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.

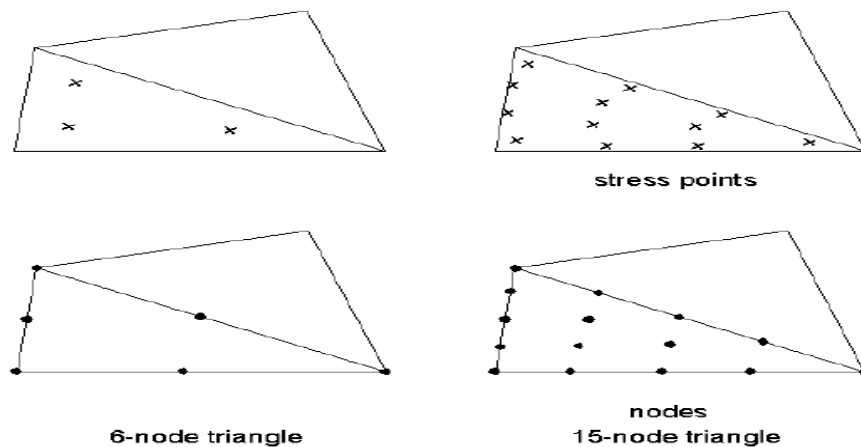


Figure IV.4 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

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.

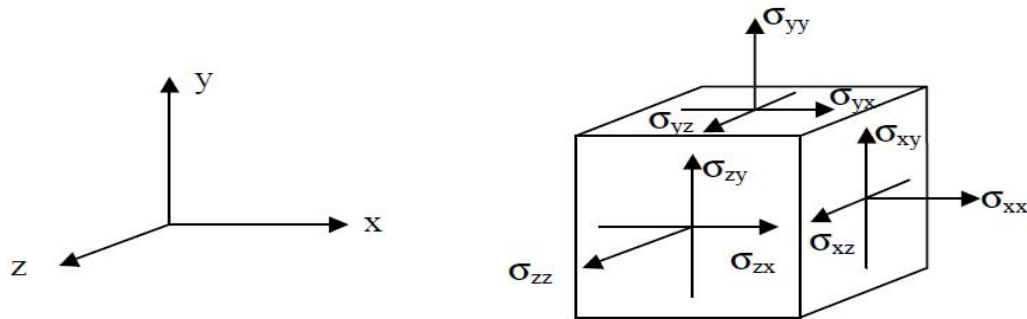


Figure IV.5 : Convention de signes pour les contraintes.

3.2. La géométrie

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique est constitué par des points, des lignes et des couches.

En plus de ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le soutènement des tunnels, les écrans, les plaques, l'interaction sol-structure ou les chargements.

3.3. Propriétés des éléments géométriques

-Les points et les lignes : Qui représente la base de la création d'un modèle géométrique.

-Plaques : Ce sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques, coques ou soutènements s'étendant selon z.

Les caractéristiques des plaques sont regroupées dans la base de données des matériaux. Les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la raideur axiale EA.

A partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est calculée à partir de l'équation : $d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$.

-Rotules et raideurs en rotation

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

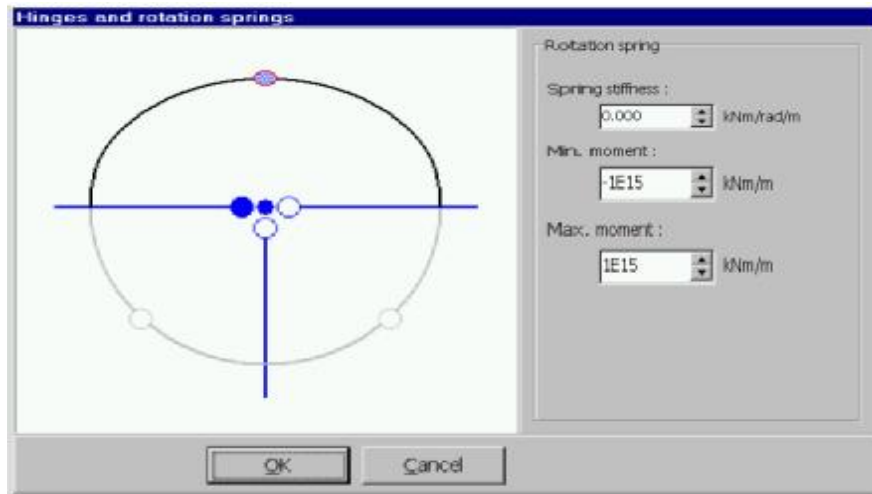


Figure IV.6 : Les points de jonction entre éléments de plaque.

-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).

-Éléments nœud à nœud

Les éléments nœud à nœud sont des éléments élastiques utilisés pour modéliser des liaisons entre deux points.

-Ancrages à tête fixe

Les ancrages à tête fixe sont des éléments élastiques qui servent à modéliser une liaison à partir d'un seul point.

-Tunnels

L'option Tunnels permet de créer des sections de tunnel circulaires ou non, à intégrer dans le modèle géométrique. Une section de tunnel est composée d'arcs et de lignes, auxquels on peut ajouter un soutènement et une interface.

3.4. Chargements et conditions limites

-Le menu chargement (Loads) contient les options permettant d'introduire les surcharges, charges linéiques ou charges ponctuelles, ainsi que les déplacements imposés. Ils peuvent être appliqués aux limites du modèle aussi bien qu'à l'intérieur de celui-ci.

-PLAXIS propose divers conditions limites :

- .Des déplacement imposé (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.

4. MODELISATION DU COMPORTEMENT D'UN SOL

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

4.1. Les données des sols et des interfaces

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.

4.1.1. Les modèles des matériaux

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

-Modèle élastique linéaire

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

-Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : Le module de Young (E), le coefficient de Poisson(ν), la cohésion (C), l'angle de frottement(ϕ), et l'angle de dilatance (ψ).

-Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)

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

-Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)

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

-Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)

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

-Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model)

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

-Modèle défini par l'utilisateur

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

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

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

- Comportement drainé (Drained behaviour)

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

-Comportement non drainé (Undrained behaviour)

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs, i.e. E' , ν' , C' , ϕ' et non pas E_u , ν_u , C_u , ϕ_u . En plus de la raideur et de la résistance du squelette du sol, PLAXIS ajoute automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distingue les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles.

-Le comportement non poreux (Non-porous behaviour)

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures.

Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

La caractéristique "non poreux" (Non-porous) peut aussi être appliquée à des interfaces. Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme Non-porous.

4.1.3. Autres paramètres à définir**- Poids volumique saturé et non saturé (γ_{sat} et γ_{unsat})**

Les poids volumiques saturé et non saturé se réfèrent au poids volumique total du sol incluant le fluide interstitiel. Le poids volumique non saturé γ_{unsat} s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique et le poids volumique saturé γ_{sat} à tous les matériaux situés sous la nappe. Pour les matériaux non poreux, seul le poids non saturé est significatif, et il correspond exactement au poids total unitaire. Remarquons que dans la pratique, les sols ne sont jamais

complètement secs. Par conséquent, il est conseillé de ne pas entrer le poids volumique correspondant à un sol totalement sec pour γ_{unsat} .

- Perméabilités (k_x et k_y)

Les perméabilités ont la dimension d'une vitesse (unité de longueur par unité de temps). La donnée des perméabilités n'est nécessaire que pour des analyses de consolidation et des calculs d'écoulement.

PLAXIS distingue une perméabilité horizontale k_x , et une perméabilité verticale k_y , puisque dans certains types de sols (par exemple les tourbes), il peut y avoir une différence significative entre ces deux perméabilités.

Pour obtenir des résultats précis, le rapport entre la perméabilité la plus forte et la perméabilité la plus faible ne devra pas dépasser 10^5 afin d'éviter que la situation conduise à un mauvais conditionnement de la matrice d'écoulement.

-Le module d'Young (E)

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 , et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

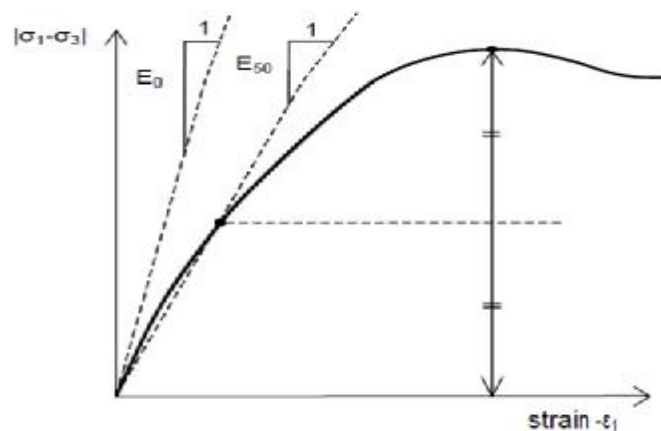


Figure IV.7 : Définition de E_0 et de E_{50} .

Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de PLAXIS.

Dans le modèle de Mohr-Coulomb, PLAXIS propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur.

- Le coefficient de Poisson (ν)

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

-Cohésion (C)

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($C=0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $C > 0.2$ KPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

-L'angle de frottement (φ)

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

-L'angle de dilatance (ψ)

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

- Rigide (Rigid)

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

-Manuel (Manual)

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

Des valeurs de R_{inter} supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées.

Remarques

-PLAXIS propose des caractéristiques avancées (Advanced general properties) qui permettent la variation de la perméabilité durant une analyse de la consolidation. Ceci est obtenu en entrant une valeur adéquate pour le paramètre C_k (variation de la perméabilité) et pour l'indice des vides.

-Il existe aussi des paramètres avancés de Mohr-Coulomb, ils comprennent l'accroissement de la rigidité ($E_{increment}$) et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur ($C_{increment}$), ainsi que la suppression des tractions.

4.2. Les données pour les matériaux des plaques***-Rigidité***

Le comportement élastique nécessite deux propriétés :

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

Coefficient de Poisson (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.

Paramètres de résistance (plasticité)

Il est possible de tenir compte de la plasticité en spécifiant un moment fléchissant maximum M_p , exprimé en unité d'une force fois longueur par mètre linéaire (perpendiculairement au plan de la coupe).

4.3. Les données des géogrilles

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

4.4. Les données des ancrages

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

-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.

5. 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 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds.

-La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

-La génération du maillage est lancée en cliquant sur le bouton de génération du maillage

situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Generate depuis le menu Mesh. La génération est aussi activée directement après la sélection d'une option d'affinage.

-Après la génération du maillage, le programme de résultats (Output) est lancé et une représentation du maillage est affichée.

-La distinction est faite entre cinq niveaux de finesse globale : très grossier (Very coarse), grossier (Coarse), moyen (Medium), fin (Fine), très fin (Very fine). Par défaut, la finesse globale est réglée sur Coarse (grossier).

-Un maillage d'éléments finis peut être affiné globalement ou localement Dans des zones où des concentrations importantes de contraintes ou des gradients importants de déformations sont attendus.

6. CONDITIONS INITIALES

Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

La commutation entre ces deux modes se fait au moyen du bouton "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.8 : Barre d'outils des conditions initiales.

6.1. Conditions hydrauliques

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

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

-Les surpressions interstitielles apparaissent à cause du chargement de couches dont le matériau a été défini comme non drainé (Undrained). Dans un calcul plastique, les surpressions interstitielles ne peuvent être créées que dans ces matériaux non drainés.

Une analyse en consolidation peut permettre de calculer la dissipation de ces surpressions en fonction du temps.

-Les pressions interstitielles permanentes proviennent d'une situation hydraulique en équilibre. Un tel état est obtenu quand les conditions hydrauliques extérieures restent constantes au cours d'une longue période.

6.1.1. Poids volumique de l'eau

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

6.1.2. Nappes phréatiques

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

6.1.3. Nappe phréatique générale

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

6.1.4. Nappe phréatique propre à une couche de sol

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

6.1.5. Génération des pressions hydrauliques

Après la saisie des nappes phréatiques ou la saisie de conditions aux limites pour un calcul d'écoulement, les pressions hydrauliques peuvent être générées.

Ceci s'effectue en cliquant sur le bouton de génération des pressions hydrauliques (Generate water pressures).

Une fenêtre apparaît alors dans laquelle l'utilisateur doit spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique ou au moyen d'un calcul d'écoulement. La première option est rapide et directe alors que la seconde peut être plus réaliste mais requiert la saisie de plus de données et prend plus de temps (Figure IV.9).

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

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

6.2. Configuration de la géométrie initiale

Pour passer du mode de conditions hydrauliques (Water conditions mode) au mode de configuration géométrique (Geometry configuration mode), il faut cliquer sur le 'bouton de basculement' droit de la barre d'outils.

Le mode de configuration géométrique est utilisé pour définir la configuration initiale de la géométrie et permet de désélectionner les couches de sol de la géométrie qui ne sont pas actives dans la situation initiale. De plus, les contraintes effectives initiales peuvent être générées par la procédure K_0 (K_0 -procédure) figure IV.10.

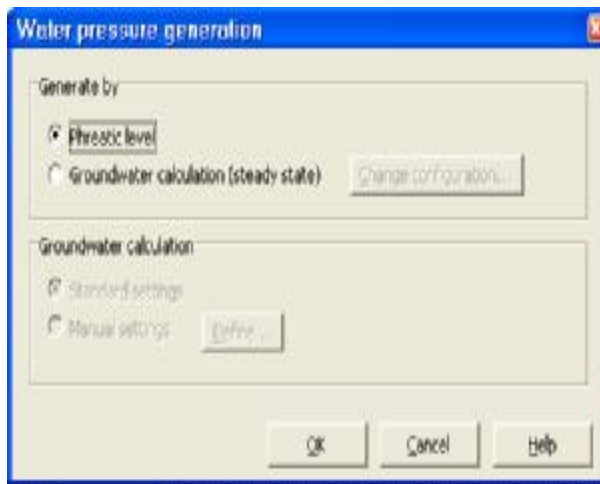


Figure IV.9 : Génération des pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique.

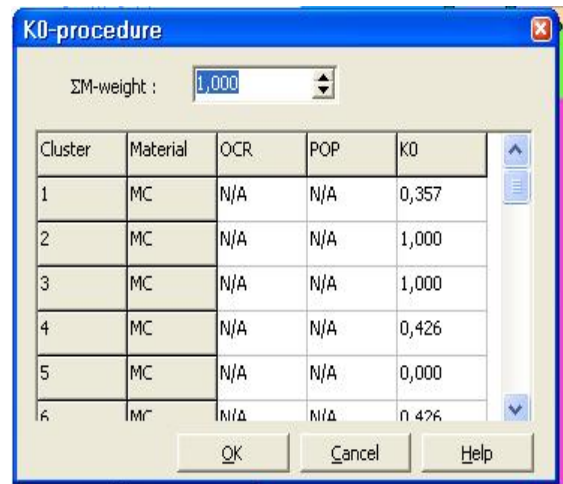


Figure IV.10 : Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K_0).

7. CALCULS

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type 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 à un soutènement de tunnel, application de déplacements imposés, application d'une déformation volumique dans les couches de sol ...

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

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

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

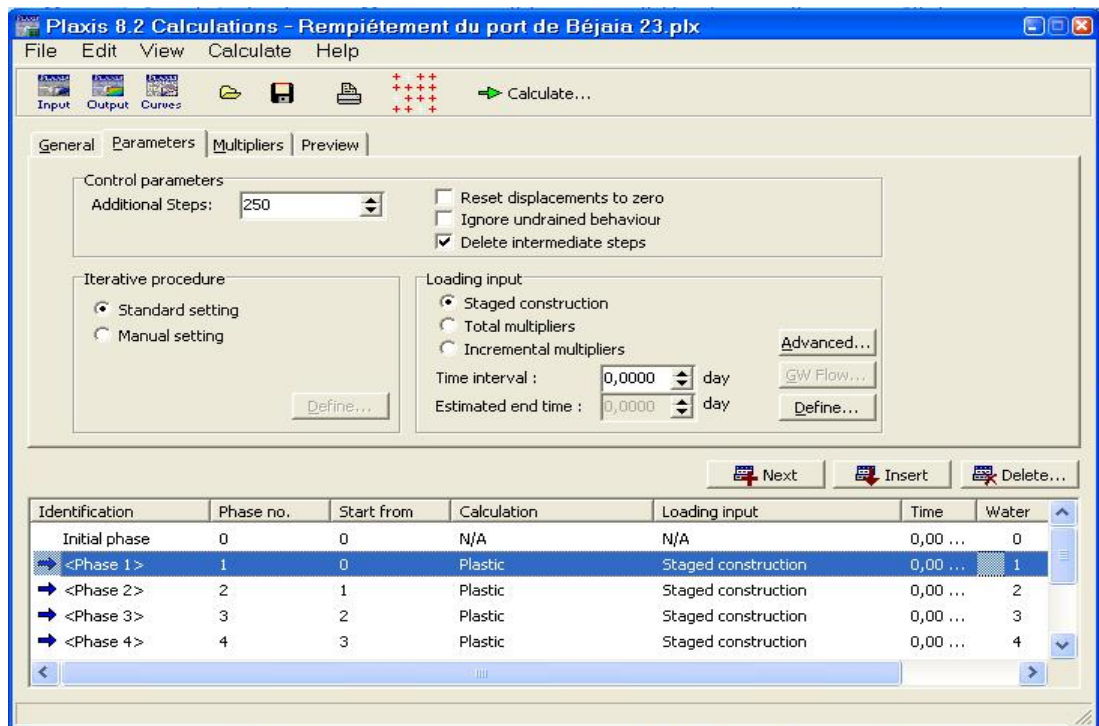


Figure IV.11 : Onglet 'Parameters' de la fenêtre de calcul.

Construction par étapes

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

Coefficients multiplicateurs de chargement

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

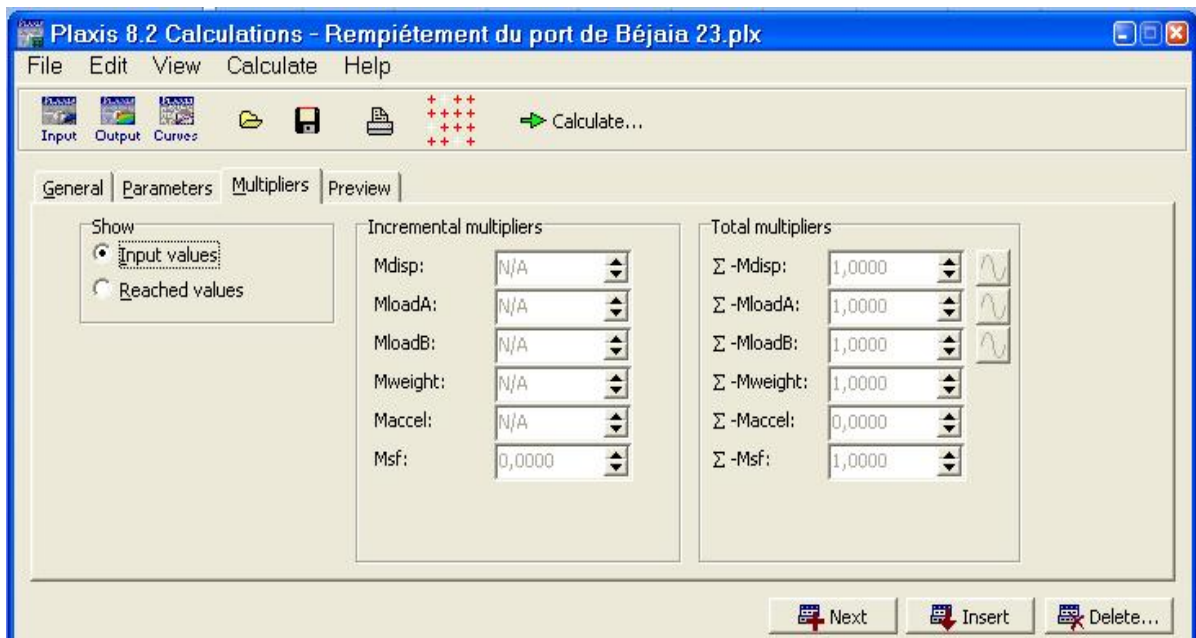


Figure IV.12 : Onglet 'Parameters' de la fenêtre de calcul (Calculations).

Sélection de points témoins pour les courbes

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

Exécution de la procédure de calcul

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

Interruption d'un calcul

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

Résultats affichés pendant les calculs

Pendant une analyse en déformations par éléments finis, les informations à propos du processus itératif et le pas de calcul sont présentées dans une fenêtre séparée. Pendant une phase de calcul, une courbe charge-déplacement réduite est affichée et permet d'analyser la situation de la géométrie (entre élasticité et rupture) Figure IV.13.

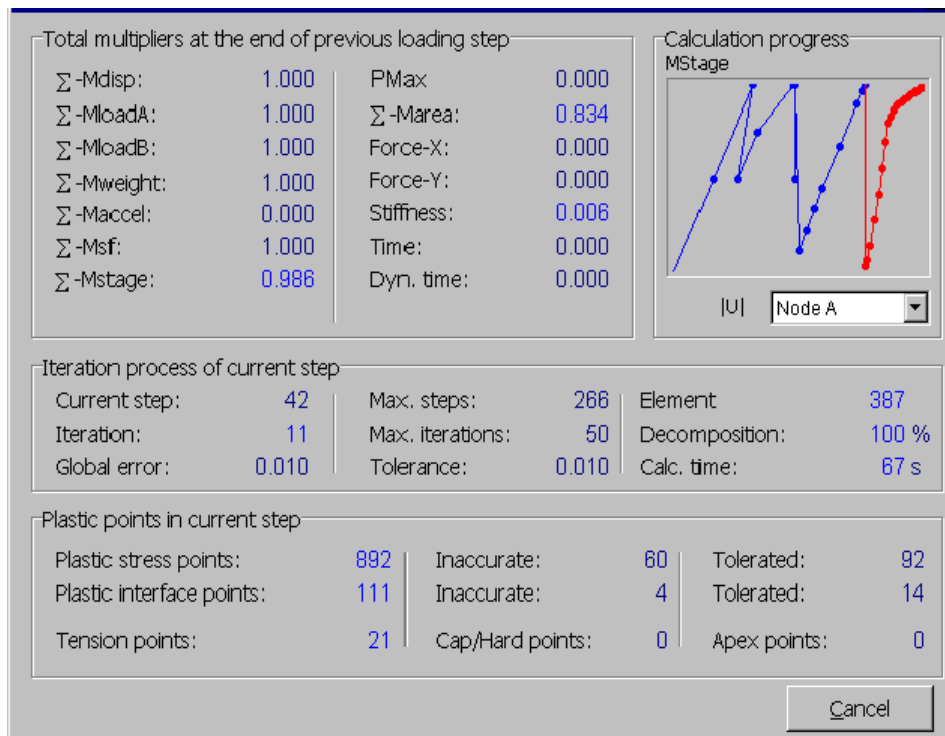


Figure IV.13 : Fenêtre de calcul.

Tolérance

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

Précision des calculs

Dans toutes les analyses non linéaires où un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage avec la solution exacte apparaît, comme présenté sur la figure IV.14. Un algorithme de résolution doit s'assurer que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des

limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par *PLAXIS* sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée (tolerated error) [14].

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long. En général, le réglage standard de 0.03 est acceptable dans la plupart des calculs.

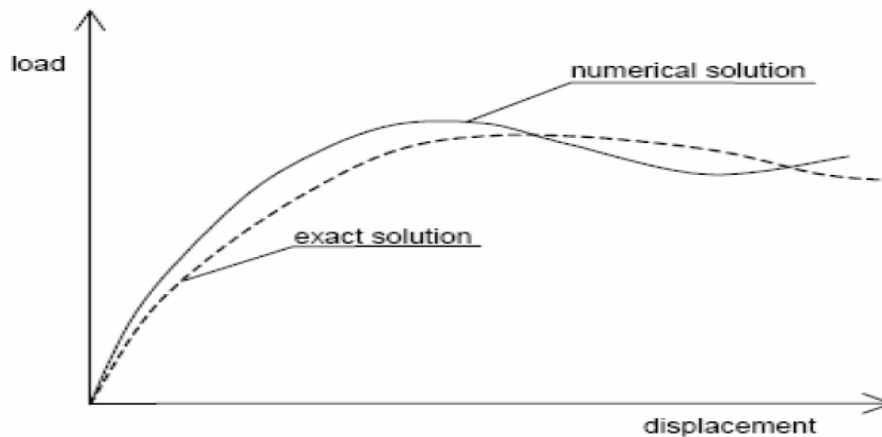


Figure IV.14 : Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique.

8. 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.

8.1. Les déformations

Le menu Deformations 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.

8.2. Les contraintes

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

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

8.3. Structures et interfaces

Plaque

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

-A partir du menu Deformations, l'utilisateur peut sélectionner :

- .les déplacements absolus cumulés, $|u|$, à la fin du pas de calcul,
- .ou les composantes individuelles de déplacement cumulées u_x et u_y .

-A partir du menu Forces, les options Axial forces, Shear forces et Bending moments sont disponibles. Pour les modèles axisymétriques, le menu Force inclut aussi les forces dans le plan perpendiculaire au modèle (Hoop forces). Ces forces représentent les efforts réels à la fin du pas de calcul.

Géogrilles

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

Interface

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

Ancrages

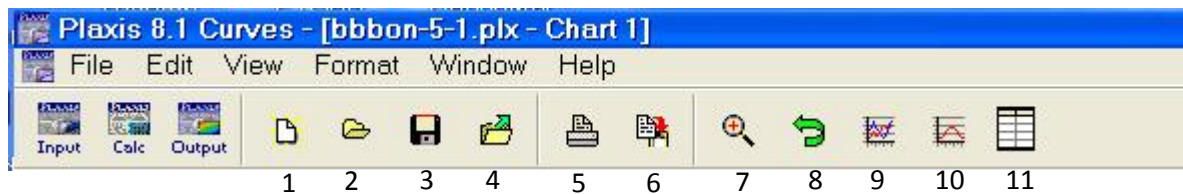
Une petite fenêtre affiche l'effort dans l'ancrage ainsi que l'effort maximal et la rigidité de l'ancrage. Si la valeur absolue de l'effort d'ancrage est égale à la force maximale, l'ancrage est plastifié. Les efforts de traction sont positifs.

9. COURBES CHARGE-DEPLACEMENT ET CHEMINS DE CONTRAINTE

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

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

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



1-Nouveau graphique. 2- Ouvrir un graphique. 3- Sauvegarder le graphique en cours. 4- Ajouter une nouvelle courbe au graphique. 5-Imprimer le graphique. 6- Copier le graphique. 7-Zoom. 8- Restaurer la vue d'origine du dessin. 9- Réglage du cadre. 10- Paramétrage des courbes. 11- Tableau des valeurs de tous les points d'une courbe.

Figure IV.16 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves.

Génération des courbes

Une nouvelle courbe peut être générée en lançant le programme Curves ou en sélectionnant l'option New depuis le menu File (Figure IV.17).

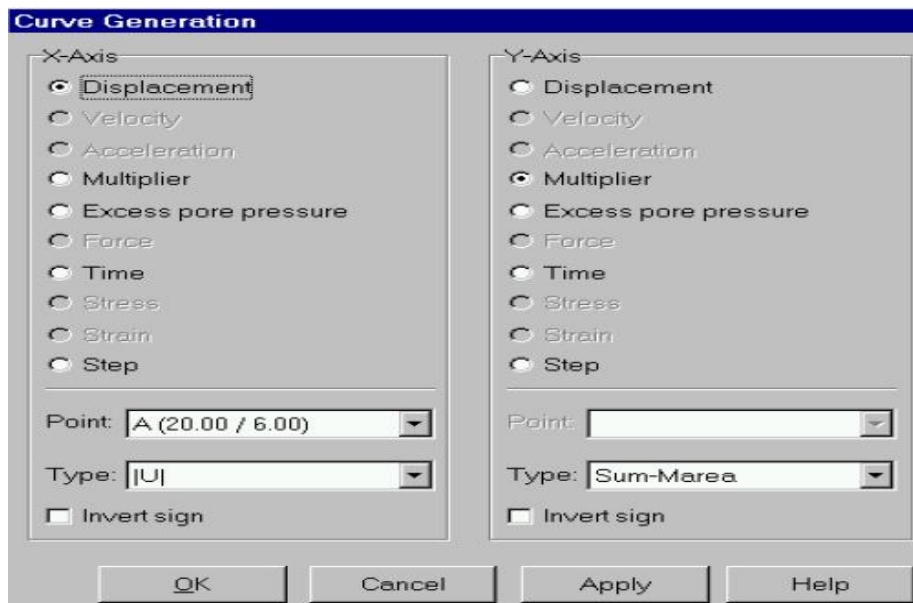


Figure IV.17 : Fenêtre de génération de courbes (Curve generation).

-PLAXIS permet la génération au maximum, dix courbes sur le même graphique.

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

Options de format

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

Paramétrage des courbes

Le paramétrage des courbes (Curve) peut être sélectionné à partir du menu Format, ou par le bouton Curve settings situé dans la barre d'outils (Figure IV.18).

La fenêtre Curve settings contient, pour chaque courbe du graphique, un onglet avec les mêmes options.

Paramétrage du graphique

Les réglages du cadre ou graphique (Frame) sont relatifs à l'affichage du cadre et des axes dans le graphique. Ces réglages peuvent être sélectionnés à partir du menu Format, ou en cliquant sur le bouton Frame settings situé dans la barre d'outils (Figure IV.19).

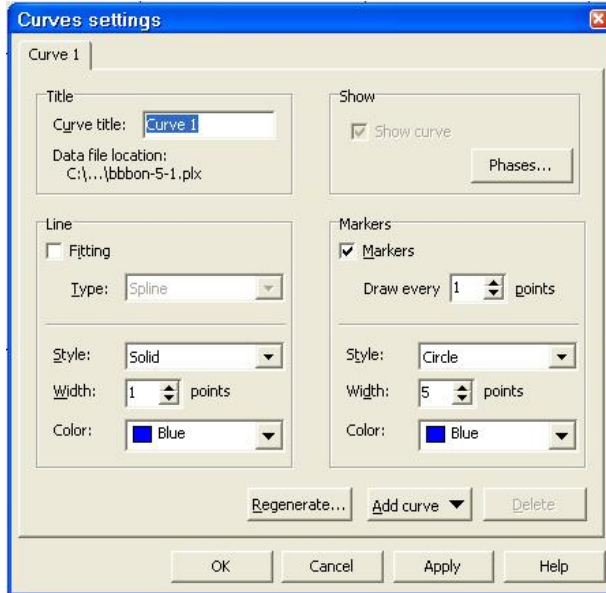


Figure IV.18 : Paramétrage des courbes
(Curve settings).

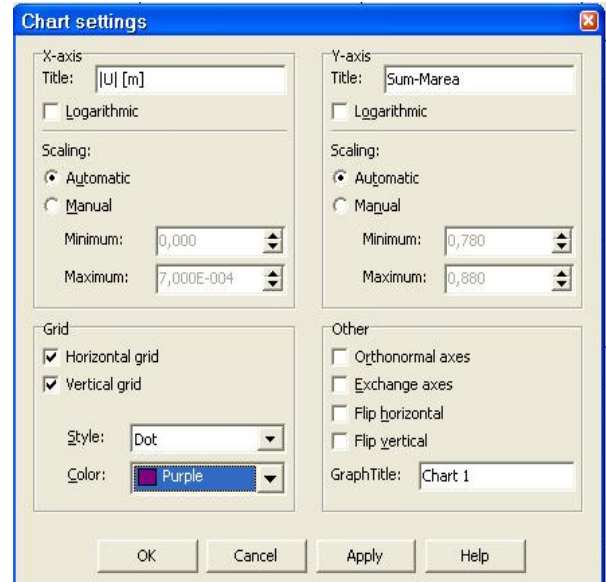


Figure IV.19 : Paramétrage du cadre
(Chart settings).

CONCLUSION

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

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

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

Chapitre V

Modélisation numérique

INTRODUCTION

L'utilisation des pieux dans les travaux maritimes est une technique très fréquente notamment lors des rempiètements d'anciens quais.

On essayera de définir un modèle de référence qui englobe les différentes phases de rempièvement par pieux du quai nord de Bejaia défini précédemment dans le chapitre III et les annexes II.1 et II.2, ainsi qu'à son comportement lors de sa mise en service, ceci par un programme d'éléments finis en deux dimensions : Le PLAXIS (version 8).

Puis on exploitera ce modèle comme base de comparaison lors d'une étude paramétrique sur les paramètres de sol.

I. ETABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL DE REFERENCE

On va décrire les étapes suivies pour le confectionnement de notre modèle numérique. Puis a analysé 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 pré-traitement

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.

2.1.1. Description de la géométrie du modèle

Notre projet est modélisé par un modèle géométrique plan à deux dimensions (2D), de 14m de largeur sur 26,5 m de profondeur. On procède quatre types de sol, répartis comme suit :

- .de la côte 0 à +0,7m : C'est du remblai ;
- .de la côte 0 à -1m : La grave compacte ;
- .de la côte -1m à -16m : L'argile sableuse ;
- .de la côte -16m à -25m : La grave compacte ;
- .et le béton ; sachant que l'ancien quai se trouve à une profondeur de -7,29m, et le masque atteint la profondeur de -9,00m.

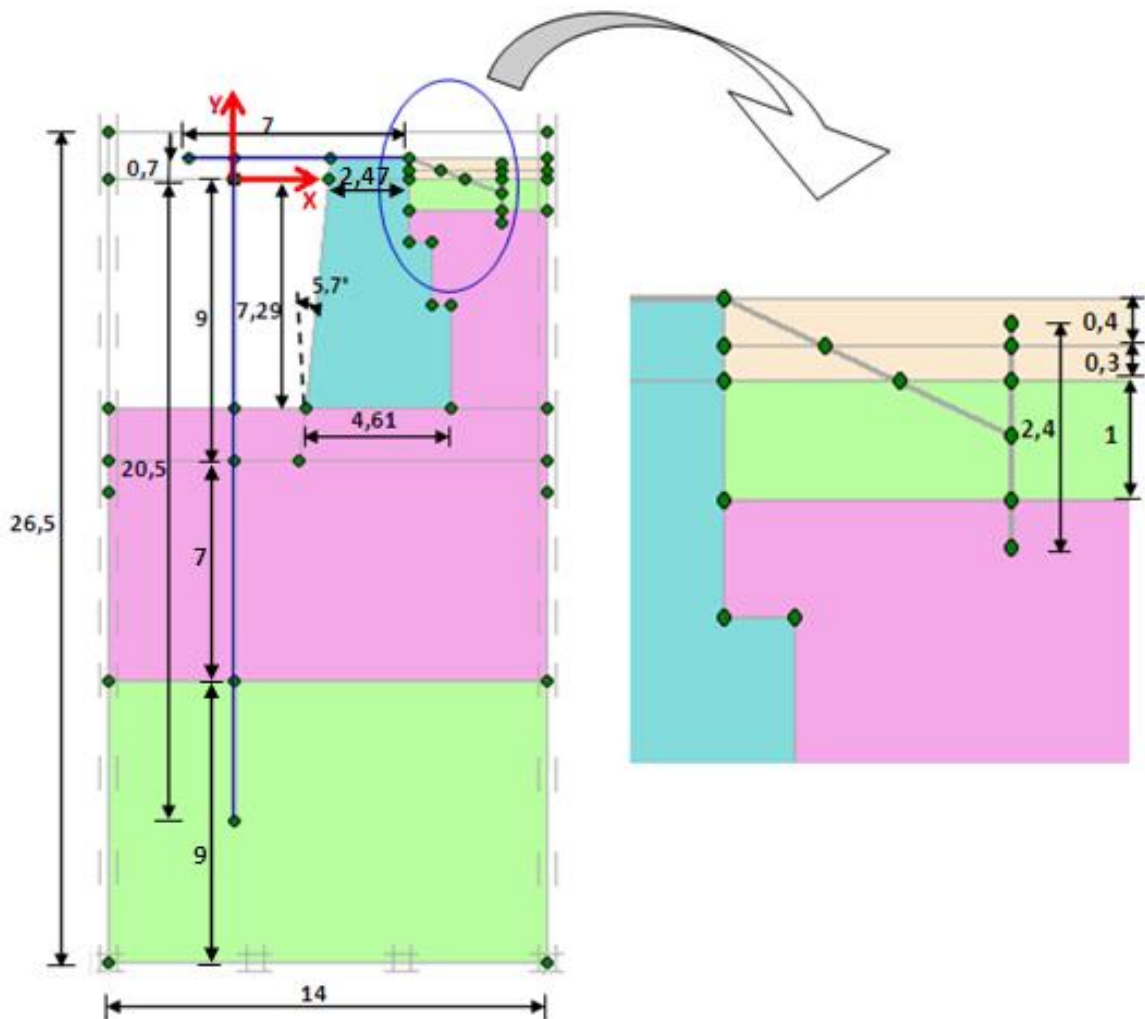


Figure V.1 : Coupe transversale du projet (dimensions en m).

3. Les caractéristiques des matériaux

3.1. Les propriétés des couches de sol et des interfaces

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

| Paramètre : | Désignations | Argile sableuse | Grave compacte | Remblai d'apport | Béton | Unités |
|-------------------------------------|------------------|-----------------|----------------|------------------|--------------------|-------------------|
| Modèle type. | Model | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Linéaire-élastique | / |
| Type de comportement. | Type | Non drainé | Non drainé | Non drainé | Non poreux | / |
| Poids volumique non saturé. | γ_{unsat} | 16 | 20 | 17 | 25 | KN/m ³ |
| Poids volumique saturé. | γ_{sat} | 19 | 22 | 20 | / | KN/m ³ |
| Perméabilité horizontale. | K_x | 1,27 E-07 | 1 E-04 | 3 E-04 | / | m/s |
| Perméabilité verticale. | K_y | 1,27 E-07 | 1 E-04 | 3 E-04 | / | m/s |
| Module d'Young. | E_{ref} | 1,4 E+04 | 1,9 E+05 | 1 E+04 | 2 E5 | KN/m ² |
| Coefficient de Poisson. | ν (nu) | 0,35 | 0,3 | 0,33 | 0,3 | / |
| Cohésion. | C_{ref} | 12 | 2,5 | 4 | / | KN/m ² |
| Angle de frottement. | φ (phi) | 26 | 37 | 33 | / | ° |
| Angle de dilatance. | ψ (psi) | 0 | 7 | 3 | / | ° |
| Facteur de rigidité de l'interface. | R_{inter} | 1 | 1 | 0,67 | 1 | / |

3.2. Les propriétés des éléments structuraux

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

Tableau V.2 : Propriétés des éléments structuraux.

| Paramètre : | Désignations | Pieu. | Plate-forme | Plaque d'ancrage. | Unités |
|-------------------------|---------------|-----------|-------------|-------------------|---------------------|
| Type de comportement. | Material type | Elastique | Elastique | Elastique | / |
| Rigidité normale. | EA | 4,880E+05 | 6,928E+06 | 5,745E+06 | KN/m |
| Rigidité de flexion. | EI | 7,660E+04 | 1,131E +06 | 7,660E+04 | KNm ² /m |
| Epaisseur équivalente | d | 1,372 | 1,40 | 0,4 | m |
| Poids. | W | 26,650 | 35 | 10 | KN/m/m |
| Coefficient de Poisson. | ν | 0,3 | 0,3 | 0,3 | / |

3.3. Les propriétés des tirants d'ancrage

On utilisera des éléments d'ancrage nœud à nœud pour modéliser la liaison entre deux points (la plate-forme et la plaque d'ancrage), dont les propriétés sont les suivantes :

Tableau V.3 : Propriétés des tirants d’ancrage (élément nœuds à nœuds).

| Paramètres : | Désignations | Tirant d’ancrage | Unités |
|-----------------------|----------------|------------------|--------|
| Type de comportement. | Material type | Elastique | / |
| Rigidité normale. | EA | 1,080 E+06 | KN |
| Espacement. | L _s | 16 | m |

3.4. 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 (-).

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}) ; dans notre cas, on a supposé que les interfaces sont rigides sauf pour le remblai (tableau V.1).

4. Chargements et conditions aux limites

4.1. Conditions aux limites

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

4.2. Les chargements

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

- Chargement uniformément réparti:

Qui représente les surcharges verticales (conteneurs, grues...).

- Chargement ponctuel :

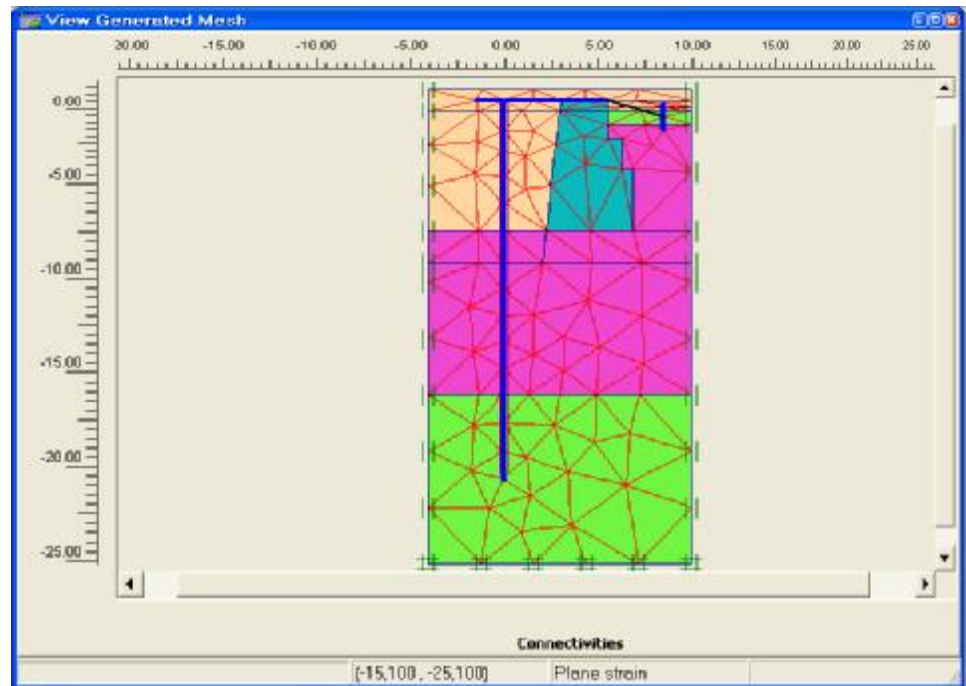
Pour simuler les efforts horizontaux : d’amarrage et d’accostage des navires. La valeur de l’effort de choc admise est de l’ordre de 25 KN par mètres de front d’accostage, répartie sur toute la longueur de l’ouvrage dans des conditions les plus défavorables.

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.2 :

Figure V.2 :
Le maillage du modèle.



Ce modèle de référence est modélisé par des éléments à 15 nœuds, le maillage compte : 208 éléments, 1851 nœuds, et 2496 points de contrainte.

6. Les conditions initiales

6.1. Conditions hydrauliques

6.1.1. Poids volumique de l'eau

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

6.1.2. Le niveau de la mer (côte 0.00m)

Pour représenter le plan d'eau (niveau de la mer), on crée un sol fictif et on positionne une nappe phréatique définie par les deux points :

- Le point '0' : L'extrémité gauche du modèle,
- le point '22' : Le point de contact entre le plan d'eau et le quai en bloc ; à une profondeur de -7,29m , comme représenté sur la figure V.3/a.

6.1.3. La nappe phréatique du coté amont

Sur le coté amont du quai, il existe une nappe phréatique à 0.30m du niveau de la mer. Pour la représentée on utilisera l'option 'Cluster phreatic level'. Elle est définie entre les deux points : '24' et '25' (Figure V.3/a).

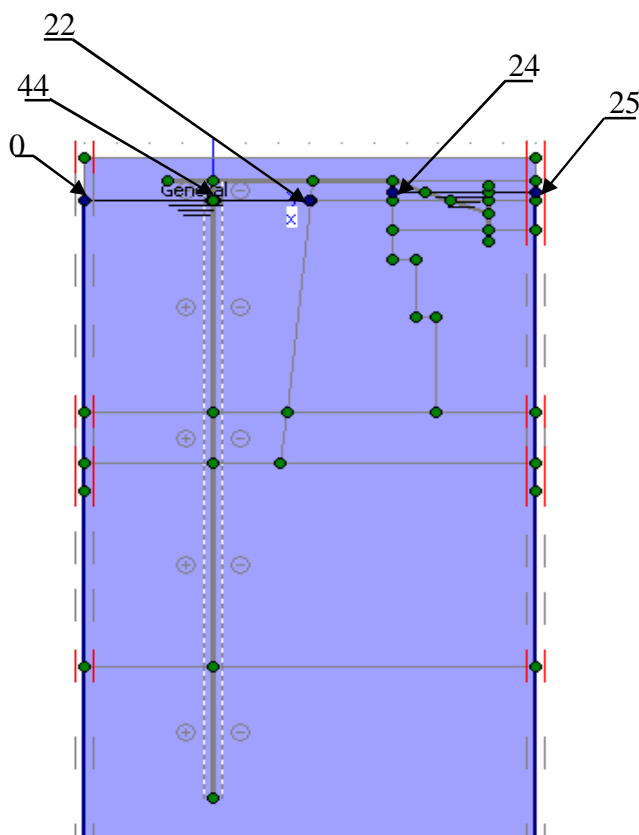
6.1.4. Couche de sol sèche

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.

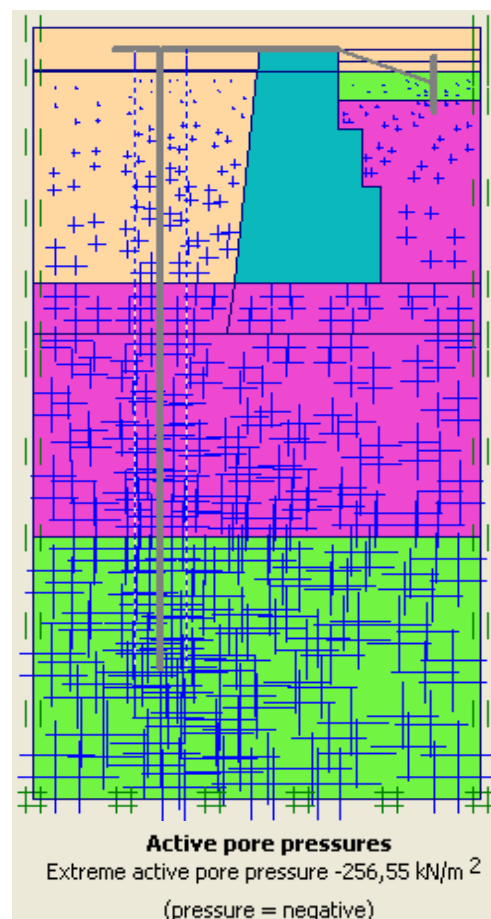
Remarquons que les éléments des structures massives en béton pour lesquelles le pressions interstitielles doivent toujours être nulles (les blocs gravitaires de béton, le masque) ont été spécifié comme étant non poreux (Non-porous) dans le jeu de données du sol «béton» (Tableau V.1).

6.1.5. Génération des pressions hydrauliques

On décide de générer les pressions hydrauliques à partir des nappes phréatiques. La valeur maximale des pressions interstitielles est $-256,55 \text{ kN/m}^2$ (Figure V.3/b).



a/ Détermination des nappes phréatiques.



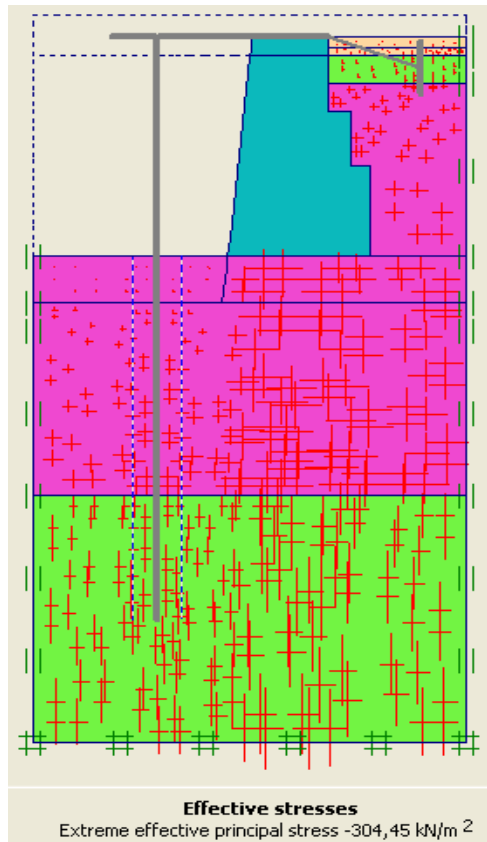
b/ Génération des pressions hydrauliques.

Figure V.3 : Les conditions hydrauliques initiales.

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.4 :

Figure V.4 : Génération des contraintes initiales.



7. Procédure de calculs

Le calcul du modèle de référence utilisé pour notre étude est un calcul plastic, qu'on définit en 09 phases, telles que les 4 premières décrivent la construction par étapes du projet, par contre les 05 autres phases retracent le comportement du pieu soumis à différents chargements.

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

Phases de réalisation par étapes du projet (Figure V.5)

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

Phase 1 : Mise en place du pieu.

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

Phase 2 : Dragage et excavation autour du pieu.

- On désactive les couches excavées.

Phase 3 : Bétonnage du masque :

- On change les propriétés des couches constituant le masque, en matériau 'Béton'.
- On active l'interface existante entre le pieu et le masque.
- On change le plan d'eau vers la position comprise entre les deux points : '0' et '44'; et on génère l'écoulement par cette nouvelle disposition.

Phase 4 : Bétonnage de la plate-forme et activation du tirant d'ancrage :

- On active la plate-forme, le tirant d'ancrage ainsi que la plaque d'ancrage.

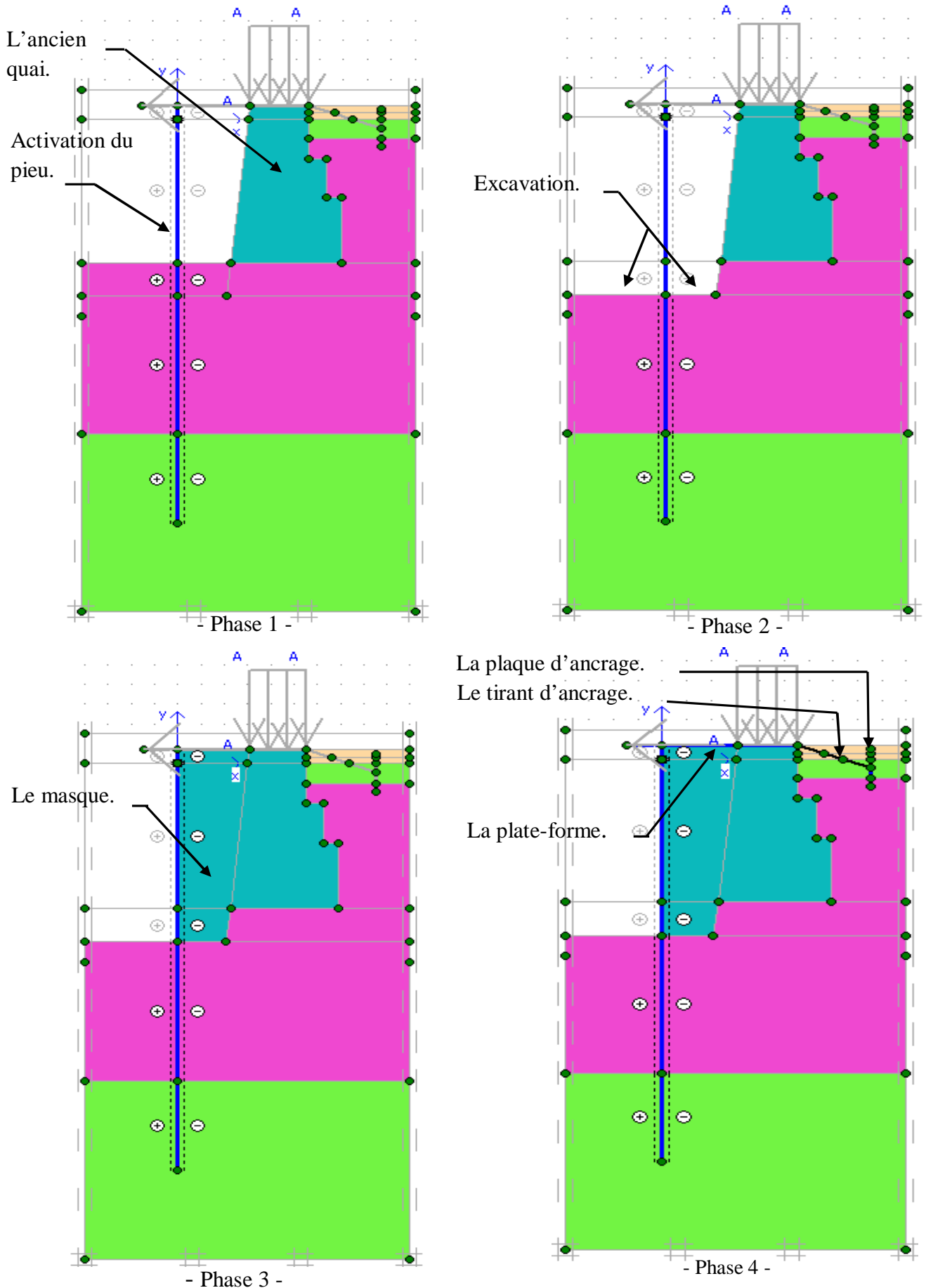


Figure V.5 : Les phases de construction par étapes du projet.

Le quai en service (Figure V.6)

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

Voici différentes possibilités de sollicitation auxquelles le quai est soumis :

Phase 5 : Surcharge uniformément répartie :

- On active la surcharge de 50 KN/m^2 , appliquée sur la plate-forme.

Phase 6 : Effort d'amarrage :

- On applique un effort horizontal de -25 KN/m au bout de la plate-forme.

Phase 7 : Effort d'accostage :

- La même démarche que la phase 6, mais avec un effort horizontal de $+25 \text{ KN/m}$.

Phase 8 : Surcharge uniformément répartie + un effort d'amarrage :

- On applique à la fois la surcharge de 50 KN/m^2 et l'effort horizontal de -25 KN/m .

Phase 9 : Surcharge uniformément répartie + un effort d'accostage :

- On active la surcharge de 50 KN/m^2 et l'effort horizontal de $+25 \text{ KN/m}$.

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

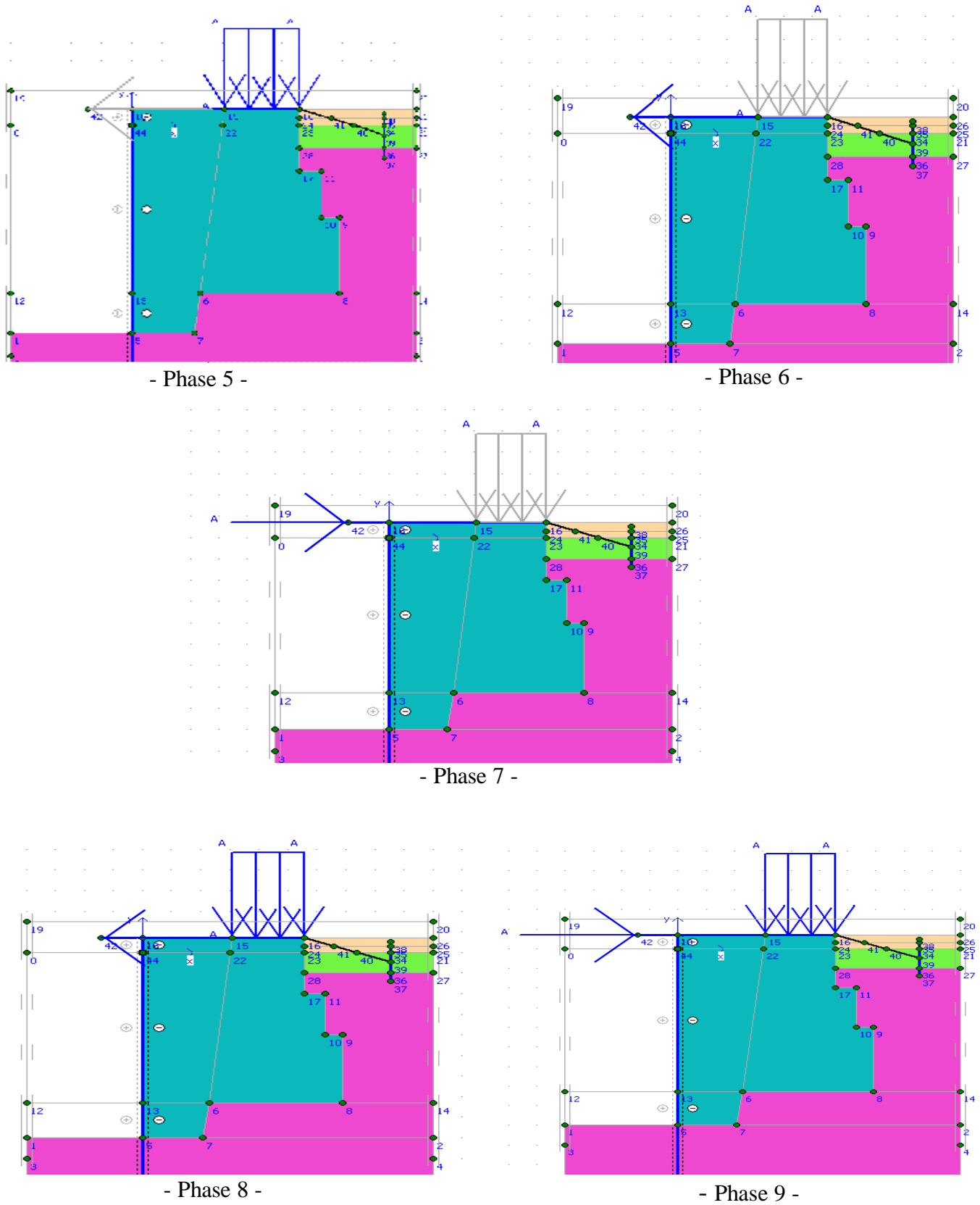


Figure V.6 : Les phases de chargement.

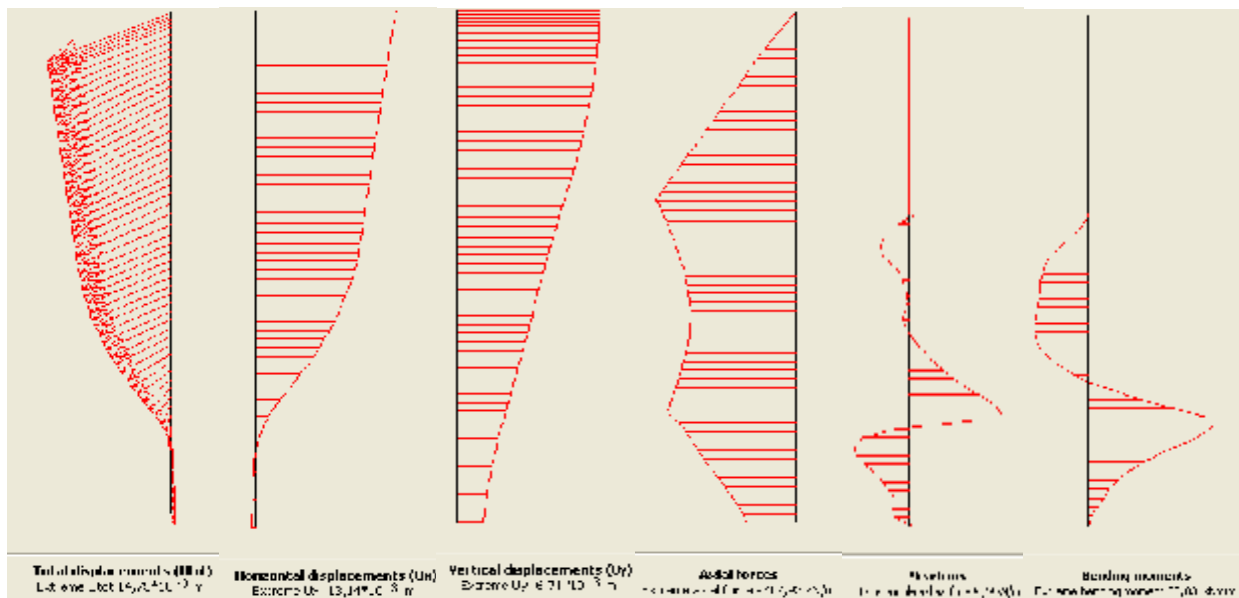
8. Les principaux résultats

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

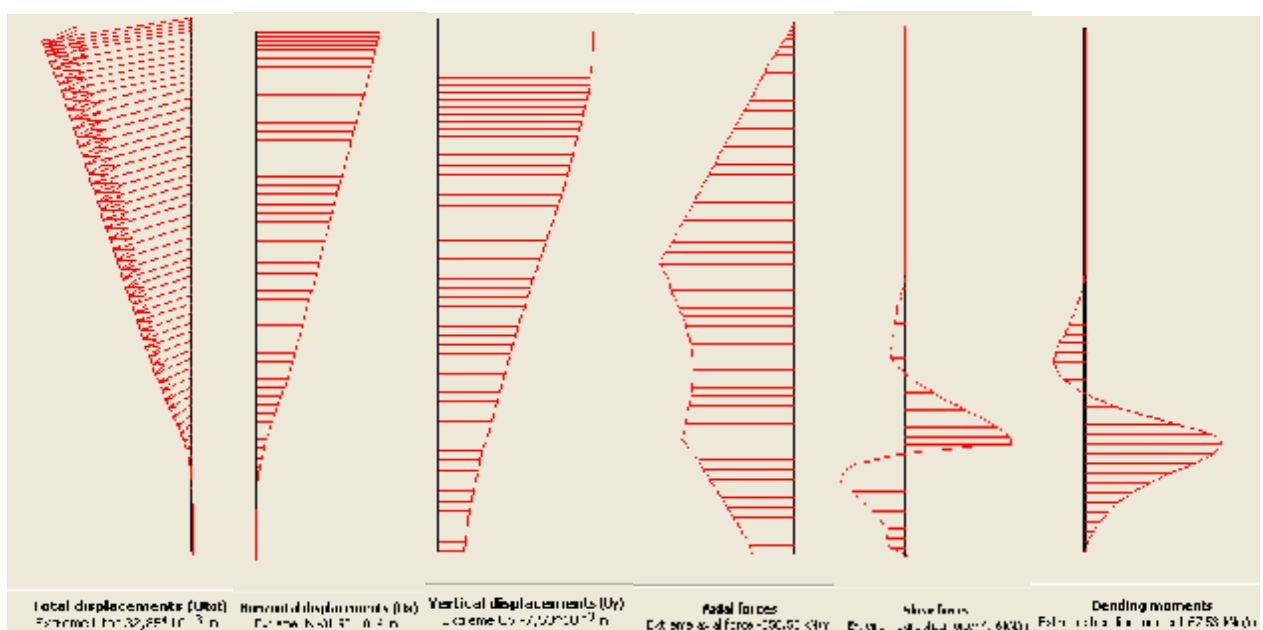
- Déformation de maillage.
- Déformation des éléments structuraux: Déplacement, effort(normal et de cisaillement) et moment.

8.1.On donne les résultats obtenus pour le pieu dans les 4 premières phases de construction par étapes

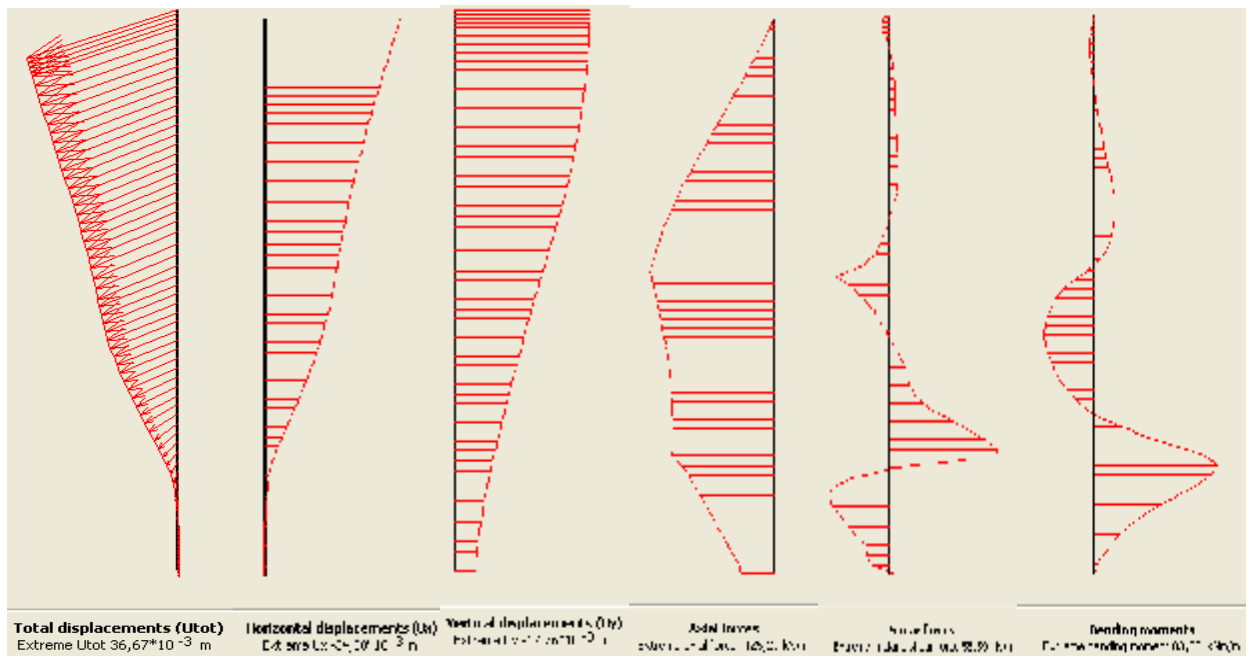
Phase 1 :



Phase 2:



Phase 3:



Phase 4:

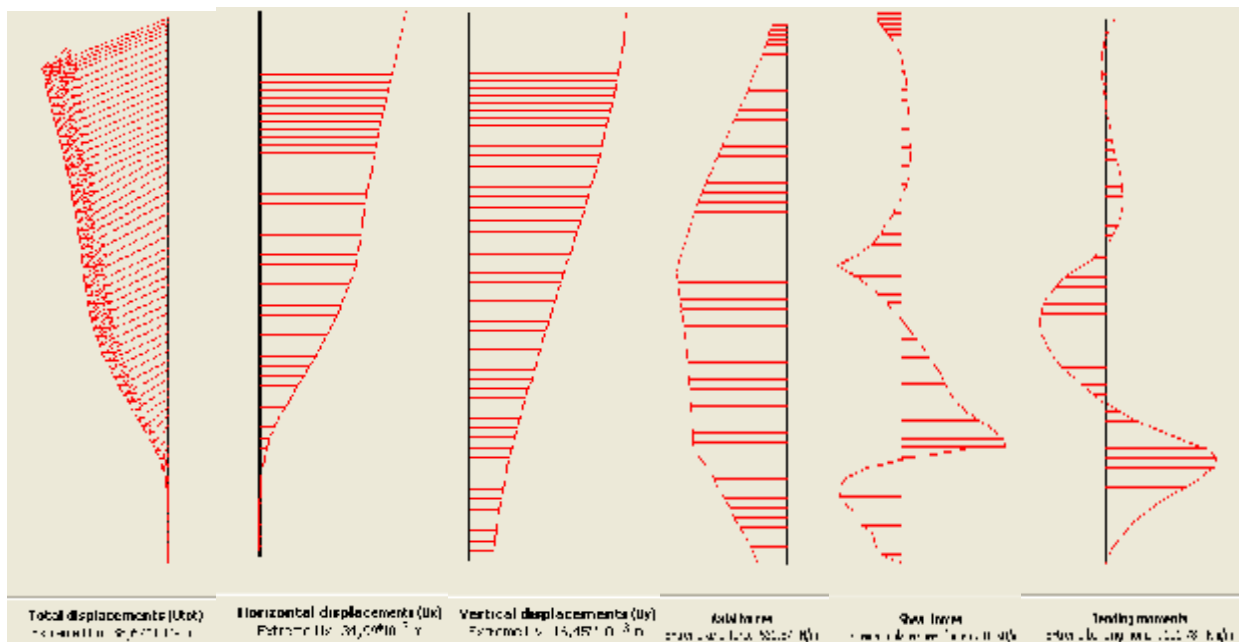


Figure V.7 : Diagrammes des déplacements et des efforts internes du pieu durant les 4 phases de réalisation.

Récapitulons les résultats obtenus ci-dessus sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Résumé des résultats obtenus pour le pieu et le maillage, pendant les 4 premières phases de réalisation.

| Elément | Calcul | Unité | Phase 1 | Phase 2 | Phase 3 | Phase 4 |
|----------|----------------------------|-------------|---------|---------|---------|---------|
| Maillage | Déplacement max | 10^{-3} m | 19,52 | 32,85 | 36,67 | 39,60 |
| Pieu | Déplacement total max | 10^{-3} m | 14,75 | 32,85 | 36,67 | 38,67 |
| | Déplacement horizontal max | 10^{-3} m | -13,14 | -31,98 | -34,38 | -34,99 |
| | Déplacement vertical max | 10^{-3} m | -6,71 | -7,53 | -12,76 | -16,45 |
| | Effort normal max | KN/m | -212,93 | -258,50 | -425,29 | -521,57 |
| | Effort de cisaillement max | KN/m | 40,14 | 49,46 | 58,59 | 67,08 |
| | Moment max | KN.m/m | 52,83 | 67,53 | 83,02 | 101,78 |

max : Désigne le maximum des résultats obtenus.

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 identique au déplacement maximal du pieu, 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.

Le pieu

Phase1 : - On remarque un fort déplacement de l'extrémité supérieure du pieu car ce dernier est libre en tête.

On observe aussi un très léger déplacement en pied, du fait de l'ancrage du pieu dans une couche de bonnes caractéristiques (un ancrage de 2,50m dans de la grave compacte).

- Apparition des efforts normaux sur toute la longueur du pieu, avec un effort nul en tête et maximum au même niveau que la base de l'ancien quai soit à une cote (0 ; -7,290).
- Mobilisation des efforts de cisaillement et du moment uniquement sur la partie du pieu ancrée dans le sol ; (l'effort de cisaillement est maximal à la cote (0 ; 16,000) , le moment est maximal à la cote (0 ; 16,375)).

⇒ dues aux poids propre du pieu, l'action de l'eau (poussée d'Archimède et l'effet hydrodynamiques des courants) ainsi qu'à la traversée du pieu à travers les différentes couches du sol.

Phase 2 : - On observe une augmentation du déplacement en tête du pieu,
 - l'effort normal maximal se trouve à la cote (0 ; -9,000),
 - accroissement de l'effort de cisaillement et du moment (valeur max),
 ⇒ dues aux fouilles réalisées tout au tour du pieu et à la pression des terres latérales.

Phase 3 : -Augmentation des déplacements et des efforts internes.

-On remarque aussi que l'effort de cisaillement et le moment apparaissent sur toute la longueur du pieu,
 ⇒ dus à la présence du masque qui exerce des poussées latérales sur le pieu.

Phase 4 : -Augmentation du déplacement max du pieu observé à son extrémité supérieure.

-On constate l'accroissement des efforts internes, et l'apparition d'un effort normal et d'un moment fléchissant en tête du pieu,
 ⇒ due aux efforts générés par le poids propre de la plate-forme malgré la présence du tirant d'ancrage.

8.2. On donne les résultats du pieu selon les différents cas de chargement

Tableau V.5 : Résumé des résultats obtenus pour le pieu durant le service.

| Elément | Calcul | Unité | Phase 5 | Phase 6 | Phase 7 | Phase 8 | Phase 9 |
|---------|----------------------------|-------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Pieu. | Déplacement total max | 10^{-3} m | 38,78 | 39,37 | 38,26 | 39,39 | 38,33 |
| | Déplacement horizontal max | 10^{-3} m | -34,46 | -35,63 | -34,61 | -35,03 | -34,03 |
| | Déplacement vertical max | 10^{-3} m | -17,78 | -16,74 | -16,31 | -18,01 | -17,63 |
| | Effort normal max | KN/m | -558,85 | -530,17 | -516,73 | -565,62 | -553,73 |
| | Effort de cisaillement max | KN/m | 73,93 | 66,56 | 67,58 | 73,64 | 74,30 |
| | Moment max | KN.m/ m | 115,77 | 100,88 | 102,76 | 114,60 | 116,84 |

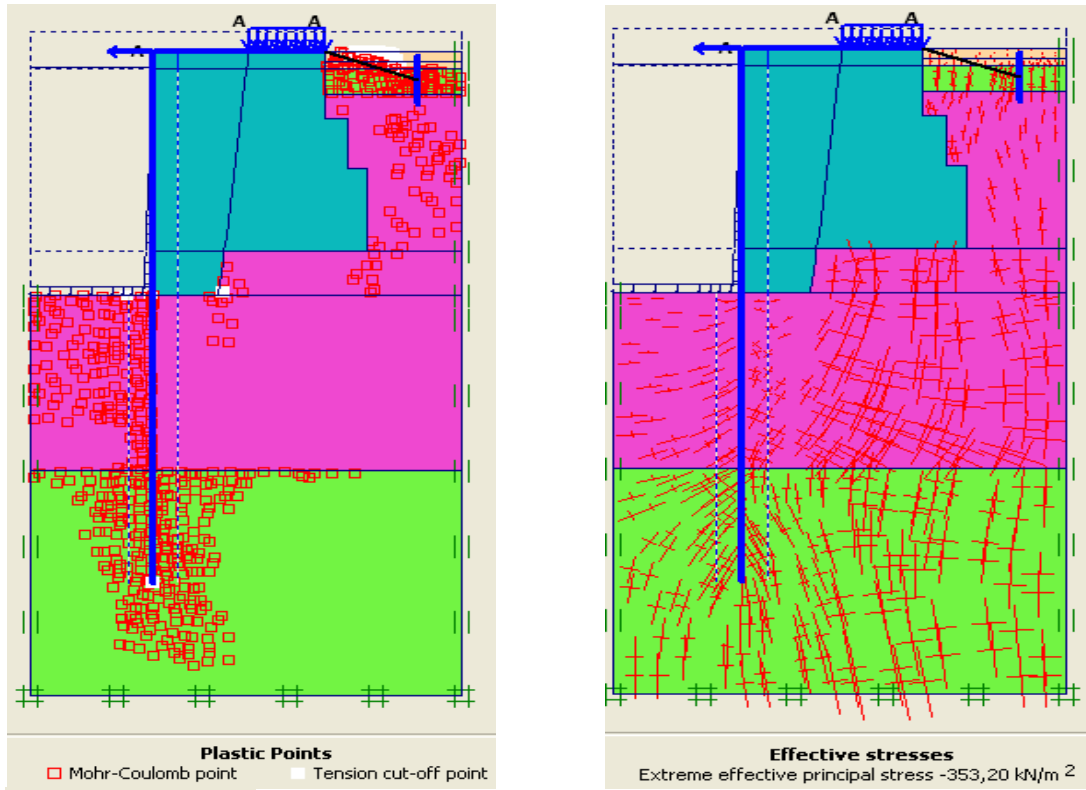
*/Résultats supplémentaires

Tableau V.6 : La force mobilisée par le tirant d'ancrage.

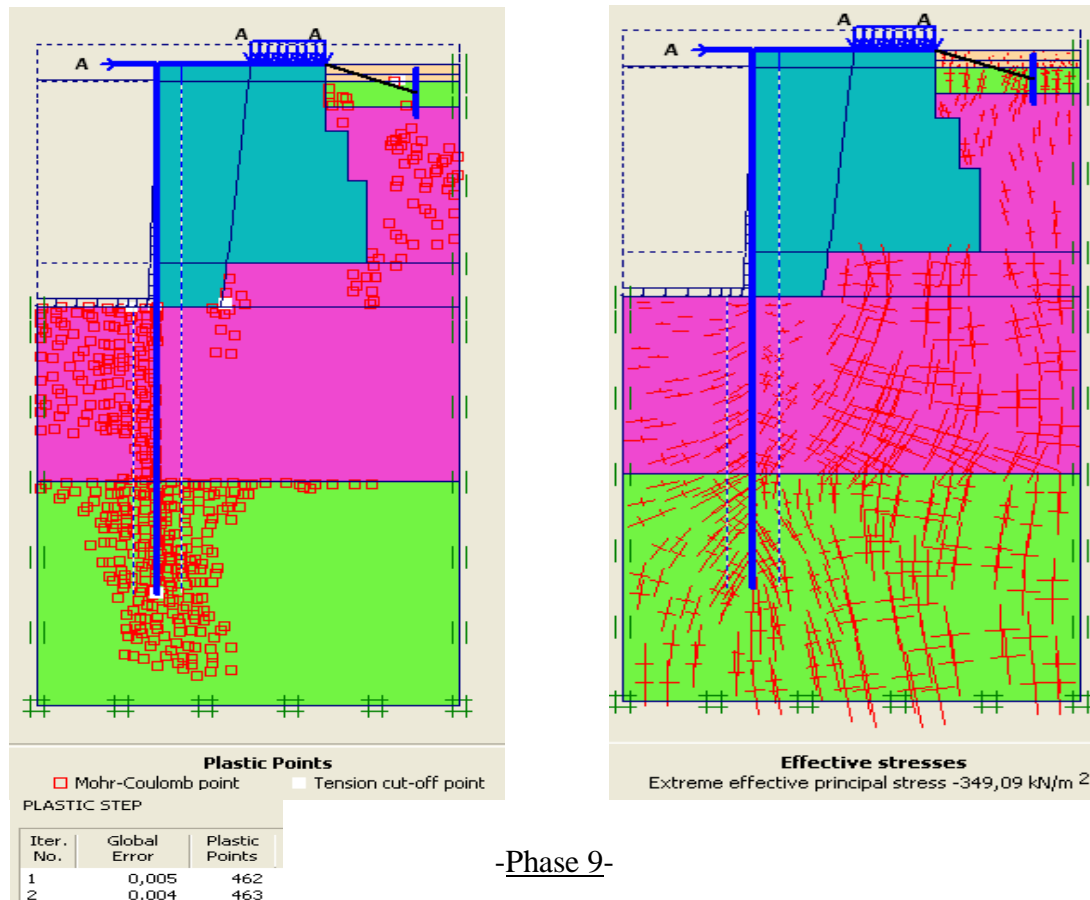
| Elément | Calcul | Unité | Phase 4 | Phase 5 | Phase 6 | Phase 7 | Phase 8 | Phase 9 |
|------------------|--------|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Tirant d'ancrage | Force | KN/m | 13,96 | 8,185 | 23,13 | 8,739 | 16,99 | 2,143 |

Tableau V.7 : Comparaison des états de chargement par rapport à la phase 4.

| Elément | Calcul | Unité | Phase 5 | Phase 6 | Phase 7 | Phase 8 | Phase 9 |
|------------------|-----------------------|-------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Pieu. | Déplacement total max | % | + 0,28 | + 1,81 | - 1,06 | + 1,86 | - 0,88 |
| Tirant d'ancrage | Force | % | - 41,36 | + 65 | - 37,40 | + 21,7 | - 84,64 |



-Phase 8-



-Phase 9-

Figure V.8 : Les contraintes effectives et les points plastiques du sol.

Comparaison et interprétation

-Le déplacement du pieu sous les différents cas de chargement proposés précédemment subit des petites variations inférieures à 2 % (soit inférieures à 1 mm) par rapport à la phase finale des travaux.

Malgré ça, on peut constater que :

-L'effort d'amarrage est le plus défavorable qui enregistre un grand déplacement du pieu, et la présence de la surcharge ne fait qu'accroître sa déformation ; et le tirant d'ancrage travaille beaucoup plus en présence de l'effort d'accostage, d'où le nombre élevé de points plastiques autour de la plaque d'ancrage.

⇒ L'amarrage des navires dus aux manœuvres d'amarrage, déplacement sous l'effet du vent, courant, passage des autres navires,...etc ; font réagir le pieu et le tirant d'ancrage qui présente un enjeu majeur pour absorber les efforts subit par la poutre de couronnement et les transmettre au sol, ainsi les contraintes effectives augmentent.

-Lors de l'accostage, on remarque une diminution du déplacement du pieu et de l'effort mobilisé par tirant d'ancrage ; ainsi qu'une augmentation des efforts internes (effort de cisaillement et le moment) par rapport à l'effort d'amarrage.

⇒ Le choc d'accostage exerce des tensions sur la poutre de couronnement qui les transmet au pieu, ce dernier se soulage par soulèvement. Le tirant d'ancrage travaille moins en compression.

CONCLUSION I

La déformation et les efforts internes subis par le pieu durant les phases de réalisation du remplètement sont acceptables, qui sont dues : A l'exécution du pieu dans un sol argileux-sableux, en plus des fouilles, du masque et de la plate-forme qui exercent des tensions et des poussées latérales.

La comparaison entre les 5 phases de chargement montre que ce modèle de référence constitue effectivement une approximation raisonnable du comportement réel du pieu.

II. ETUDE PARAMETRIQUE SUR LES PARAMETRES DE SOL

Après l'établissement du modèle de référence et la comparaison des résultats obtenus, on effectuera une étude paramétrique. Il existe deux types de paramètre :

- Les paramètres de calcul (modélisation : maillage et précision de calcul),
- les paramètres géotechniques (paramètres de sol, le modèle de comportement, et les interfaces).

Dans notre étude, on s'intéressera uniquement aux paramètres de sol (paramètres géotechniques), on utilisera la même coupe de projet, avec les mêmes données et on variera à chaque fois le paramètre à comparer dans des fourchettes raisonnables bien sûr.

Il sera question de montrer l'influence de la variation des paramètres de sol en comparaison avec l'état de référence qui est constitué des paramètres réels du projet, et ceci sur les deux résultats suivants :

- Le déplacement total du pieu,
- le moment fléchissant du pieu.

Ces deux types de résultats seront présentés dans la phase 8 qui est une des phases les plus défavorables sur le comportement du pieu dans notre modélisation.

II.1. Effet des paramètres du sol

Les paramètres du sol sont : La cohésion, l'angle de frottement interne (y compris l'angle de dilatance), le module de Young et le coefficient de poisson.

II.1.1 : La cohésion (C)

Dans le modèle de référence, la cohésion $C = 12 \text{ KN/m}^2$ pour l'argile sableuse, $C = 2,5 \text{ KN/m}^2$ pour la grave-compacte, $C = 4 \text{ KN/m}^2$ pour le remblai.

Pour l'étude paramétrique de la cohésion, on effectue les deux calculs suivants :

- ü $C + 5 \text{ KN/m}^2$ pour toutes les couches simultanément ;
- ü $C - 5 \text{ KN/m}^2$ pour toutes les couches simultanément.

Remarque :

PLAXIS peut manipuler des couches sans cohésion (sable sans cohésion $C = 0$), mais pour ne pas avoir de complication, il est conseillé d'entrer au moins une valeur faible (prendre $C \geq 0,2 \text{ KN/m}^2$) [10].

II.1.2 : L'angle de frottement φ

Dans le modèle de référence, l'angle de frottement interne φ pour l'argile sableuse égale à 26° , pour la grave-compacte $\varphi = 37^\circ$, et pour le remblai $\varphi = 33^\circ$.

Pour l'étude paramétrique de la cohésion, on effectue les deux calculs suivants :

- ü $\varphi + 5^\circ$ pour toutes les couches simultanément ;
- ü $\varphi - 5^\circ$ pour toutes les couches simultanément.

Remarque

Les angles de frottement élevés, obtenus parfois pour les sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques [10].

Le temps de calculs deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35° sont utilisés [10].

II.1.3 : Le module de Young (E)

Dans le modèle de référence, on a pris les modules suivants :

- E = 1,4 E+04 KN/m² pour l'argile sableuse ;
- E = 1,9 E+05 KN/m² pour la grave compacte ;
- E = 1 E+04 KN/m² pour le remblai ;
- et E = 2 E5 KN/m² pour le béton.

Pour l'étude paramétrique du module de Young, on effectue les deux calculs suivants :

- ü E +25%E pour toutes les couches simultanément ;
- ü E -25%E pour toutes les couches simultanément.

II.1.4 : Le coefficient de poisson (ν)

Dans le modèle de référence, le coefficient de poisson pour l'argile sableuse $\nu = 0,35$; pour la grave-compacte $\nu = 0,3$; pour le remblai $\nu = 0,33$; et pour le béton $\nu = 0,3$.

Pour l'étude paramétrique sur le coefficient de poisson, on effectue les deux calculs suivants :

- ü $\nu + 0,1$;
- ü $\nu - 0,1$ pour toutes les couches simultanément.

Remarque :

Dans le cas d'un comportement non drainé, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de poisson et de sélectionner 'Undrained' comme type de comportement. Dans ce cas, le coefficient de poisson effectif devra être inférieur à 0,35 [10].

⇒ Alors, pour le calcul de « $\nu + 0,1$ » on a pris $\nu = 0,35$ pour toutes les couches simultanément.

II.2. Les résultats obtenus et les comparaisons

Suite aux différents modèles générés par cette étude paramétrique, on a extrait les résultats suivants :

Tableau V.8 : Résumé des résultats obtenus.

| Les paramètres de sol | Le calcul | Augmentation du paramètre de sol | | Diminution du paramètre de sol | |
|-------------------------------------|-----------------------|----------------------------------|--------|--------------------------------|--------|
| | | | | | |
| La cohésion (C) | Déplacement total max | C+5 KN/m ² | 32,19 | C-5 KN/m ² | 48,60 |
| | Le moment max | | 104,42 | | 133,29 |
| L'angle de frottement (φ) | Déplacement total max | $\varphi + 5^\circ$ | 36,46 | $\varphi - 5^\circ$ | 43,78 |
| | Le moment max | | 110,03 | | 126,49 |
| Le module de Young (E) | Déplacement total max | E+25%E | 32,86 | E -25%E | 49,77 |
| | Le moment max | | 101,39 | | 132,85 |
| Le coefficient de poisson (ν) | Déplacement total max | $\nu + 0,1$ | 38,96 | $\nu - 0,1$ | 37,86 |
| | Le moment max | | 118,27 | | 103,56 |

Max : Désigne le résultat maximal obtenu.

Les déplacements totaux max sont en 10^{-3} m et les moments max sont en KN.m/m.

Pour plus de clarté voici les résultats obtenus sous forme de courbe et leurs comparaisons par rapport à l'état de référence (voir aussi l'annexe V) :

II.2.1 : La cohésion (C)

Figure V.9

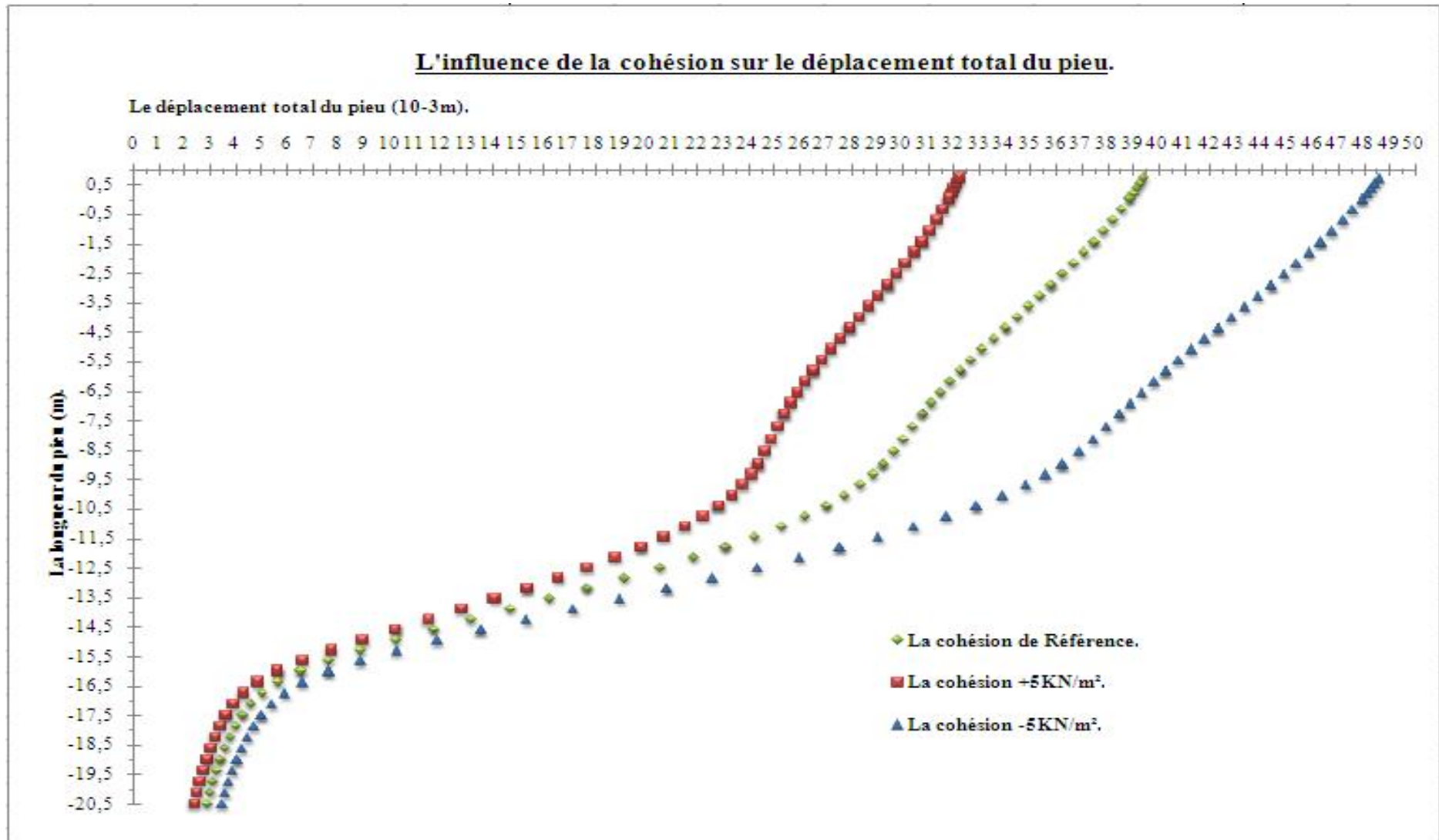
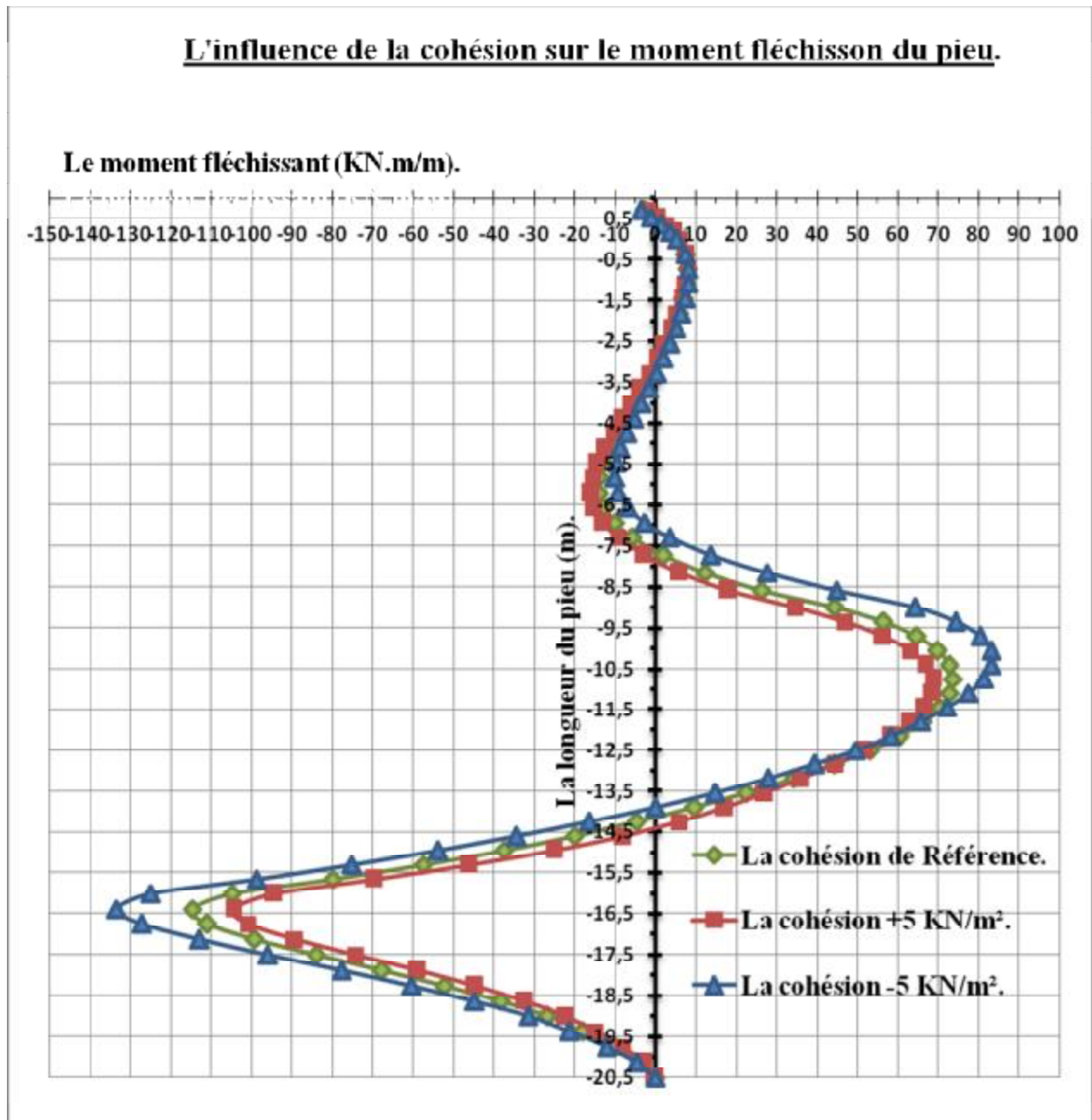


Figure V.10



Comparaison

L'augmentation de la cohésion de +5 KN/m² dans toutes les couches du modèle simultanément, conduit :

- à une diminution du déplacement total max du pieu de -18,28% ;
- à une diminution du moment max du pieu de -8,88%.

La diminution de la cohésion de -5KN/m² apporte :

- une augmentation du déplacement total max du pieu de +23,38 ;
- et une augmentation du moment max du pieu de +16,30%.

II.2.2 : L'angle de frottement φ

Figure V.11

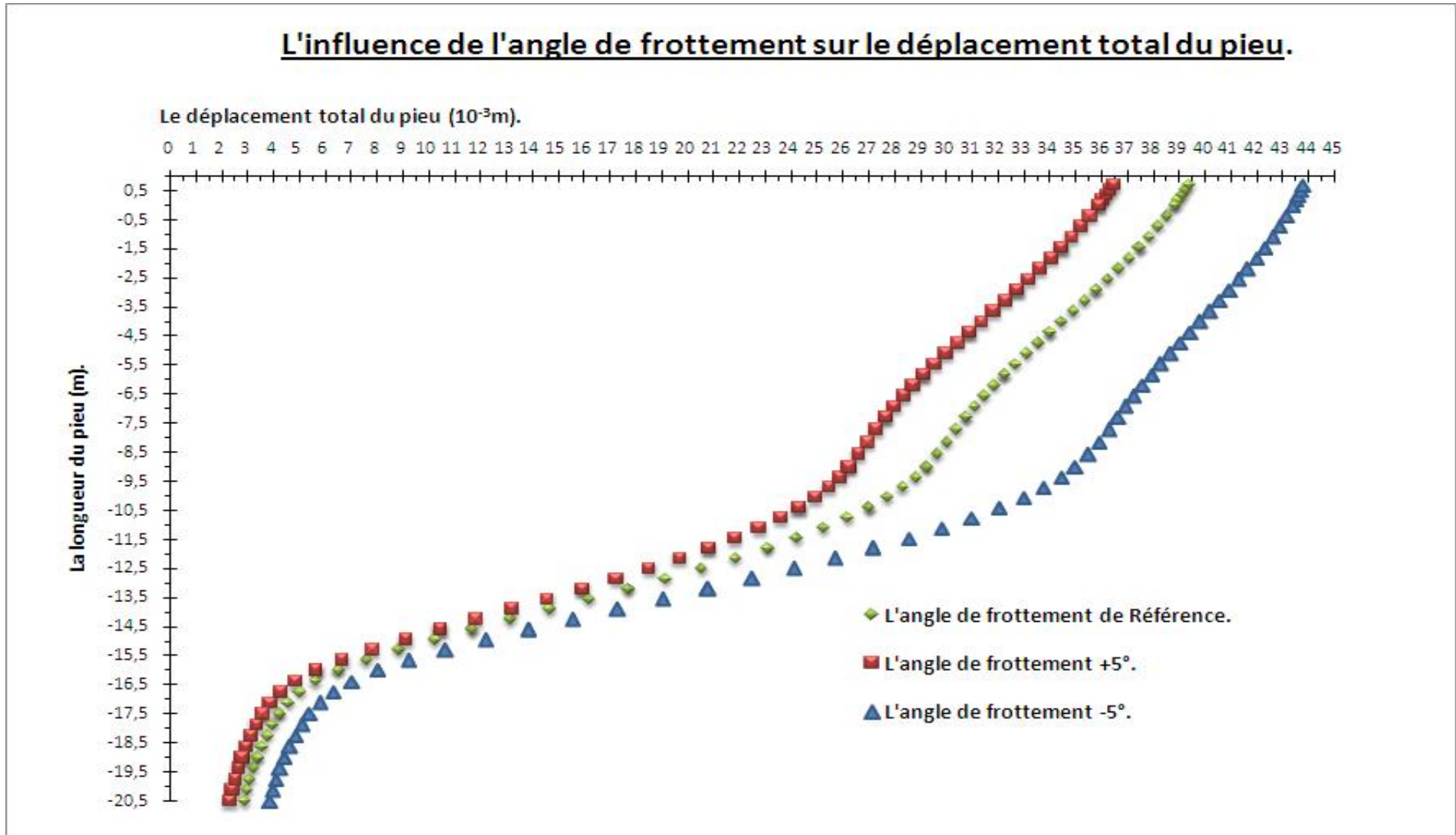
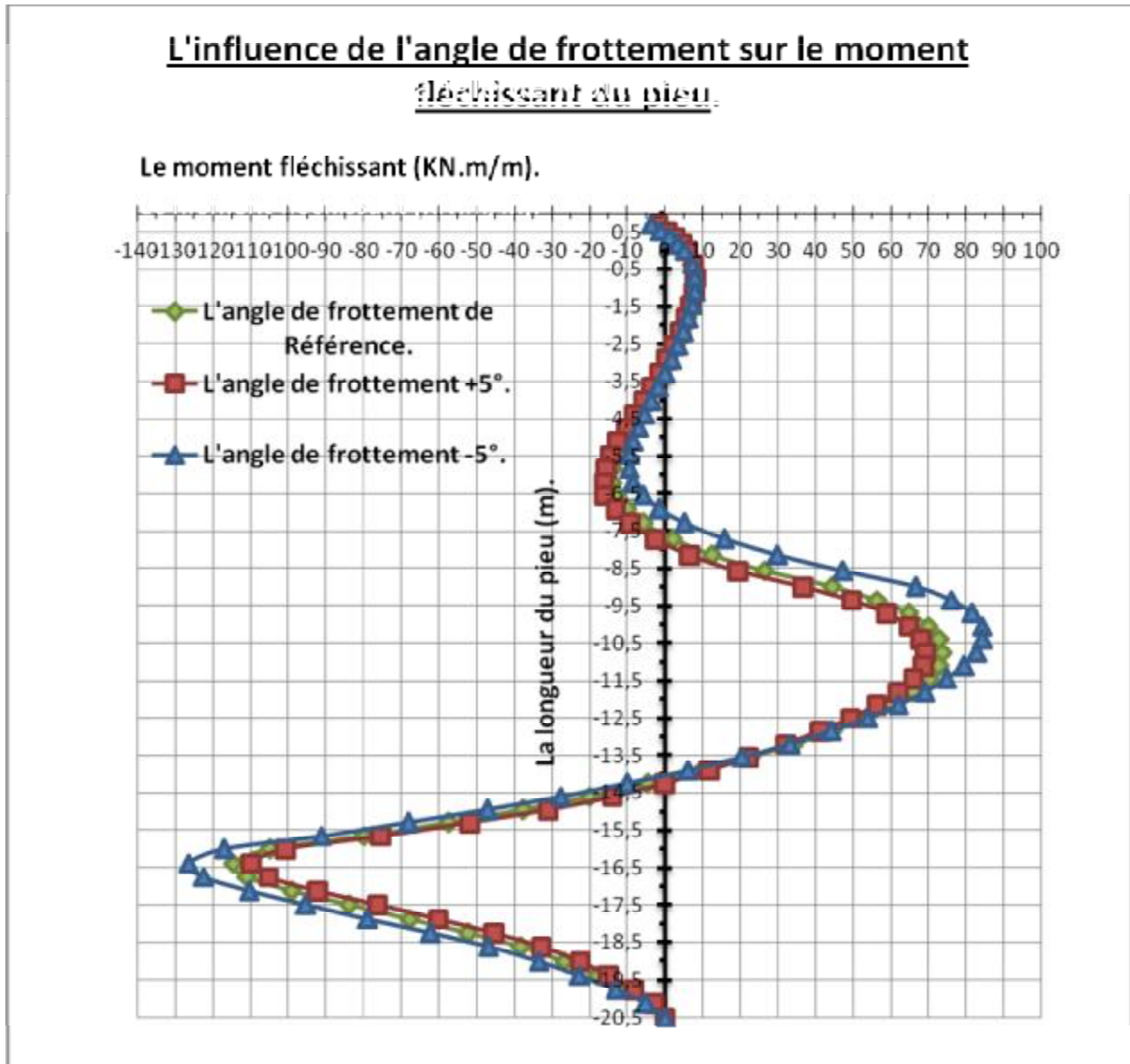


Figure V.12



Comparaison

L'augmentation de l'angle de frottement de +5° engendre :

- une diminution du déplacement total max du pieu de -7,44% ;
- une diminution du moment max du pieu de -3,99%.

La diminution de la cohésion de -5° apporte :

- une augmentation du déplacement total max du pieu de +11,14% ;
- et une augmentation du moment max du pieu de +10,37%.

II.1.3 : Le module de Young (E)

Figure V.13

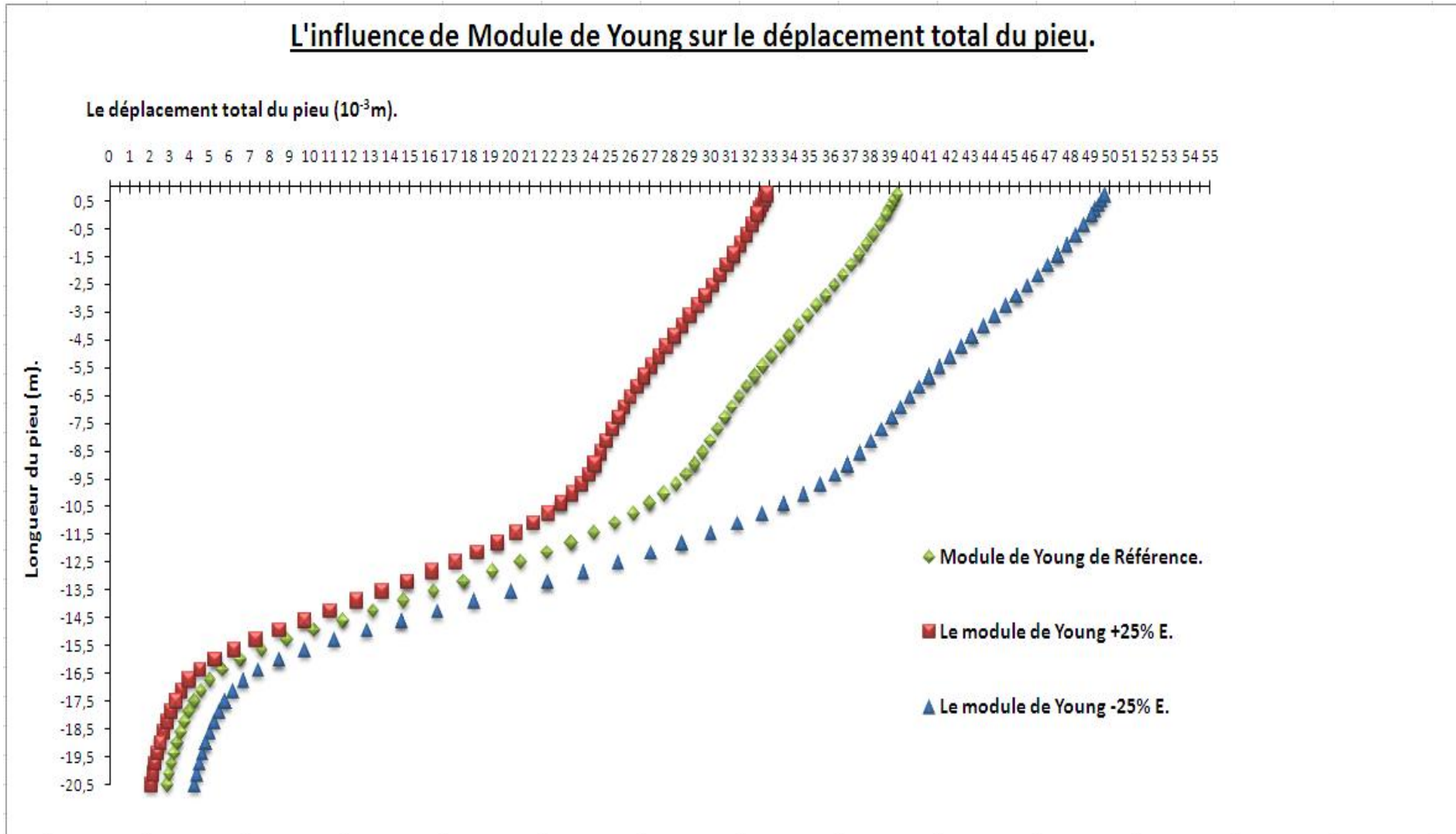
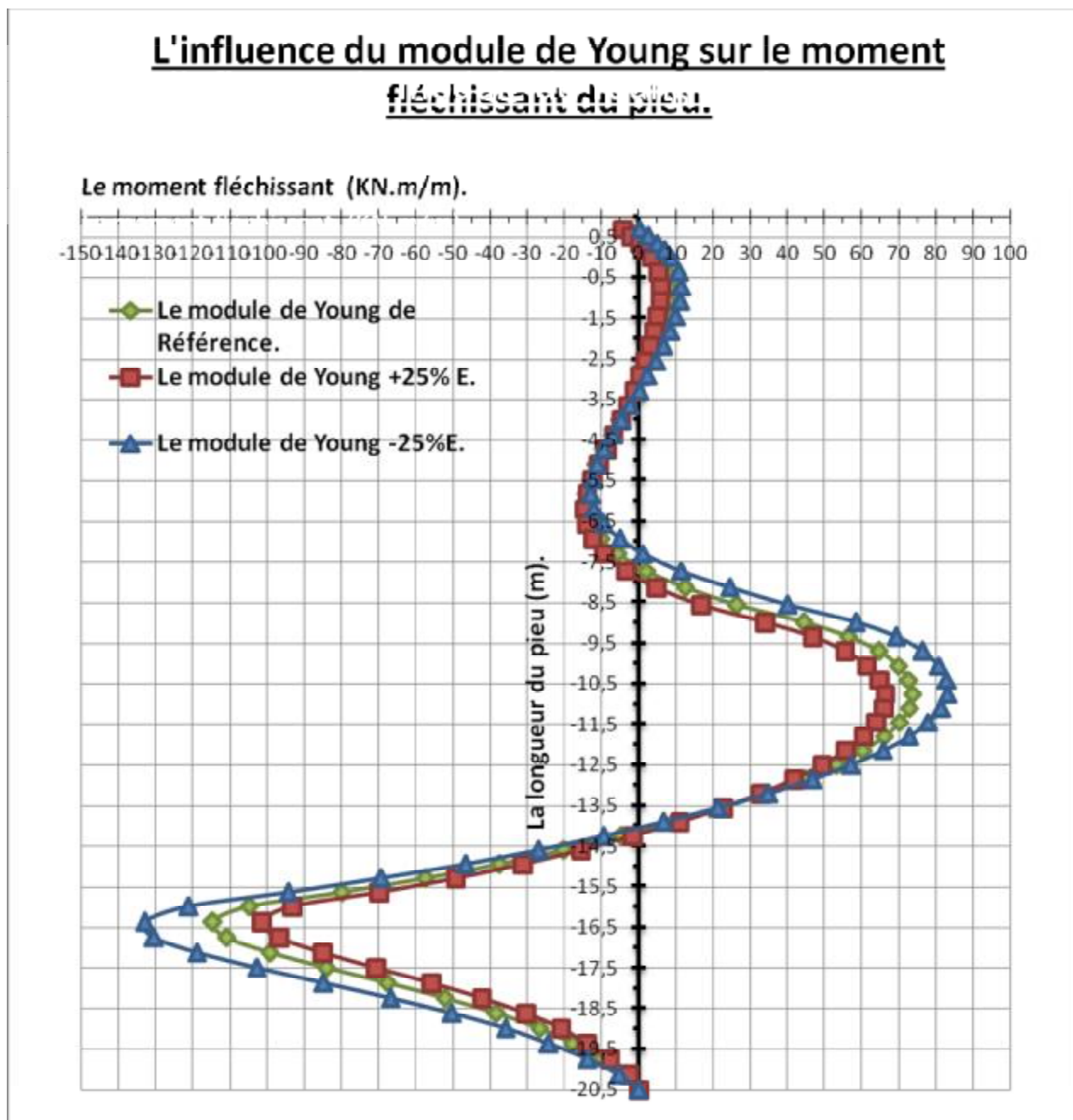


Figure V.14



Comparaison

L'augmentation du module de Young de +25% dans le modèle de référence, génère :

- une diminution du déplacement total max du pieu de -16,58% ;
- une diminution du moment max du pieu de -11,53%.

La diminution du module de Young de -25% engendre :

- une augmentation du déplacement total max du pieu de +26,35% ;
- et une augmentation du moment max du pieu de +15,92%.

II.2.4 : Le coefficient de poisson (ν)

Figure V.15

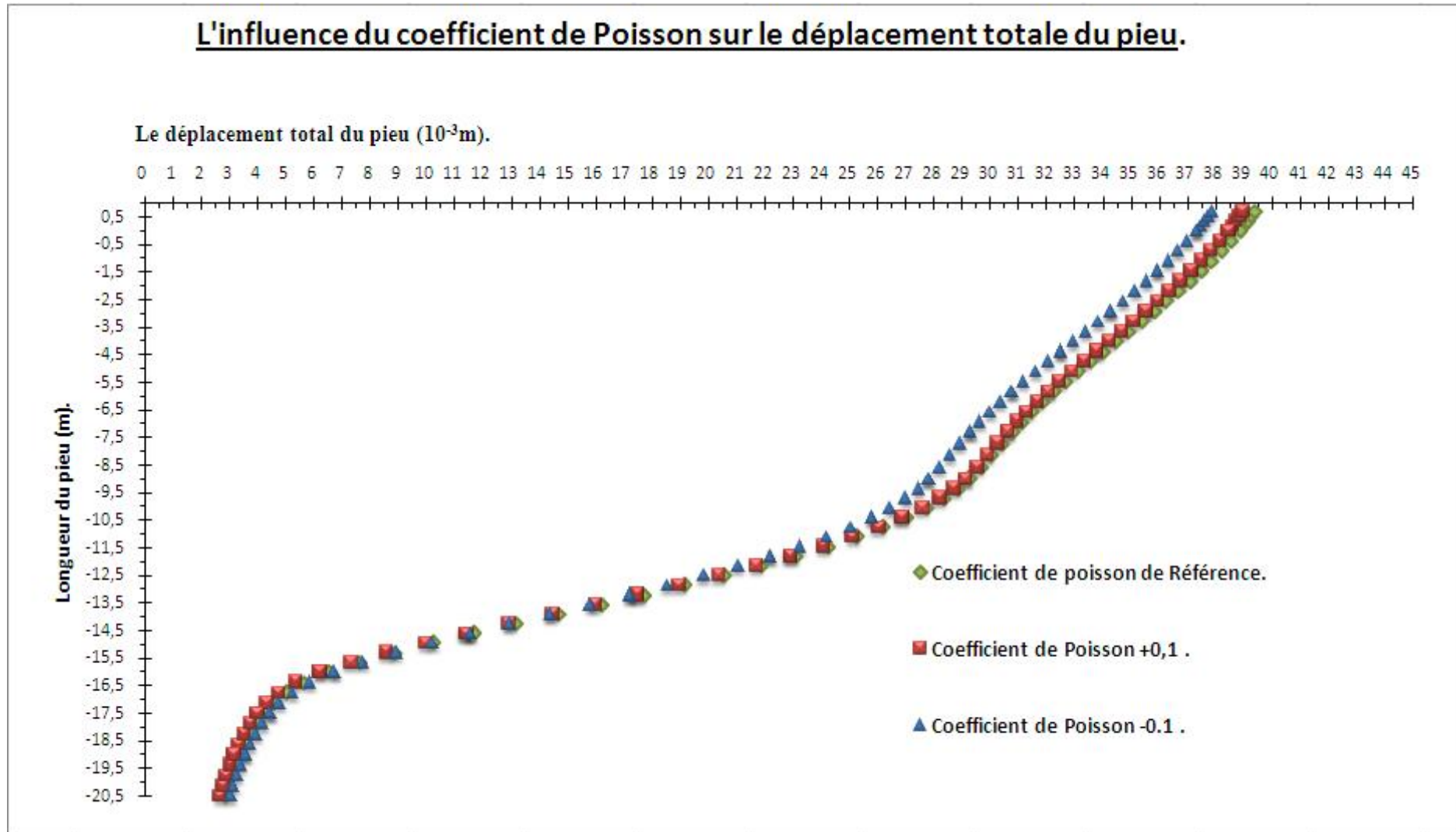
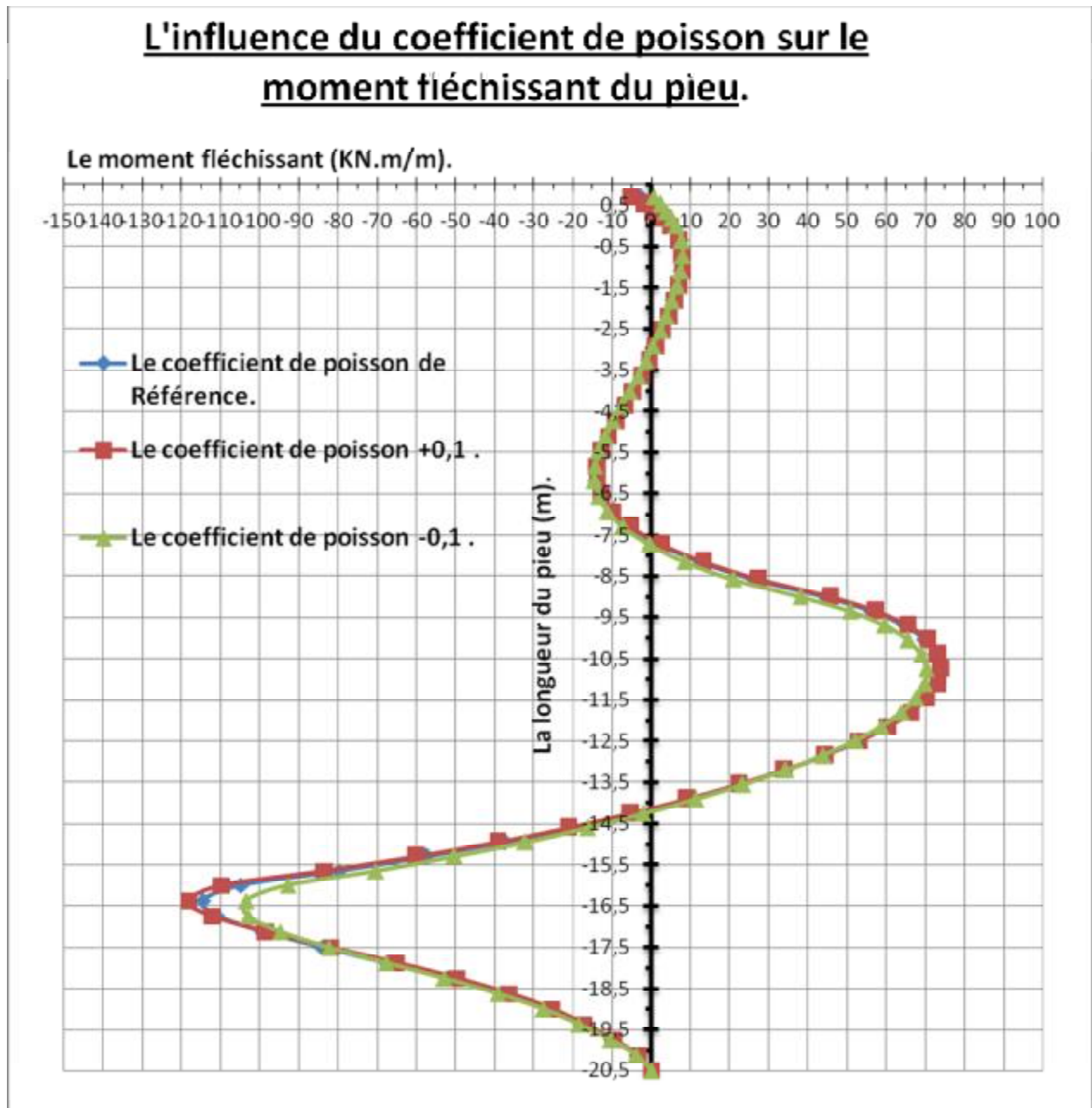


Figure V.16



Comparaison

L'augmentation du coefficient de poisson jusqu'au seuil 0,35 conduit :

- à une diminution très sensible du déplacement total max du pieu de -1,09% ;
- à une augmentation du moment max du pieu de +3,20%.

La diminution du coefficient de poisson de -0,1 procrée :

- une diminution du déplacement total max du pieu de -3,88% ;
- et une diminution du moment max du pieu de -9,63%.

CONCLUSION II

L'étude paramétrique effectuée ci-en haut met en évidence l'influence des paramètres de sol sur le pieu en phase 8.

Les principaux résultats tirés de cette étude sont les suivants :

Ø Pour les paramètres de sol C, E et ν :

-Leurs augmentations conduisent à la diminution des déplacements totaux max du pieu de l'ordre de 7,44 à 18,28%, et à une réduction du moment fléchissant max du pieu entre 3,99 à 11,53 %.

-Leurs diminutions provoquent l'augmentation des déplacements totaux max du pieu entre 11,14 à 26,35%, et un accroissement du moment fléchissant max du pieu de l'ordre 10,37 à 16,30%.

Ø Pour le coefficient de poisson, son augmentation provoque la diminution du déplacement total max du pieu (-1,09%) et augmente son moment (+3,20%) , et par contre sa diminution induit des réductions du déplacement total max (-3,88%) et du moment fléchissant (-9,63%).

L'influence des paramètres de sol est d'autant plus importante lorsque ses valeurs sont plus faibles.

Conclusion générale

Ce modeste travail a pour finalité de caractériser numériquement par éléments finis le comportement d'un pieu dans le milieu portuaire (dans notre cas, il s'agit d'un rempiètement de quai) durant les phases de son exécution et lors de sollicitation de service ; et à suivre l'influence des paramètres de sol sur son comportement.

Les généralités définies dans les deux premiers chapitres énoncent le développement des pieux et leurs modes d'exécution ainsi leur compatibilité avec les ouvrages portuaires, notamment lorsque le bon sol se trouve en profondeur, supérieure à 10m en plus du développements incontestable du trafic maritime, de la capacité des navires et des conteneurs.

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. L'étude de l'interaction sol-pieu dans le chapitre III, nous a permis de fixer les connaissances suivantes :

- La charge limite du sol est équilibrée par la charge limite de pointe Q_p et par la charge limite de frottement latéral Q_f mobilisée sur le fût du pieu.
- Le pieu se déplace plus vers la tête que vers la pointe et le frottement latéral se mobilise beaucoup plus vite que la résistance de pointe : Le pieu mobilisera d'abord sous les premières charges Q le frottement latéral, quand ce dernier sera complètement mobilisé, les charges supplémentaires seront transmises à la pointe. Enfin quand la résistance de pointe sera complètement mobilisée, on atteindra la rupture totale du sol.
- Les méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais de reconnaissance en place (principalement pressiomètre et pénétromètre) et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur sont des méthodes jugées opérationnelles et plus fiables pour la détermination de la capacité portante du pieu.
- 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).
- Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il dépend de la compressibilité du sol, des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein, et de l'interface entre le sol et le pieu. Il pourra être évalué conformément à la méthode de Combarieu.
- Les plus grands progrès réalisés dans le domaine du tassement des pieux sont essentiellement dus aux travaux de H. Cambefort.
- A l'heure actuelle, on dispose de quelques méthodes pratiques qui permettent d'approcher un ordre de grandeur vraisemblable du tassement d'un pieu à partir des essais pressiométriques. Pour procéder à l'évaluation du tassement de groupe, la manière la plus simple est d'assimiler ce dernier à une pile fictive circonscrite et à calculer le tassement de cette pile.

-D'après la relation entre charge et enfoncement, on observe que lorsque la pointe du pieu commence à réagir avant que la déformation limite (y_1) ne soit atteinte en tête : On est devant à un pieu court ; et quand la déformation en tête atteint la valeur y_1 , bien avant que la pointe ne soit sollicitée : On a affaire un pieu long.

Dans la partie modélisation numérique, le modèle définie dans le programme PLAXIS est acceptable du point de vue des résultats obtenus. On a remarqué que l'effort d'amarrage été l'effort horizontal le plus défavorable dans le déplacement du pieu et on enregistré un moment fléchissant important et mobilisation d'un grand effort de traction dans le tirant d'ancrage.

En présence de l'effort d'amarrage et de la surcharge uniformément répartie (phase 8) les résultats obtenu s'accroissent d'avantage surtout dans les déplacements : + 1,86 par rapport à l'état de référence (phase 4)). Pour cela, on choisi cette phase 8 pour analyser l'influence des paramètres de sol sur le comportement du pieu.

Cet analyse effectuée indique que :

- Ø L'influence des paramètres de sol est d'autant plus importante lorsque ses valeurs sont plus faibles.
- Ø l'augmentation C , E et ϕ conduisent à la diminution du déplacement total max et du moment fléchissant max du pieu, et la diminution de ces paramètres introduisent l'effet inverse.
- Ø Pour le coefficient de poisson, sa diminution induit des réductions du déplacement total max et du moment fléchissant ; par contre son augmentation provoque la diminution du déplacement total max du pieu et augmente son moment.

Cet étude n'est qu'un petit pas dans le vaste domaine de la géotechnique en générale, et dans les ouvrages portuaires en particulier ; elle pourrait être plus intéressante en variant les paramètres de modélisation et d'autres paramètres géotechniques, et puis comparer les résultats obtenus à d'autres logiciels travaillants en éléments finis et à d'autres en différences finis.

Un apport plus significatif de ce travail sera de l'introduire dans un calcul dynamique avec la mise en œuvre d'un modèle en trois dimensions.

Références bibliographiques

- [01] **DTU 13-2**, « Fondations profondes pour le bâtiment, Partie 1 : cahier des clauses techniques », France, l'AFNOR, P 11-212, Septembre 1992.
- [02] **R.FRANK**, « Calcul des fondations superficielles et profondes », Technique de l'ingénieur, Paris, 2003.
- [03] **P. BOUSQUET**, « Pieux et palplanches », Doc. C140 , (Document en PDF).
- [04] **B. MELBOUCI**, « Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement », Editions El-Amel.
- [05] **MINISTERE DE L'ÉQUIPEMENT, DES TRANSPORTS ET DU TOURISME**, « Règles techniques de conception et de calcul de fondations des ouvrages de génie civil », Cahier des clauses techniques générales, Fascicule 62-TitreV, 1993.
- [06] **J. CHAPON**, « Travaux maritimes, Tome I : Le milieu marin, le navire, la navigation, les côtes, les ouvrages extérieurs des ports maritimes », EYROLLES, Paris, 1978.
- [07] **J. CHAPON**, « Travaux maritimes, Tome II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes, dégagement des accès et plans d'eau des ports », EYROLLES, Paris, 1978.
- [08] **J. Costet , G.Sanglerat** , « Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2, Calcul des ouvrages », Imprimerie Gauthier-Villars, Paris, 1983.
- [09] **M. Cassan**, « Les essais in situ en mécanique des sols, Tome 2: Applications et méthodes de calcul », Editions EYROLLES, Paris, 1978.
- [10] **P.MPAN , D. LEVACHER**, « Analyse numérique du comportement d'un pieu isolé tridimensionnel chargé latéralement en milieu pulvérulent », Huitièmes journées nationales de Génie civil-Génie côtier, Compiègne, 7-9 Septembre 2004.
- [11] **V.De GENNARO, R.FRANK**, « Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis », Ecole Nationale des Ponts et chaussées-LCPC, Institut Navier, PP.107-133,2005.
- [12] **H. Yanez-Godoy, F. Schoefs, A. Nouy, M. Rguig, D. Voisin, P. Casari**, « Actions de tempêtes sur des ouvrages portuaires en service : Intérêt de l'instrumentation pour le calcul en fiabilité des structures », quatrième conférence nationale sur 'Fiabilité des matériaux et des structures', Clermont-Ferrand, 25 et 26 octobre 2005.
- [13] **L.Verdure, P.Casari, F.SCHOEFS**, « Analyse d'efforts dans les tirants d'ancrage passifs d'un quai sur pieux », Huitièmes journées nationales de Génie civil-Génie côtier, Compiègne, 7-9 Septembre 2004.
- [14] **R.B. BRINKGEREVE**, « PLAXIS Version 8, Manuel de référence », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

Références bibliographiques

- [15] **R.B. BRINKGEREVE**, «PLAXIS Version 8, Material model manual », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [16] **R.B. BRINKGEREVE et al**, «PLAXIS Version 8, Scientific model manual », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [17] **R.B. BRINKGEREVE**, «PLAXIS Version 8, Validation manual», DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

Annexes

Annexe I

Annexe I
Mode opératoires de réalisation de quelques pieux

Il existe une multitude de mode d'exécution des pieux, qui sont propres à chaque type de pieu, voici quelques modes présentés dans cet annexe I.

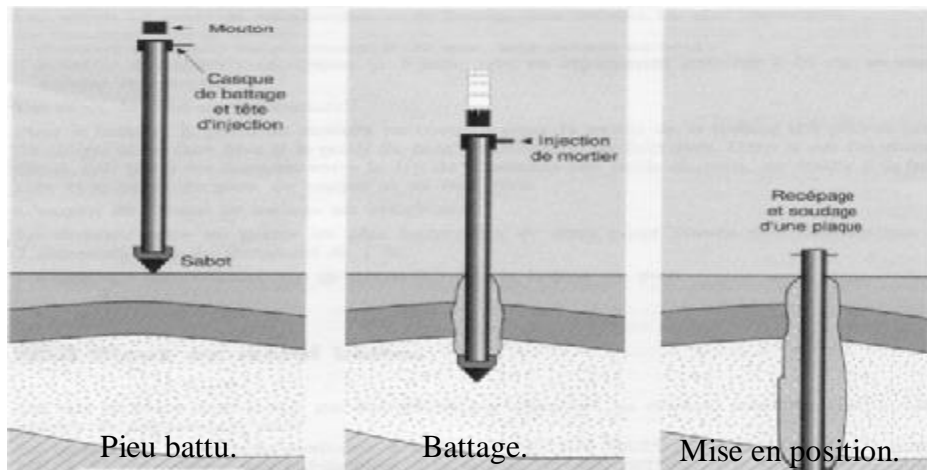
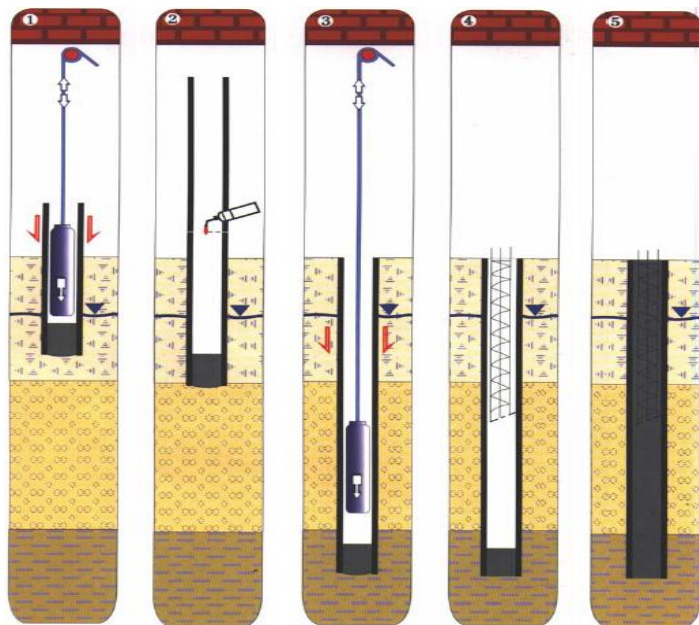


Figure AI.1 : Mise en œuvre d'un pieu battu enrobé.

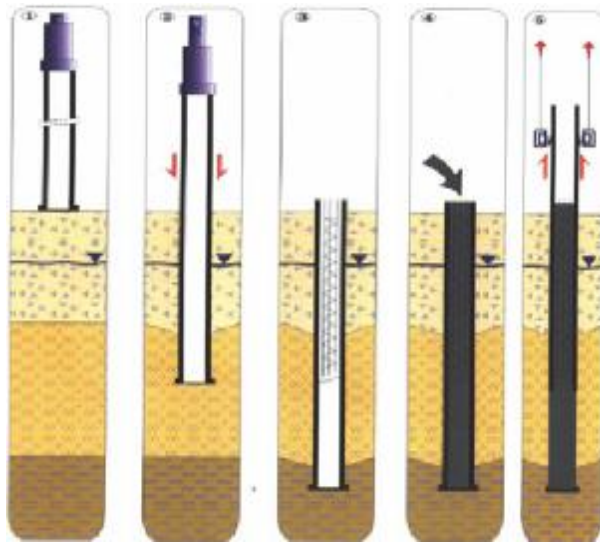


1. Mise en fiche, réglage, confection du bouchon en béton sec entraînant le tube par pilonnage.
2. Soudure d'éléments de tube de longueur variable (suivant la hauteur disponible).
3. Ancrage contrôlé.
4. Mise en place d'armatures partielles ou totales.
5. Bétonnage à sec.

- Travail sous hauteur réduite, espace exigü.
- Travail propre, sans nuisance sonore, adaptation de l'énergie de battage à l'environnement.
- Tube définitif \varnothing maximum 406 mm.

Figure AI.2 : Pieux pilonnés de petit diamètre.

Annexe I
Mode opératoires de réalisation de quelques pieux



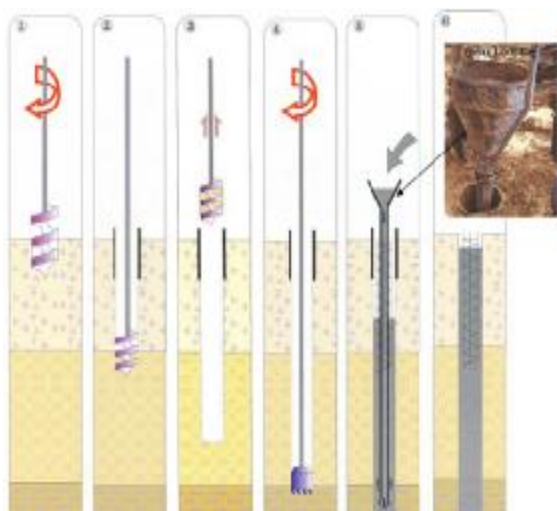
Mini-pieux \varnothing 244 à 339 mm

Pieux \varnothing 400 à 650 mm.

1. Mise en fiche, réglage, pose d'une plaque perdue.
2. Battage du tube par mouton hydraulique ou diesel.
3. Mise en place d'armatures partielles ou totales.
4. Bétonnage à sec.
5. Extraction du tube (vibré si nécessaire).

- Refoulement du sol (pas de déblais), plate forme de travail propre, grandes profondeurs.
- Exécution rapide (100 m/j).
- Bon effet de pointe et bon frottement latéral.
- Problèmes liés au battage (bruits, vibrations, matériel lourd et encombrant).

Figure AI.3 : Pieux à tube battu moulés dans le sol.



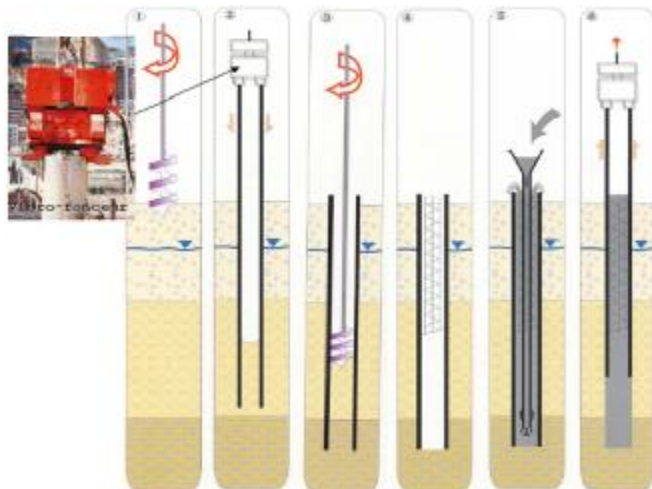
\varnothing minimum 500 mm.

1. Mise en fiche, réglage, préforage.
2. Mise en place de la virole.
3. Forage à la tarière sans tubage de soutènement des parois.
4. Ancrage au carottier.
5. Mise en place d'armatures et bétonnage à la goulotte et à la colonne avec une garde minimum de 1m.
6. Contrôle de l'arase de béton.

- Pieux exécutés sans nuisances sonores, sans vibration, dans les terrains durs, à grande profondeur, pour de grands diamètres. Rendement 15 m/h.
- Contrôle délicat de rectitude, verticalité et diamètre. Chantiers malpropres, risque de remaniement du sol autour du pieu, effet de pointe médiocre si mauvais curage.
- Utilisable qu'en terrain cohérent hors d'eau.
- Outils : Tarière, bucket, carottier, trépan.

Figure AI.4 : Pieux forés simples.

Annexe I
Mode opératoires de réalisation de quelques pieux

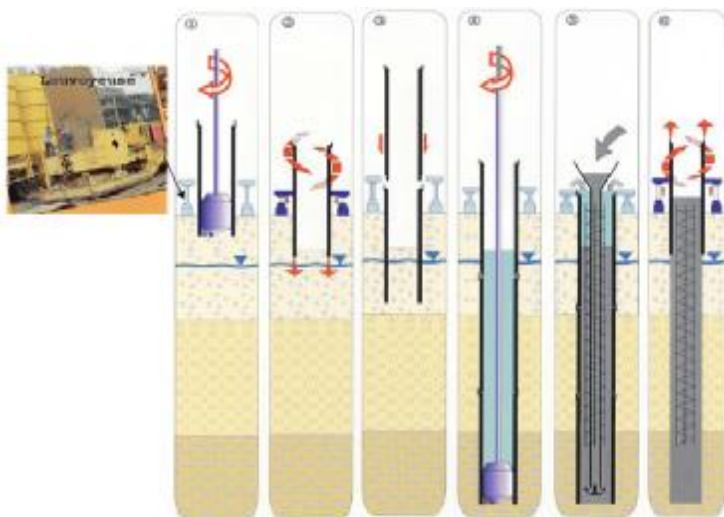


Ø minimum 600 mm.

1. Mise en fiche, réglage, préforage.
2. Vibro-fonçage du tubage de travail.
3. Forage et extraction des terres.
4. Mise en place d'armatures partielles ou totales.
5. Bétonnage au tube plongeur avec une garde minimum de 2 mètres.
6. Extraction du tubage de travail.

- Pieux exécutés dans les terrains durs et à grande profondeur, dans le cas de sols pulvérulents avec présence d'eau.
- Tubage vibro-foncé.
- Cadence faible (20 à 30 m/j) et coût important.
- Outils : Tarière, bucket, carottier, trépan.

Figura AI.5 : Pieux forés tubés vibro-foncés.



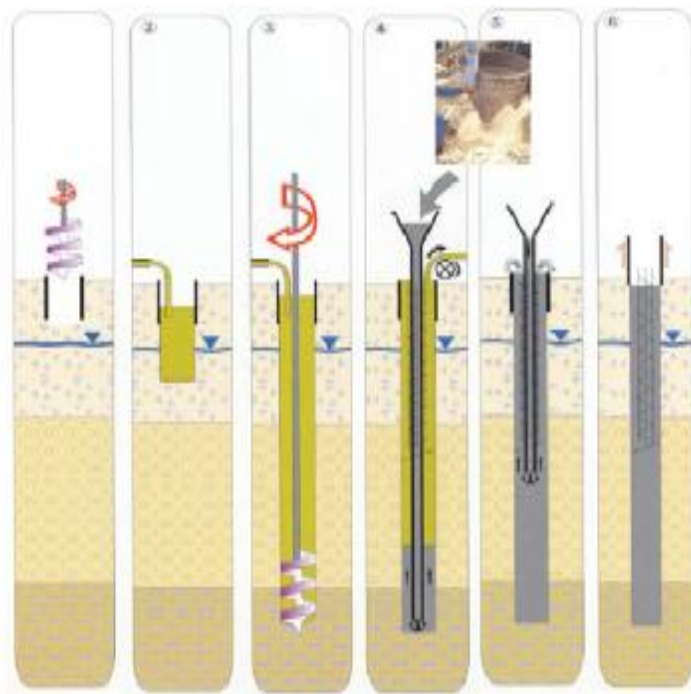
Ø minimum 600 mm.

1. Mise en fiche, réglage, préforage à l'abri du premier élément de tubage.
2. Fonçage du tubage par la louvoyeuse.
3. Clavage des éléments de tubage à l'avancement.
4. Ancrage.
5. Mise en place d'armatures partielles ou totales, bétonnage au tube plongeur.
6. Extraction des tubages par la louvoyeuse.

- Pieux exécutés sans nuisances sonores, sans vibration, dans les terrains durs.

Figura AI.6 : Pieux forés tubés louvoyés.

Annexe I
Mode opératoires de réalisation de quelques pieux

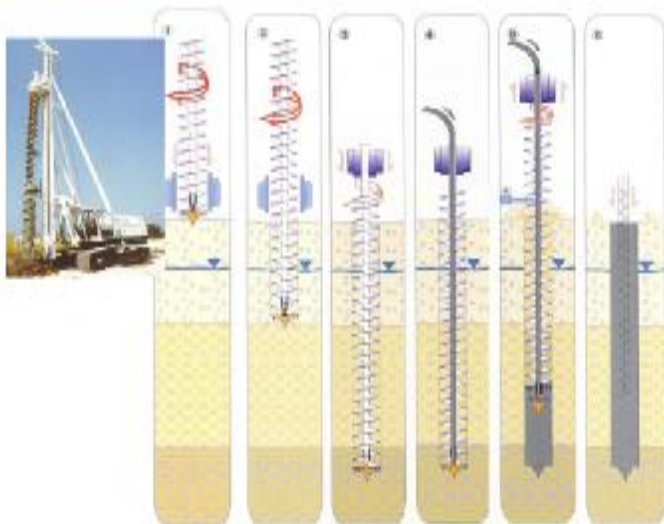


Ø minimum 800 mm.

1. Implantation, préforage, mise en place de la virole.
2. Mise en œuvre de la boue bentonitique.
3. Forage sous charge de boue.
4. Recyclage de la boue, mise en place d'armatures partielles ou totales, bétonnage au tube plongeur.
5. Tube plongeur relevé par élément, fin du bétonnage.
6. Extraction de la virole, contrôle de l'arase béton.

- Pieux exécutés sans nuisances sonores, sans vibration, dans toutes natures de terrains en présence d'eau, grandes profondeurs.
- Sections importantes donc capacité portante élevée.

Figure AI.7 : Pieux forés à la boue.

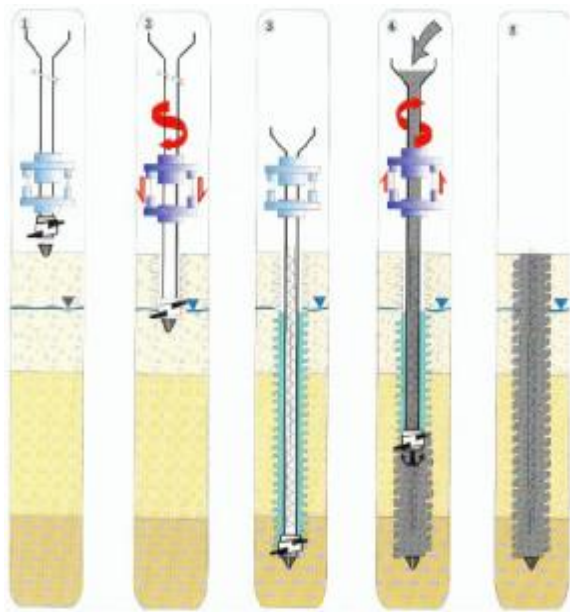


1. Mise en fiche, réglage des guides de forage.
2. Forage.
3. Ancrage par rotation et avec poussée sur l'outil.
4. Injection du béton dans l'axe creux de la tarière.
5. Descente du tube plongeur, remontée de la tarière en rotation lente, nettoyage de la tarière, bétonnage contrôlé en continu.
6. Mise en place d'armatures.

- Exécution rapide, environnement sensible, sans vibration.
- Pieu injecté à faible pression avec tube plongeur télescopique.
- Enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage.
- Impossible en cas d'obstacles enterrés (bancs rocheux, béton, ...).
- Outils spéciaux : Pointes carbure, nettoyeur de tarière.

Figure AI.8 : Pieux forés à la tarière creuse.

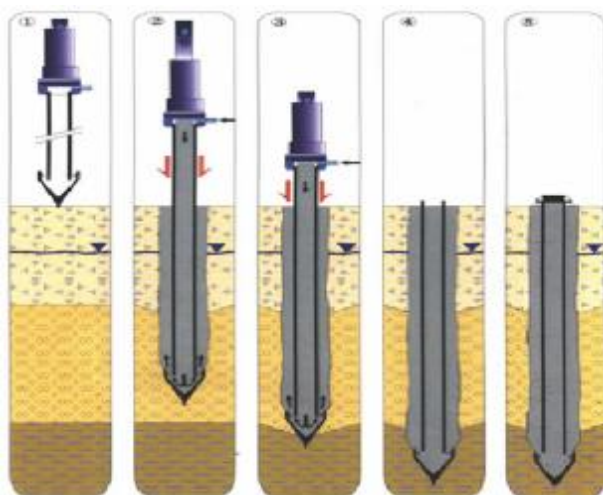
Annexe I
Mode opératoires de réalisation de quelques pieux



1. Mise en fiche, réglage et pose d'une pointe perdue.
2. L'outil est foncé par combinaison du vissage et du vérinage dans le sol refoulé.
3. Mise en place d'armatures.
4. En dévissant le vérinage augmente par refoulement du sol l'épaisseur de l'empreinte laissée par l'outil, la charge de béton garantissant un parfait moulage de celle-ci.
5. Pieu Atlas exécuté.

- Pieu exécuté sans extraction de terre et sans vibration, chantier propre.
- Technique rapide, environnement sensible.
- Pieu vissé dans le sol : Amélioration des caractéristiques des sols par compression latérale et en pointe.
- Couple de forage : 40 t x m.
- Vérins de poussée : 80t.

Figure AI.9 : Pieux vissé moulé (Atlas).

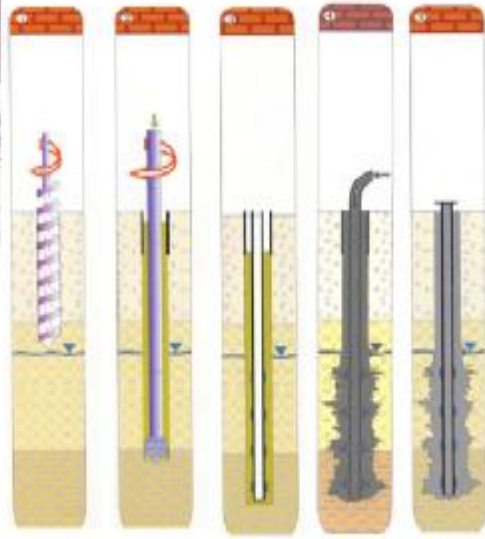


1. Mise en fiche, réglage.
2. Battage du tube par mouton hydraulique ou diesel et injection simultanée de mortier.
3. Refoulement (par le sabot) des sols, maintenus et expansés par l'injection de mortier.
4. Pieu terminé.
5. Recépage et soudage d'une plaque.

- Grande profondeur, chantier propre, exécution rapide.
- Amélioration du frottement latéral, injection par pointe.
- Reprise d'efforts de traction et de sollicitations horizontales importantes.

Figure AI.10 : Pieux métalliques battus injectés.

Annexe I
Mode opératoires de réalisation de quelques pieux



Ø maximum 250 mm.

1. Mise en fiche, réglage et forage.
2. Forage sous tubage, boue, coulis ou mortier.
3. Mise en place d'une armature pouvant être équipée de manchettes pour l'injection sous pression.
4. Scellement au coulis, ou au mortier de l'armature.
5. Recépage et soudage d'une plaque.

-Travail sous hauteur réduite, espace exigu, reprise en sous œuvre.

Figure AI.11 : Les micropieux.

Annexe II.1

Dans cet annexe, on présente l'étude des variantes qui ont été proposées, afin de choisir celle qui est la plus avantageuse, en considérant les contraintes d'exploitation, de mise en œuvre et l'aspect économique. On présentera aussi des suppléments sur l'exécution du projet.

1. LE CHOIX DU TYPE DE REMPIETEMENT

Le type de rempiètement qu'on devra choisir pour un quai, se fait en tenant compte de plusieurs facteurs, outre la faisabilité technique d'un procédé, on doit considérer les contraintes d'exploitation et de la mise en œuvre qui lui sont liées ainsi que son aspect économique.

Dans notre cas, trois variantes ont été proposées :

- Ø La première variante est un rempiètement par blocs en béton (Figure AII.1.1),
- Ø la deuxième variante, représente un rempiètement en palplanches (Figure AII.1.2),
- Ø et enfin, la troisième variante qui est un rempiètement par un rideau de pieux (Figure AII.1.3).

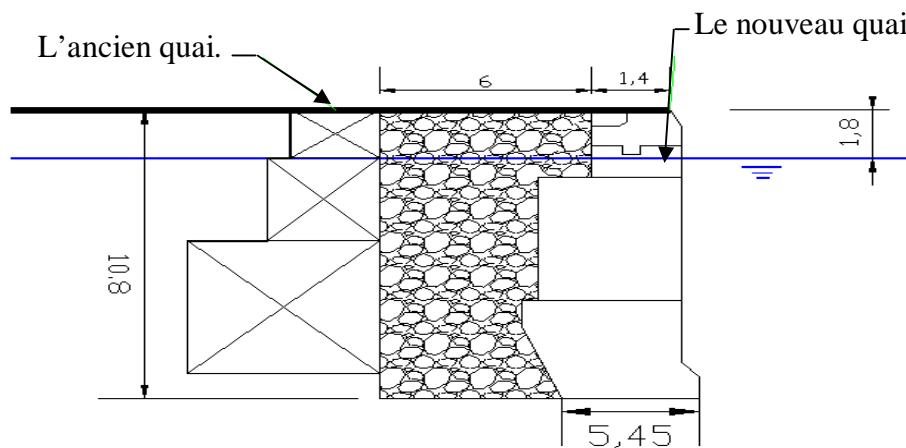


Figure AII.1.1 : Rempiètement par blocs en béton.
- Variante 1-

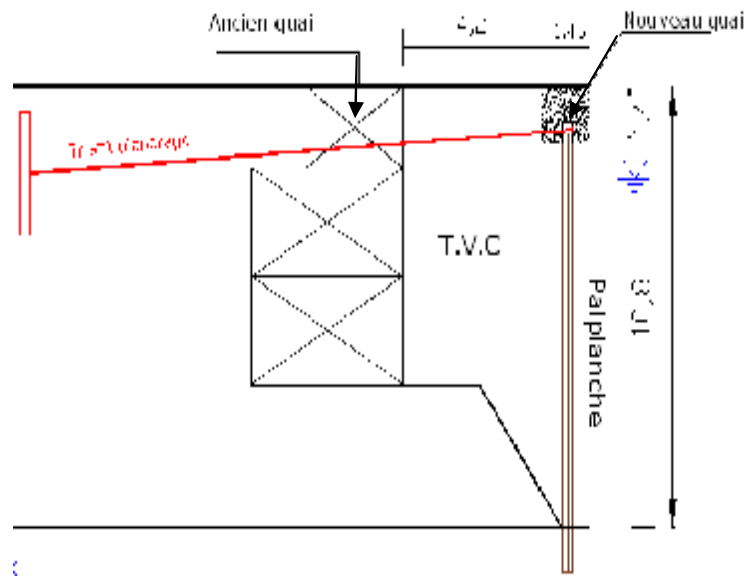


Figure AII.1.2 : Rempîement en palplanches.
- Variante 2-

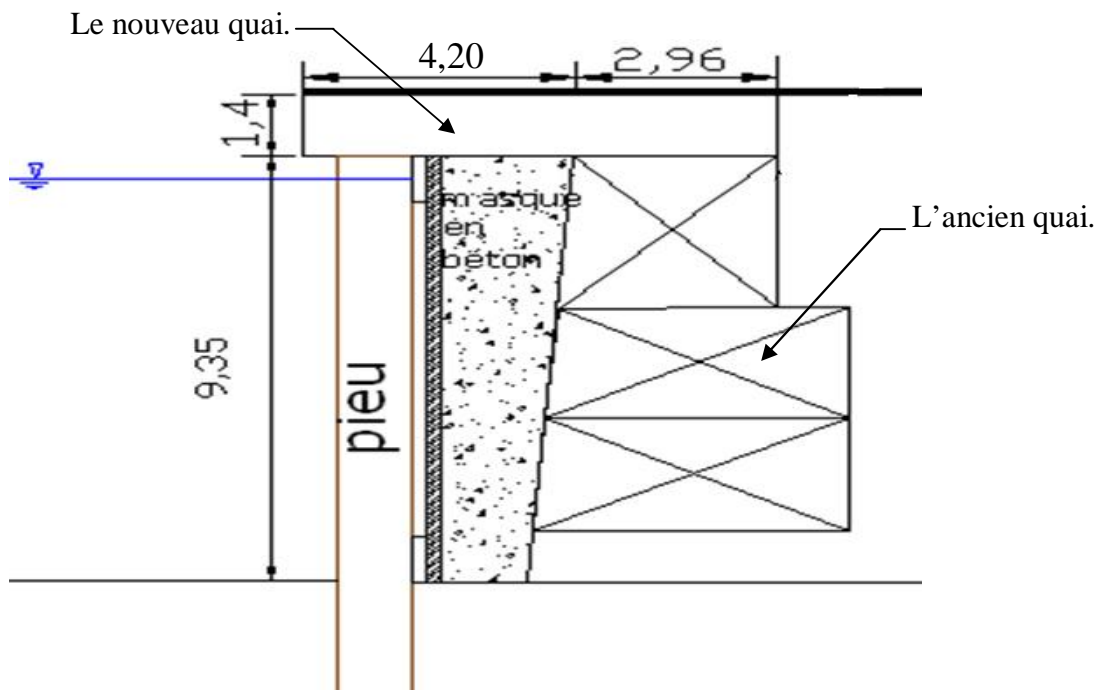


Figure AII.1.3 : Rempîement par pieu.
- Variante 3-

Pour le choix final, une comparaison entre les variantes s'impose, on tiendra compte de l'influence des facteurs présentés sur le tableau suivant :

**Annexe II.1. Etude des variantes
et les données d'exécution du projet**

Tableau AII.1.1 : Comparaison des variantes.

| | Blocs en béton. | Palplanches. | Un rideau de pieux. |
|---|-----------------|--------------|---------------------|
| Espace occupé sur le bassin | - | + | + |
| Moyens de la mise en œuvre | + | - | + |
| Coût de la construction | + | - | + |
| La réalisation par des moyens nationaux | + | - | + |
| Délais de réalisation | + | + | - |
| La nature de sol (mauvaise) | - | + | + |

(+) : Aspect positif pour la variante.

(-) : Aspect négatif pour la variante.

D'après l'analyse multicritères, le rempiètement par un rideau de pieux s'avère la solution la plus avantageuse.

2. LES DONNES DU PROJET

2.1. Données préliminaires

- Le quai est destiné pour le commerce, la profondeur exigée en pied est de -9.0 m.
- La longueur du quai est de 162 m.

2.2. Données hydrographiques

§ Marées

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

Les variations du plan d'eau à Bejaia, tout comme sur l'ensemble de la cote Algérienne sont faibles.

Les mesures effectuées mettent en évidence, une marée de période de 12 heures et de faible amplitude (30 cm environ). Les surélévations d'eau peuvent toute fois atteindre exceptionnellement 0.4 à 0.6 m.

2.3. Caractéristiques des matériaux

§ Béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Il est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325.

La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

§ Résistance caractéristique à la compression

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ pour les éléments porteurs.
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour les éléments non porteurs.

§ Aciers passifs

Les aciers passifs utilisés sont des barres à haute adhérence de classe FeE400, de nuance S 235 avec un module d'élasticité $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

§ Pieu

Le pieu a un diamètre extérieur $\phi 1066 \text{ mm}$, composé d'une chemise en acier de nuance S 235 avec une épaisseur de 12 mm dont 50% destinés au phénomène de la corrosion. Cette chemise va jouer un double rôle :

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

Les autres informations sur les matériaux sont donnés dans les tableaux V.2 et V.3 du chapitre V.

2.4. Les charges

§ Marnage : 0,30 m.

§ Bollards : La force maximale sera 50 t (la distance entre chaque bollard est de 20m).

§ Charge d'exploitation uniformément répartie : 5 t/m^2 .

§ Séisme d'accélération horizontale : $a = 0,16 \times g$.

3. MODE D'EXECUTION DU REMPIETEMENT PAR UN RIDEAU DE PIEUX POUR LE QUAI NORD DU PORT DE BEJAIA

3.1. Exécution des pieux

§ *Les pieux utilisés*

Les pieux sont disposés en une file longitudinale composée de 60 pieux verticaux en béton armé, ils sont coulés dans des tubes en acier, d'un diamètre de 1066 mm et une épaisseur de 12,70 mm, espacés de 3m (équivalent à 3 fois le diamètre).

§ *Soudure des pieux*

Les pieux sont fournis et livrés avec des longueurs de 12 m, on procède aux soudures homologuées de deux pieux, ensuite on les poses sur un plan parfaitement horizontal.

§ *Mise en fiche et battage des pieux*

Les pieux sont mis en fiche par vibro-fonceur à leur position théorique à l'aide de guide métallique ; leur verticalité, alignement et la cote d'arase sont assurés par deux appareils topographiques.

Pour avoir un bon ancrage, on doit les ancrés dans le sol graveleux argileux au minimum 2,5m. Par conséquent, ces pieux sont forés et battus dans le sol à des cotes qui peuvent varier de -18,50m à -23,00m avec une moyenne de -21,00 m.

§ *Forage des pieux*

Les forages sont exécutés à l'aide de foreuse de capacité de 50T.

§ *Mise en place des armatures*

L'assemblage des armatures se fait avant leur décente dans le tubage, leur mise en place est effectuée par une grue, sachant qu'on prévoit des barres en attente à la partie supérieure du pieu, pour liasonner ultérieurement avec la poutre de couronnement. Chaque armature est fixée au niveau de la tête du pieu, lui permettant de rester dans sa position initiale après bétonnage du masque.

§ *Bétonnage des pieux*

Le bétonnage se fait à l'aide d'un tube plongeur constitué d'éléments de 3m, il est immergé jusqu'au fond du pieu foré. Sa partie supérieure est équipée d'une goulotte. Il sera soulevé au fur et à mesure que le béton coule, d'une façon à avoir 0,5m de ce tube immergé continuellement dans le béton encore frais.

§ Recépage

La chemise en acier est découpée au chalumeau à la cote projet située à +0,55m.

3.2. Dragage et évacuation des matériaux

Les matériaux à draguer sont composés essentiellement de vase, de sable fin et d'autres débris. Les travaux de dragage des abords du quai sont réalisés par tronçons, à l'aide d'une grue 140T ayant une flèche à treillis de 70m équipée d'une benne preneuse de 1m³.

3.3. Pose des pièces d'appuis

La première pièce à poser, est fixée au pied de chaque pieu par des plongeurs à l'aide d'un câble de fixation, ceci est fait après dragage et pose du ballaste. La forme de la pièce lui permet d'épouser la forme du pieu. La deuxième pièce immergée est soudée au pieu d'une façon à ce que sa face supérieure soit située à la côte +0.45m.

3.4. Pose des dalles préfabriquées

Les dalles préfabriquées sont en béton armé d'épaisseur 0,25m et de hauteur 9,40m. Elles sont appuyées aux pieux par l'intermédiaire des pièces d'appuis, ces dalles sont disposées de manière qu'une sur deux soit équipée de saillie prévoyant l'encastrement des panneaux transversaux, servant ainsi de coffrage lors du bétonnage du masque.

3.5. Pose des panneaux transversaux

Ce sont des plaques en béton armé préfabriquées, qui vont séparer le masque.

3.6. Bétonnage du masque

Le masque en béton est coulé en arrière des dalles et des éléments préfabriqués, entre ceux-ci et l'ancien mur de quai, le bétonnage se fera jusqu'à la côte +0,40m en laissant des barres en attente pour la liaison avec la poutre de couronnement.

3.7. Les tirants d'ancrage et les plaques d'ancrage

§ Les tirants d'ancrage

La section des tirants utilisée égale $A = 54 \text{ cm}^2$.

§ Les plaques d'ancrage

Les plaques d'ancrage ont les dimensions suivantes :

- Largeur B = 2,4 m,
- hauteur H = 3 m,
- épaisseur E = 0,4 m.

La position de la plaque est à une distance de 20 m par rapport au front arrière de l'ancien mur. La position de tirant sur la plaque d'ancrage est à - 1,75 m par rapport au bord supérieur de la plaque.

3.8. Poutre de couronnement

Le couronnement est en béton armé coulé en place, reposant d'une part sur les pieux et d'autre part sur le quai existant. Cette poutre a une longueur de 162 m, composée de plots séparés par des joints de dilatation pour éviter la fissuration par retrait ou par effet de température.

Les plots ont une longueur de 24 m, une largeur de 7 m et une épaisseur de 1,4 m.

La poutre de couronnement est choisie comme extrémité supérieure de l'ouvrage. Elle sert à compenser les imprécisions de pose, à répartir les charges ponctuelles extérieures verticales et horizontales, et à égaliser les poussées des terres.

Remarque

Pour mettre en évidence la procédure d'exécution des travaux sur le chantier, on se réfère à l'annexe suivante (Annexe II.2).

Annexe II.2

Annexe II.2
La méthode d'exécution des travaux

Cet annexe présente la procédure de réalisation du rempiètement sur le chantier (quai nord du port de Bejaia).

A : PROCEDE DE MISE EN PLACE DES PIEUX

1. Soudure des pieux

Les pieux sont fournis et livrés avec des longueurs de 12 m. On procède aux soudures homologuées de deux chemises de pieux.



2. Mise en fiche et fonçage des pieux

Les pieux sont mis en fiche par un vibro-fonçeur, à leurs positions théoriques à l'aide de guide métallique.



3. Forage des pieux

Les forages sont exécutés à l'aide de foreuses de capacité de 50T.



4. Mise en place des armatures

L'assemblage des armatures se fait avant leur décente dans le tubage par recouvrement, leur mise en place est effectuée par une grue.



5. Bétonnage

Le bétonnage se fait à l'aide d'un tube plongeur constitué d'éléments de 3m, ce tube est immergé jusqu'au fond du pieu foré. Sa partie supérieure est équipée d'une goulotte.



6. Recépage

La chemise en acier est découpée au chalumeau à la cote projet, de telle façon que la cote d'arase du pieu sera située à +0.55 m.



B : DRAGAGE ET EVACUATION DES MATERIAUX

Les travaux de dragage des abords du quai sont réalisés par tronçons, à l'aide d'une grue 140T équipée d'une benne preneuse de 1m³.



Vue de l'ensemble des travaux sur le quai



C : POSE DES PIECES D'APPUIS

- . La première pièce à poser, est fixée au pied de chaque pieu par les plongeurs à l'aide d'un câble de fixation, ceci est fait après dragage et pose du ballaste.
- . La deuxième pièce immergée est soudée au pieu d'une façon à ce que sa face supérieure soit située à la cote +0.45m



D : POSE DES DALLES PREFABRIQUEES

Ces dalles sont disposées de telle façon qu'une dalle sur deux soit équipée de saillie prévoyant l'encastrement des panneaux transversaux, servant ainsi de coffrage au bétonnage du masque.



E : BETONNAGE DU MASQUE

Un masque en béton est coulé en arrière des éléments préfabriqués, entre ceux-ci et l'ancien mur de quai.



F : LA MISE EN PLACE DES TIRANTS ET DES PLAQUES D'ANCRAGE



G : POUTRE DE COURONNEMENT

Elle sera réalisée avec du béton coulé sur place et vibré.



Annexe III

L'annexe III contient des informations supplémentaires sur les méthodes d'évaluation de la capacité portante d'un pieu isolé et des tableaux pour déterminer les coefficients et les paramètres qui interviennent dans les formules du chapitre III (Le comportement du pieu). Pour plus de pratique et de facilité, on suivra le même plan que celui du chapitre III (méthodes de calcul de la capacité portante).

1. LES FORMULES STATIQUES

a/ Etude du terme de pinte Q_p :

a/1- Le cas d'une fondation à faible élancement $4 < \frac{D}{B} < 10$:

$$Q_p = S. (C. N_c + \gamma. D. N_q + \gamma. R. N_\gamma)$$

§ Si le sol est hétérogène avec une surcharge (q) : On aura les modifications suivantes :

. Le terme $(\gamma. D. N_q)$ devient :

$$[\sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i \cdot h_i + q] \cdot N_q$$

avec γ_i et h_i : Respectivement le poids volumique et la hauteur de chaque couche.

. N_q est défini pour $\varphi = \varphi_n$ (la n^{ème} couche).

. N_c est défini par : $N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi}$.

a/2- Le cas d'une fondation élancée $\frac{D}{B} > 10$

b/ Etude du terme de frottement latéral Q_f

b/ 1. Couche pulvérulente ($\gamma, \varphi, C=0$)

b/ 2. Couche d'un milieu doué d'une cohésion (γ, φ, C) :

$$Q_f = p D \left[\frac{D}{2} \cdot \gamma \cdot s_\varphi + C \cdot s_c \right]$$

Les valeurs de s_φ et s_c sont données dans des tableaux suivants :

Tableau AIII.1 : Les valeurs du coefficient s_φ (d'après Caquot et Kérisel [08]) :

| φ (°) | s_φ pour $\delta = -\varphi$ | s_φ pour $\delta = -\frac{2}{3}\varphi$ |
|---------------|--------------------------------------|---|
| 10 | 0,285 | 0,186 |
| 15 | 0,567 | 0,364 |
| 20 | 1,03 | 0,641 |
| 25 | 1,81 | 1,100 |
| 30 | 3,21 | 1,88 |
| 35 | 5,85 | 3,27 |
| 40 | 11,3 | 5,90 |
| 45 | 23,7 | 11,4 |

Tableau AIII.2 : Les valeurs du coefficient s_c (d'après Caquot et Kérisel [08]) :

| φ (°) | s_c pour |
|---------------|------------|
| 10 | 1,60 |
| 15 | 2,06 |
| 20 | 2,70 |
| 25 | 3,62 |
| 30 | 5,01 |
| 35 | 7,27 |
| 40 | 10,36 |
| 45 | 17,97 |

b/ 3. Couche purement cohérente ($\gamma, C = C_U, \varphi = 0$)

b/ 4. Cas des terrains stratifiés

c/ La charge admissible

Le DTU 13-2 donne les charges admissibles comme suit :

-A l'état limite de service (ELS) : $Q_a = 0,33 Q_p + 0,55 Q_f$.

-A l'état limite ultime (ELU) : $Q_a = 0,5 Q_p + 0,75 Q_f$.

2. LES FORMULES DYNAMIQUES

a/ Les différentes formules dynamiques

a/1. Formule du HOLLANDAIS

a/2. Formule de CRANDALL

a/3. Formule de CHELIS

b/ Les charges admissibles (ou charges nominales)

$$Q_a = \frac{Q_{dyn}}{F}$$

L'expérience a montré que la formule du :

*HOLLANDAIS doit être affectée d'un coefficient de sécurité $F = 6$.

*CRANDALL doit être affectée d'un coefficient de sécurité $F = 4$.

*CHELIS doit être affectée d'un coefficient de sécurité $F = 2$ ou $F = 2,5$.

3. ESSAIS IN-SITU ET ESSAIS GEOTECHNIQUES

3.1. Pressiomètre MENARD :

a/ Principe de l'essai :

b/Terme de pointe :

$$q_L - q_0 = k_p \cdot (P_L - P_0).$$

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 et des valeurs de pression limite " P_L " correspondantes (tableau AIII.3) et en fonction du type de pieu (tableau AIII.4).

Tableau AIII.3 : 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 |

Tableau AIII.4 : Valeur du coefficient de portance "k_p".

| Nature des terrains : | | Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol | Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol |
|-------------------------|---|--|--|
| Argiles, limons | A | 1,1 | 1,4 |
| | B | 1,2 | 1,5 |
| | C | 1,3 | 1,6 |
| Sables, graves | A | 1,0 | 4,2 |
| | B | 1,1 | 3,7 |
| | C | 1,2 | 3,2 |
| Craies | A | 1,1 | 1,6 |
| | B | 1,4 | 2,2 |
| | C | 1,8 | 2,6 |
| Marnes, marno-calcaires | | 1,8 | 2,6 |
| Roches altérées (1) | | 1,1 à 1,8 | 1,8 à 3,2 |

(1) : La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

c/Frottement latéral :

$$Q_f = P \cdot \int_0^D q_f(z) \cdot dz$$

P : Le périmètre du pieu.

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

Tableau AIII.5 : 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.

d/ Détermination des charges admissibles :

On distingue :

- Les états limites ultimes (ELU) qui ont pour objet de s'assurer que la probabilité de ruine de l'ouvrage est acceptable.
- Les états limites de service (ELS) qui ont pour objet de s'assurer qu'un seuil de déplacement jugé critique est acceptable.

La charge maximale dans un état limite donné, est obtenue en divisant par un coefficient de sécurité partiel la charge limite de ce même état.

La détermination des charges admissibles sous les états limites de service, selon le fascicule 62-titreV [05], fait référence à la charge de fluage notée Q_C :

Tableau AIII.6 : Détermination de la charge de fluage en fonction du type de pieu.

| Type de pieu : | Charge de fluage en compression. | Charge de fluage en traction. |
|---------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|
| Pieux forés sans refoulement du sol. | $Q_C = 0,5 Q_P + 0,7 Q_f$ | $Q_C = 0,7 Q_f$ |
| Pieux battus avec refoulement du sol. | $Q_C = 0,7 Q_P + 0,7 Q_f$ | |

La loi de la charge admissible définit deux paramètres de charge :

- la charge de fluage Q_c ,
- la charge limite Q_L .

Dans certains cas, il peut être également nécessaire de faire intervenir les deux paramètres de charge homologues vis-à-vis des charges de traction :

- la charge de fluage en traction Q_{tc} ,
- la charge limite en traction Q_{tu} .

Les valeurs des charges admissibles (fascicule 62-titreV [05]) sont données dans le suivant :

Tableau AIII.7 : Charge admissible à l'ELU et à l'ELS.

| Etats limites | Combinaisons | Traction Q_{min} | Compression Q_{max} |
|---------------|-------------------|--------------------|-----------------------|
| ELU | Fondamentales | $-Q_{tu} / 1,40$ | $Q_L / 1,40$ |
| | Accidentelles | $-Q_{tu} / 1,30$ | $Q_L / 1,20$ |
| ELS | Rares | $-Q_{tc} / 1,40$ | $Q_c / 1,40$ |
| | Quasi-permanentes | 0 (*) | $Q_c / 1,40$ |

(*) Les éléments de fondation visés ici ne sont normalement pas conçus pour travailler en traction de façon permanente. Ce type de fonctionnement est admis pour les micropieux ou pour les tirants d'ancrage.

3.2. Essais de pénétration

3.2.1. Pénétromètre statique

a/ Le principe de l'essai

b/ Terme de pointe

La contrainte limite de pointe est donnée par la formule :

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

Les valeurs du facteur de portance k_c sont données dans le tableau AIII.8:

Tableau AIII.8 : 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 |

c/ Terme de frottement latéral

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

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

Ces deux derniers sont donnés en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu (tableau AIII.9).

Tableau AIII.9 : 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 | | |
| Battu préfabriqué béton | β | - | 75 | | - | | 150 | 150 | 150 | (3) | |
| | $q_{f \max}$ | 15 | 80 | | 80 | | - | - | 120 | | |

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.

d/ Les charges admissibles

Les valeurs des charges admissibles sont données dans le tableau AIII.7, de la même façon que pour l'essai pressiométrique.

2.3.2. Pénétromètre dynamique

a/ Le principe de l'essai

2.3.3. Pénétration au carottier (S.P.T)

a/ Le principe de l'essai

b/Domaine d'utilisation

2.4. Essai de chargement

a/ Le principe de l'essai

b/ Le terme de pointe et le terme de frottement latéral

Conclusion

Les méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais de reconnaissance en place (principalement pressiomètre et pénétromètre) et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur sont des méthodes jugées opérationnelles et plus fiables.

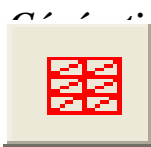
Annexe IV

SAISIE DES DONNEES

Définition graphique de la géométrie: La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



Génération automatique du maillage: PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

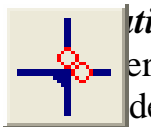


Éléments de degré élevé : Des éléments triangulaires quadratiques à 6 nœuds et du 4^{ème} ordre à 8 nœuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.

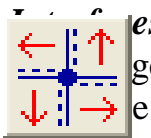
Plaque : Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



Articulations et raideurs à la rotation : Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites par des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.



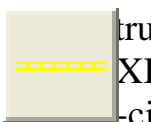
Éléments joints : Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous les fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement.



Ancrages : Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butées. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.



Géotextiles: Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans PLAXIS par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ces éléments avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissé.



LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL



Base de données des matériaux : Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

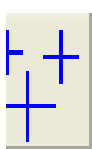
Modèle de Mohr-Coulomb : Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que quelques paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, ... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de ϕ - c réduction.

Modèles avancés de sol: PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol : le *Hardening Soil Model* (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le *Soft Soil Creep Model* (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément, PLAXIS inclut un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotropique : le *Jointed Rock model*.

Modèles définis par l'utilisateur: Dans PLAXIS 8, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels.



Régime d'écoulement permanent: Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



Calcul du réseau d'écoulement: Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des piezomètres peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques.

Surpressions interstitielles: PLAXIS distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

Construction par étapes: Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements et changement des conditions hydrauliques.

Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

Consolidation: La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

Coefficients de sécurité: Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux fondations mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est à dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre. Dans PLAXIS, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de c et ϕ .

Gestionnaire de calculs: Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et elle est utile dans le cas d'études paramétriques.

ANALYSE DES RESULTATS

Le post-processeur PLAXIS a des fonctions avancées pour restituer les résultats d'un calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quel imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

Déformations: La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.

Contraintes: La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.

Annexe IV

Les fonctions essentielles de PLAXIS

Annexe V

Annexe V
Tableaux des résultats de la modélisation numérique (Chapitre V)

Tableau AV.1. La variation de la cohésion

U : Est le déplacement total du pieu (10^{-3} m).

Moment : Moment fléchissant du pieu (kNm/m).

| Y [m] | Etat de référence | | C+5 KN/m ² | | C-5 KN/m ² | |
|--------|-------------------|---------|-----------------------|---------|-----------------------|--------|
| | U | moment | U | moment | U | moment |
| 0,7 | 39,3868 | -2,684 | 32,1856 | -1,768 | 48,5971 | -3,643 |
| 0,525 | 39,2549 | -0,256 | 32,0946 | 0,509 | 48,4336 | -1,051 |
| 0,35 | 39,1222 | 2,007 | 32,0008 | 2,628 | 48,2698 | 1,369 |
| 0,175 | 38,9850 | 3,964 | 31,9030 | 4,448 | 48,1024 | 3,473 |
| 0 | 38,8433 | 5,49 | 31,7998 | 5,849 | 47,9303 | 5,138 |
| -0,365 | 38,5324 | 7,442 | 31,5699 | 7,572 | 47,5551 | 7,348 |
| -0,729 | 38,1976 | 8,094 | 31,3160 | 8,039 | 47,1582 | 8,22 |
| -1,093 | 37,8409 | 7,827 | 31,0400 | 7,624 | 46,7379 | 8,14 |
| -1,458 | 37,4646 | 7,004 | 30,7445 | 6,68 | 46,2983 | 7,476 |
| -1,823 | 37,0695 | 5,811 | 30,4320 | 5,39 | 45,8394 | 6,423 |
| -2,187 | 36,6592 | 4,387 | 30,1023 | 3,884 | 45,3647 | 5,126 |
| -2,552 | 36,2353 | 2,786 | 29,7598 | 2,212 | 44,8766 | 3,648 |
| -2,916 | 35,8004 | 1,051 | 29,4060 | 0,414 | 44,3760 | 2,044 |
| -3,281 | 35,3559 | -0,815 | 29,0433 | -1,514 | 43,8663 | 0,325 |
| -3,645 | 34,9047 | -2,814 | 28,6740 | -3,575 | 43,3491 | -1,496 |
| -4,01 | 34,4508 | -4,918 | 28,3015 | -5,748 | 42,8278 | -3,375 |
| -4,374 | 33,9964 | -7,091 | 27,9277 | -8,004 | 42,3053 | -5,264 |
| -4,739 | 33,5445 | -9,246 | 27,5570 | -10,262 | 41,7846 | -7,053 |
| -5,103 | 33,0988 | -11,257 | 27,1939 | -12,406 | 41,2695 | -8,6 |
| -5,468 | 32,6655 | -12,892 | 26,8419 | -14,215 | 40,7641 | -9,651 |
| -5,832 | 32,2466 | -13,904 | 26,5050 | -15,458 | 40,2702 | -9,939 |
| -6,197 | 31,8462 | -14,015 | 26,1873 | -15,876 | 39,7921 | -9,146 |
| -6,561 | 31,4678 | -12,801 | 25,8932 | -15,069 | 39,3305 | -6,82 |
| -6,926 | 31,1117 | -10,073 | 25,6219 | -12,895 | 38,8858 | -2,693 |
| -7,29 | 30,7748 | -5,65 | 25,3734 | -9,224 | 38,4516 | 3,502 |
| -7,718 | 30,3996 | 2,054 | 25,1071 | -2,692 | 37,9473 | 13,756 |
| -8,145 | 30,0309 | 12,469 | 24,8563 | 6,036 | 37,4310 | 27,651 |
| -8,573 | 29,6542 | 26,358 | 24,6096 | 18,076 | 36,8738 | 44,779 |
| -9 | 29,2452 | 44,377 | 24,3513 | 34,577 | 36,2331 | 64,313 |
| -9,35 | 28,8316 | 56,414 | 24,0896 | 46,9 | 35,5777 | 74,385 |
| -9,7 | 28,3242 | 64,667 | 23,7549 | 56,338 | 34,7988 | 80,389 |
| -10,05 | 27,7160 | 69,904 | 23,3357 | 63,003 | 33,8929 | 83,079 |
| -10,4 | 27,0018 | 72,697 | 22,8204 | 66,864 | 32,8606 | 83,105 |
| -10,75 | 26,1815 | 73,68 | 22,2084 | 68,755 | 31,7037 | 81,311 |

Annexe V
Tableaux des résultats de la modélisation numérique (Chapitre V)

| | | | | | | |
|---------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|
| -11,1 | 25,2532 | 72,803 | 21,4959 | 68,662 | 30,4267 | 77,476 |
| -11,45 | 24,2195 | 70,215 | 20,6827 | 66,703 | 29,0368 | 72,135 |
| -11,8 | 23,0842 | 66,116 | 19,7743 | 63,123 | 27,5459 | 65,796 |
| -12,15 | 21,8548 | 60,4 | 18,7755 | 58,047 | 25,9636 | 58,288 |
| -12,5 | 20,5388 | 53,194 | 17,6964 | 51,791 | 24,2990 | 49,566 |
| -12,85 | 19,1486 | 44,458 | 16,5445 | 44,418 | 22,5666 | 39,477 |
| -13,2 | 17,6970 | 34,203 | 15,3345 | 36,055 | 20,7826 | 27,935 |
| -13,55 | 16,2015 | 22,576 | 14,0807 | 26,992 | 18,9645 | 14,884 |
| -13,9 | 14,6833 | 9,664 | 12,7980 | 17,168 | 17,1338 | 0,129 |
| -14,25 | 13,1634 | -4,538 | 11,4994 | 5,796 | 15,3162 | -16,307 |
| -14,6 | 11,6668 | -20,048 | 10,1993 | -8,011 | 13,5429 | -34,279 |
| -14,95 | 10,2186 | -37,523 | 8,9216 | -25,101 | 11,8454 | -53,829 |
| -15,3 | 8,8522 | -57,451 | 7,6981 | -45,962 | 10,2613 | -75,136 |
| -15,65 | 7,6036 | -79,908 | 6,5735 | -69,499 | 8,8278 | -98,738 |
| -16 | 6,5155 | -104,789 | 5,5967 | -94,398 | 7,5884 | -124,924 |
| -16,375 | 5,6385 | -114,6 | 4,8172 | -104,423 | 6,5924 | -133,287 |
| -16,75 | 5,0152 | -110,935 | 4,2729 | -100,87 | 5,8840 | -127,096 |
| -17,125 | 4,5689 | -99,199 | 3,8860 | -89,21 | 5,3727 | -112,861 |
| -17,5 | 4,2354 | -83,992 | 3,5973 | -74,274 | 4,9898 | -95,852 |
| -17,875 | 3,9730 | -67,672 | 3,3656 | -58,863 | 4,6887 | -77,741 |
| -18,25 | 3,7515 | -52,087 | 3,1688 | -44,629 | 4,4363 | -60,329 |
| -18,625 | 3,5560 | -38,245 | 2,9936 | -32,304 | 4,2140 | -44,701 |
| -19 | 3,3812 | -26,74 | 2,8366 | -22,257 | 4,0162 | -31,529 |
| -19,375 | 3,2234 | -17,896 | 2,6945 | -14,847 | 3,8394 | -21,192 |
| -19,75 | 3,0856 | -9,984 | 2,5707 | -8,153 | 3,6845 | -12,026 |
| -20,125 | 2,9672 | -3,553 | 2,4633 | -2,721 | 3,5519 | -4,514 |
| -20,5 | 2,8668 | 0 | 2,3718 | 0 | 3,4402 | 0 |

Annexe V
Tableaux des résultats de la modélisation numérique (Chapitre V)

Tableau AV.2. La variation de l'angle de frottement

U : Est le déplacement total du pieu (10^{-3} m).

Moment : Moment fléchissant du pieu (kNm/m).

| Y [m] | Etat de référence | | $\varphi + 5^\circ$ | | $\varphi - 5^\circ$ | |
|--------|-------------------|---------|---------------------|---------|---------------------|--------|
| | U | moment | U | moment | U | moment |
| 0,7 | 39,3868 | -2,684 | 36,4570 | -1,871 | 43,7761 | -3,583 |
| 0,525 | 39,2549 | -0,256 | 36,3194 | 0,43 | 43,6795 | -1,016 |
| 0,35 | 39,1222 | 2,007 | 36,1800 | 2,574 | 43,5817 | 1,379 |
| 0,175 | 38,9850 | 3,964 | 36,0370 | 4,417 | 43,4798 | 3,459 |
| 0 | 38,8433 | 5,49 | 35,8892 | 5,839 | 43,3748 | 5,1 |
| -0,365 | 38,5324 | 7,442 | 35,5638 | 7,599 | 43,1375 | 7,262 |
| -0,729 | 38,1976 | 8,094 | 35,2154 | 8,093 | 42,8779 | 8,092 |
| -1,093 | 37,8409 | 7,827 | 34,8451 | 7,694 | 42,5959 | 7,978 |
| -1,458 | 37,4646 | 7,004 | 34,4549 | 6,759 | 42,2934 | 7,287 |
| -1,823 | 37,0695 | 5,811 | 34,0476 | 5,471 | 41,9730 | 6,216 |
| -2,187 | 36,6592 | 4,387 | 33,6245 | 3,962 | 41,6355 | 4,911 |
| -2,552 | 36,2353 | 2,786 | 33,1883 | 2,281 | 41,2850 | 3,434 |
| -2,916 | 35,8004 | 1,051 | 32,7418 | 0,468 | 40,9214 | 1,842 |
| -3,281 | 35,3559 | -0,815 | 32,2864 | -1,479 | 40,5493 | 0,147 |
| -3,645 | 34,9047 | -2,814 | 31,8246 | -3,567 | 40,1694 | -1,637 |
| -4,01 | 34,4508 | -4,918 | 31,3611 | -5,773 | 39,7858 | -3,464 |
| -4,374 | 33,9964 | -7,091 | 30,8970 | -8,068 | 39,3999 | -5,282 |
| -4,739 | 33,5445 | -9,246 | 30,4372 | -10,371 | 39,0158 | -6,981 |
| -5,103 | 33,0988 | -11,257 | 29,9854 | -12,564 | 38,6363 | -8,41 |
| -5,468 | 32,6655 | -12,892 | 29,5452 | -14,422 | 38,2663 | -9,311 |
| -5,832 | 32,2466 | -13,904 | 29,1224 | -15,708 | 37,9079 | -9,413 |
| -6,197 | 31,8462 | -14,015 | 28,7195 | -16,154 | 37,5635 | -8,395 |
| -6,561 | 31,4678 | -12,801 | 28,3417 | -16,154 | 37,2356 | -5,801 |
| -6,926 | 31,1117 | -10,073 | 27,9873 | -13,135 | 36,9210 | -1,373 |
| -7,29 | 30,7748 | -5,65 | 27,6572 | -9,358 | 36,6172 | 5,147 |
| -7,718 | 30,3996 | 2,054 | 27,2947 | -2,582 | 36,2631 | 15,769 |
| -8,145 | 30,0309 | 12,469 | 26,9478 | 6,572 | 35,8931 | 29,997 |
| -8,573 | 29,6542 | 26,358 | 26,6045 | 19,253 | 35,4773 | 47,264 |
| -9 | 29,2452 | 44,377 | 26,2470 | 36,63 | 34,9720 | 66,554 |
| -9,35 | 28,8316 | 56,414 | 25,8976 | 49,535 | 34,4245 | 76,05 |
| -9,7 | 28,3242 | 64,667 | 25,4652 | 58,714 | 33,7530 | 81,623 |

Annexe V
Tableaux des résultats de la modélisation numérique (Chapitre V)

| | | | | | | |
|---------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|
| -10,05 | 27,7160 | 69,904 | 24,9404 | 64,713 | 32,9560 | 84,151 |
| -10,4 | 27,0018 | 72,697 | 24,3145 | 67,944 | 32,0337 | 84,298 |
| -10,75 | 26,1815 | 73,68 | 23,5893 | 69,175 | 30,9886 | 82,78 |
| -11,1 | 25,2532 | 72,803 | 22,7618 | 68,48 | 29,8225 | 79,459 |
| -11,45 | 24,2195 | 70,215 | 21,8340 | 65,985 | 28,5433 | 74,719 |
| -11,8 | 23,0842 | 66,116 | 20,8119 | 61,905 | 27,1600 | 68,925 |
| -12,15 | 21,8548 | 60,4 | 19,6992 | 56,188 | 25,6804 | 61,949 |
| -12,5 | 20,5388 | 53,194 | 18,5071 | 49,251 | 24,1153 | 53,766 |
| -12,85 | 19,1486 | 44,458 | 17,2474 | 41,136 | 22,4770 | 44,214 |
| -13,2 | 17,6970 | 34,203 | 15,9324 | 31,966 | 20,7803 | 33,175 |
| -13,55 | 16,2015 | 22,576 | 14,5789 | 22,108 | 19,0432 | 20,577 |
| -13,9 | 14,6833 | 9,664 | 13,2040 | 11,617 | 17,2863 | 6,203 |
| -14,25 | 13,1634 | -4,538 | 11,8217 | -0,165 | 15,5347 | -9,926 |
| -14,6 | 11,6668 | -20,048 | 10,4503 | -14,017 | 13,8184 | -27,661 |
| -14,95 | 10,2186 | -37,523 | 9,1082 | -31,013 | 12,1709 | -46,987 |
| -15,3 | 8,8522 | -57,451 | 7,8295 | -51,896 | 10,6275 | -68,04 |
| -15,65 | 7,6036 | -79,908 | 6,6562 | -75,596 | 9,2260 | -91,3 |
| -16 | 6,5155 | -104,789 | 5,6402 | -100,792 | 8,0067 | -117,03 |
| -16,375 | 5,6385 | -114,6 | 4,8344 | -110,029 | 7,0141 | -126,49 |
| -16,75 | 5,0152 | -110,935 | 4,2735 | -105,226 | 6,2968 | -122,331 |
| -17,125 | 4,5689 | -99,199 | 3,8763 | -92,272 | 5,7747 | -110,401 |
| -17,5 | 4,2354 | -83,992 | 3,5792 | -76,342 | 5,3844 | -95,43 |
| -17,875 | 3,9730 | -67,672 | 3,3419 | -60,202 | 5,0795 | -78,842 |
| -18,25 | 3,7515 | -52,087 | 3,1396 | -45,472 | 4,8261 | -62,249 |
| -18,625 | 3,5560 | -38,245 | 2,9602 | -32,821 | 4,6051 | -46,864 |
| -19 | 3,3812 | -26,74 | 2,7990 | -22,567 | 4,4084 | -33,512 |
| -19,375 | 3,2234 | -17,896 | 2,6549 | -15,028 | 4,2330 | -22,717 |
| -19,75 | 3,0856 | -9,984 | 2,5269 | -8,256 | 4,0805 | -13,057 |
| -20,125 | 2,9672 | -3,553 | 2,4174 | -2,771 | 3,9493 | -5,049 |
| -20,5 | 2,8668 | 0 | 2,3228 | 0 | 3,8402 | 0 |

Tableau AV.3. La variation du module de Young

U : Est le déplacement total du pieu (10^{-3} m).
Moment : Moment fléchissant du pieu (kNm/m).

| Y [m] | Etat de référence | | E + 25% | | E + 25% | |
|--------|-------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | U | moment | U | moment | U | moment |
| 0,7 | 39,3868 | -2,684 | 32,8606 | -4,337 | 49,7661 | 0,371 |
| 0,525 | 39,2549 | -0,256 | 32,7478 | -1,933 | 49,6049 | 2,769 |
| 0,35 | 39,1222 | 2,007 | 32,6319 | 0,251 | 49,4421 | 5,086 |
| 0,175 | 38,9850 | 3,964 | 32,5141 | 2,105 | 49,2743 | 7,134 |
| 0 | 38,8433 | 5,49 | 32,3919 | 3,537 | 49,1000 | 8,752 |
| -0,365 | 38,5324 | 7,442 | 32,1240 | 5,351 | 48,7180 | 10,844 |
| -0,729 | 38,1976 | 8,094 | 31,8361 | 5,976 | 48,3068 | 11,509 |
| -1,093 | 37,8409 | 7,827 | 31,5301 | 5,785 | 47,8679 | 11,128 |
| -1,458 | 37,4646 | 7,004 | 31,2066 | 5,126 | 47,4039 | 10,066 |
| -1,823 | 37,0695 | 5,811 | 30,8693 | 4,163 | 46,9160 | 8,543 |
| -2,187 | 36,6592 | 4,387 | 30,5182 | 3,013 | 46,4083 | 6,724 |
| -2,552 | 36,2353 | 2,786 | 30,1558 | 1,713 | 45,8845 | 4,688 |
| -2,916 | 35,8004 | 1,051 | 29,7837 | 0,294 | 45,3462 | 2,507 |
| -3,281 | 35,3559 | -0,815 | 29,4028 | -1,257 | 44,7974 | 0,207 |
| -3,645 | 34,9047 | -2,814 | 29,0163 | -2,954 | 44,2406 | -2,186 |
| -4,01 | 34,4508 | -4,918 | 28,6251 | -4,789 | 43,6815 | -4,61 |
| -4,374 | 33,9964 | -7,091 | 28,2332 | -6,746 | 43,1219 | -6,998 |
| -4,739 | 33,5445 | -9,246 | 27,8429 | -8,764 | 42,5668 | -9,217 |
| -5,103 | 33,0988 | -11,257 | 27,4561 | -10,748 | 42,0207 | -11,099 |
| -5,468 | 32,6655 | -12,892 | 27,0795 | -12,505 | 41,4877 | -12,366 |
| -5,832 | 32,2466 | -13,904 | 26,7151 | -13,823 | 40,9721 | -12,732 |
| -6,197 | 31,8462 | -14,015 | 26,3666 | -14,462 | 40,4758 | -11,884 |
| -6,561 | 31,4678 | -12,801 | 26,0385 | -14,026 | 40,0012 | -9,384 |
| -6,926 | 31,1117 | -10,073 | 25,7318 | -12,342 | 39,5453 | -5,056 |
| -7,29 | 30,7748 | -5,65 | 25,4452 | -9,246 | 39,1053 | 1,263 |
| -7,718 | 30,3996 | 2,054 | 25,1337 | -3,389 | 38,5973 | 11,419 |
| -8,145 | 30,0309 | 12,469 | 24,8378 | 4,828 | 38,0781 | 24,458 |
| -8,573 | 29,6542 | 26,358 | 24,5498 | 16,838 | 37,5227 | 40,25 |
| -9 | 29,2452 | 44,377 | 24,2546 | 34,101 | 36,8946 | 58,409 |

Annexe V
Tableaux des résultats de la modélisation numérique (Chapitre V)

| | | | | | | |
|---------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|
| -9,35 | 28,8316 | 56,414 | 23,9593 | 46,732 | 36,2720 | 69,262 |
| -9,7 | 28,3242 | 64,667 | 23,5839 | 55,594 | 35,5363 | 76,501 |
| -10,05 | 27,7160 | 69,904 | 23,1227 | 61,437 | 34,6829 | 80,837 |
| -10,4 | 27,0018 | 72,697 | 22,5677 | 64,766 | 33,7083 | 82,812 |
| -10,75 | 26,1815 | 73,68 | 21,9182 | 66,322 | 32,6112 | 82,99 |
| -11,1 | 25,2532 | 72,803 | 21,1727 | 65,913 | 31,3949 | 81,362 |
| -11,45 | 24,2195 | 70,215 | 20,3307 | 63,854 | 30,0582 | 77,939 |
| -11,8 | 23,0842 | 66,116 | 19,3987 | 60,464 | 28,6108 | 72,798 |
| -12,15 | 21,8548 | 60,4 | 18,3799 | 55,614 | 27,0576 | 65,824 |
| -12,5 | 20,5388 | 53,194 | 17,2820 | 49,414 | 25,4113 | 57,163 |
| -12,85 | 19,1486 | 44,458 | 16,1145 | 41,813 | 23,6860 | 46,815 |
| -13,2 | 17,6970 | 34,203 | 14,8887 | 32,807 | 21,8987 | 34,834 |
| -13,55 | 16,2015 | 22,576 | 13,6198 | 22,532 | 20,0700 | 21,416 |
| -13,9 | 14,6833 | 9,664 | 12,3252 | 11,029 | 18,2244 | 6,732 |
| -14,25 | 13,1634 | -4,538 | 11,0236 | -1,682 | 16,3877 | -9,304 |
| -14,6 | 11,6668 | -20,048 | 9,7375 | -15,573 | 14,5882 | -26,851 |
| -14,95 | 10,2186 | -37,523 | 8,4892 | -31,257 | 12,8545 | -46,637 |
| -15,3 | 8,8522 | -57,451 | 7,3048 | -49,274 | 11,2263 | -69,228 |
| -15,65 | 7,6036 | -79,908 | 6,2186 | -69,908 | 9,7475 | -94,245 |
| -16 | 6,5155 | -104,789 | 5,2677 | -93,246 | 8,4667 | -121,089 |
| -16,375 | 5,6385 | -114,6 | 4,5090 | -101,394 | 7,4238 | -132,853 |
| -16,75 | 5,0152 | -110,935 | 3,9737 | -96,804 | 6,6781 | -130,43 |
| -17,125 | 4,5689 | -99,199 | 3,5882 | -85,012 | 6,1477 | -118,918 |
| -17,5 | 4,2354 | -83,992 | 3,2967 | -70,647 | 5,7596 | -102,798 |
| -17,875 | 3,9730 | -67,672 | 3,0631 | -55,806 | 5,4616 | -84,739 |
| -18,25 | 3,7515 | -52,087 | 2,8634 | -42,14 | 5,2138 | -66,767 |
| -18,625 | 3,5560 | -38,245 | 2,6860 | -30,382 | 4,9996 | -50,169 |
| -19 | 3,3812 | -26,74 | 2,5279 | -20,888 | 4,8075 | -35,801 |
| -19,375 | 3,2234 | -17,896 | 2,3859 | -13,935 | 4,6365 | -24,132 |
| -19,75 | 3,0856 | -9,984 | 2,2620 | -7,672 | 4,4860 | -13,69 |
| -20,125 | 2,9672 | -3,553 | 2,1547 | -2,583 | 4,3570 | -5,136 |
| -20,5 | 2,8668 | 0 | 2,0630 | 0 | 4,2488 | 0 |

Annexe V
Tableaux des résultats de la modélisation numérique (Chapitre V)

Tableau AV.4. La variation du coefficient de poisson

U : Est le déplacement total du pieu (10^{-3} m).
Moment : Moment fléchissant du pieu (kNm/m).

| Y [m] | Etat de référence | | $\nu +0,1$ | | $\nu +0,1$ | |
|--------|-------------------|---------|------------|---------|------------|---------|
| | U | moment | U | moment | U | moment |
| 0,7 | 39,3868 | -2,684 | 38,9626 | -4,841 | 37,8570 | 0,597 |
| 0,525 | 39,2549 | -0,256 | 38,8381 | -1,916 | 37,7255 | 2,267 |
| 0,35 | 39,1222 | 2,007 | 38,7123 | 0,756 | 37,5916 | 3,897 |
| 0,175 | 38,9850 | 3,964 | 38,5824 | 3,041 | 37,4542 | 5,337 |
| 0 | 38,8433 | 5,49 | 38,4477 | 4,827 | 37,3124 | 6,451 |
| -0,365 | 38,5324 | 7,442 | 38,1507 | 7,166 | 37,0013 | 7,782 |
| -0,729 | 38,1976 | 8,094 | 37,8310 | 8,061 | 36,6666 | 8,043 |
| -1,093 | 37,8409 | 7,827 | 37,4886 | 7,937 | 36,3109 | 7,547 |
| -1,458 | 37,4646 | 7,004 | 37,1253 | 7,197 | 35,9354 | 6,593 |
| -1,823 | 37,0695 | 5,811 | 36,7436 | 6,053 | 35,5428 | 5,335 |
| -2,187 | 36,6592 | 4,387 | 36,3458 | 4,659 | 35,1355 | 3,881 |
| -2,552 | 36,2353 | 2,786 | 35,9350 | 3,077 | 34,7145 | 2,271 |
| -2,916 | 35,8004 | 1,051 | 35,5123 | 1,359 | 34,2817 | 0,539 |
| -3,281 | 35,3559 | -0,815 | 35,0805 | -0,492 | 33,8410 | -1,319 |
| -3,645 | 34,9047 | -2,814 | 34,6421 | -2,477 | 33,3933 | -3,306 |
| -4,01 | 34,4508 | -4,918 | 34,1994 | -4,57 | 32,9429 | -5,395 |
| -4,374 | 33,9964 | -7,091 | 33,7562 | -6,739 | 32,4914 | -7,551 |
| -4,739 | 33,5445 | -9,246 | 33,3148 | -8,898 | 32,0427 | -9,687 |
| -5,103 | 33,0988 | -11,257 | 32,8811 | -10,922 | 31,6017 | -11,682 |
| -5,468 | 32,6655 | -12,892 | 32,4577 | -12,579 | 31,1706 | -13,317 |
| -5,832 | 32,2466 | -13,904 | 32,0492 | -13,622 | 30,7549 | -14,359 |
| -6,197 | 31,8462 | -14,015 | 31,6582 | -13,763 | 30,3566 | -14,559 |
| -6,561 | 31,4678 | -12,801 | 31,2897 | -12,561 | 29,9808 | -13,535 |
| -6,926 | 31,1117 | -10,073 | 30,9434 | -9,812 | 29,6258 | -11,141 |
| -7,29 | 30,7748 | -5,65 | 30,6164 | -5,322 | 29,2907 | -7,242 |
| -7,718 | 30,3996 | 2,054 | 30,2523 | 2,56 | 28,9187 | -0,458 |

Annexe V
Tableaux des résultats de la modélisation numérique (Chapitre V)

| | | | | | | |
|---------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|
| -8,145 | 30,0309 | 12,469 | 29,8945 | 13,291 | 28,5560 | 8,55 |
| -8,573 | 29,6542 | 26,358 | 29,5267 | 27,538 | 28,1941 | 20,987 |
| -9 | 29,2452 | 44,377 | 29,1226 | 45,797 | 27,8148 | 38,132 |
| -9,35 | 28,8316 | 56,414 | 28,7082 | 57,544 | 27,4444 | 50,901 |
| -9,7 | 28,3242 | 64,667 | 28,1981 | 65,559 | 26,9880 | 59,792 |
| -10,05 | 27,7160 | 69,904 | 27,5867 | 70,619 | 26,4390 | 65,6 |
| -10,4 | 27,0018 | 72,697 | 26,8675 | 73,295 | 25,7913 | 68,922 |
| -10,75 | 26,1815 | 73,68 | 26,0411 | 74,169 | 25,0430 | 70,382 |
| -11,1 | 25,2532 | 72,803 | 25,1062 | 73,187 | 24,1926 | 69,875 |
| -11,45 | 24,2195 | 70,215 | 24,0640 | 70,509 | 23,2405 | 67,645 |
| -11,8 | 23,0842 | 66,116 | 22,9213 | 66,335 | 22,1936 | 63,971 |
| -12,15 | 21,8548 | 60,4 | 21,6817 | 60,545 | 21,0550 | 58,75 |
| -12,5 | 20,5388 | 53,194 | 20,3565 | 53,256 | 19,8349 | 52,08 |
| -12,85 | 19,1486 | 44,458 | 18,9550 | 44,427 | 18,5419 | 43,924 |
| -13,2 | 17,6970 | 34,203 | 17,4920 | 34,062 | 17,1901 | 34,304 |
| -13,55 | 16,2015 | 22,576 | 15,9850 | 22,289 | 15,7956 | 23,399 |
| -13,9 | 14,6833 | 9,664 | 14,4533 | 9,194 | 14,3784 | 11,273 |
| -14,25 | 13,1634 | -4,538 | 12,9210 | -5,261 | 12,9570 | -2,01 |
| -14,6 | 11,6668 | -20,048 | 11,4105 | -21,146 | 11,5575 | -16,371 |
| -14,95 | 10,2186 | -37,523 | 9,9491 | -39,158 | 10,2033 | -32,334 |
| -15,3 | 8,8522 | -57,451 | 8,5703 | -59,913 | 8,9235 | -50,281 |
| -15,65 | 7,6036 | -79,908 | 7,3112 | -83,456 | 7,7489 | -70,429 |
| -16 | 6,5155 | -104,789 | 6,2191 | -109,569 | 6,7161 | -92,848 |
| -16,375 | 5,6385 | -114,6 | 5,3541 | -118,273 | 5,8612 | -103,56 |
| -16,75 | 5,0152 | -110,935 | 4,7498 | -112,353 | 5,2362 | -102,952 |
| -17,125 | 4,5689 | -99,199 | 4,3200 | -98,358 | 4,7796 | -94,793 |
| -17,5 | 4,2354 | -83,992 | 3,9988 | -81,794 | 4,4382 | -82,341 |
| -17,875 | 3,9730 | -67,672 | 3,7436 | -64,977 | 4,1688 | -67,726 |
| -18,25 | 3,7515 | -52,087 | 3,5276 | -49,555 | 3,9411 | -52,865 |
| -18,625 | 3,5560 | -38,245 | 3,3371 | -36,207 | 3,7412 | -39,15 |
| -19 | 3,3812 | -26,74 | 3,1674 | -25,255 | 3,5624 | -27,534 |
| -19,375 | 3,2234 | -17,896 | 3,0150 | -16,995 | 3,4025 | -18,416 |
| -19,75 | 3,0856 | -9,984 | 2,8806 | -9,493 | 3,2629 | -10,346 |
| -20,125 | 2,9672 | -3,553 | 2,7645 | -3,335 | 3,1426 | -3,785 |
| -20,5 | 2,8668 | 0 | 2,6658 | 0 | 3,0418 | 0 |