

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par : BERNOUS OUSSAMA

Calcul de la contrainte totale d'un pieu sous chargement statique

Sous la direction de : Dr BENYAGHLA HACENE

Juillet 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Je remercie Dieu le Tout Puissant de nous avoir permis d'aller jusqu'à la fin de notre travail et de pouvoir le mettre en forme dans le présent manuscrit.

Je tiens à remercier mon encadreur, **le Docteur BENYAGHLA HACENE** pour son dévouement, ses conseils, son orientation pour la réalisation de ce travail.

Je remercie également tous les enseignants qui ont contribué à mon formation durant mon cursus universitaire.

Je remercie les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Je remercie aussi tous ceux qui de près ou de loin j'ai aidés.

Dédicace

❖ A mon père **BERNOUS BELKHIRE**, qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études. Mon modèle de labeur et de persévérance. Q'ALLAH le garde en bonne santé.

❖ A ma chère maman **ABDELAOUI KHEMISSA** qui est pour moi une source de réconfort.

❖ A tous mes frères et sœurs qui m'ont accompagné durant toutes mes études, je vous remercie vraiment.

❖ A tous mes amis (es), Merci pour votre soutien et encouragement

❖ A toute la communauté étudiante en Algérie et en particulier à Guelma.

BERNOUS OUSSAMA

ملخص

المعلوم و المعمول به عند خبراء الهندسة المدنية أن انشاء الهياكل القاعدية للمنشآت و بنايات على الأراضي ذات القدرة الضعيفة على التحمل هو أمر في غاية الخطورة , و قد وجدوا الحل في الأساسات العميقة التي تعتمد بالدرجة الأولى على الركائز .

من أجل الاستفادة من عمل الركائز بشكل جيد و فعال يلزم القيام بدراسات أولية و في بحثنا المتواضع سنتطرق الى واحدة من أهم الدراسات و هي حساب إجمالي إجهاد الركيزة تحت الحمل الثابت .

ان حساب إجمالي إجهاد الركيزة تحت الحمل الثابت هي الطريقة الفعالة التي تسمح بتحديد قدرة التحمل الحقيقية التي تستطيع ان تتحملها الركيزة .

توجد عدة طرق لحساب قدرة تحمل الركيزة سواء في الموقع باستخدام ادوات و آلات خاصة, او في المخبر اعتمادا على النتائج المتحصل عليها من الموقع .

الكمات المفتاحية:

الأساس العميق، الخوازيق، الحمل المحوري، الحمل المحدود، التحميل الثابت، الإجهاد النقضي، الاحتكاك الجانبي، الحركية، تحميل الحد، البلاكسيس

Abstract

It is known and practiced by civil engineering experts that the establishment of the basic structures of the facilities buildings on lands with weak capacity to carry is a very dangerous matter, and they have found the solution in the deep foundations that depend primarily on the piles.

In order to benefit from the work of the piles well and effectively, preliminary studies are required, and in our modest research we will address one of the most important studies, which is the calculation of the total stress of the pile under static load.

The calculation of total substrate stress under static load is an efficient method that allows determining the true bearing capacity the pile can withstand.

There are several methods for calculating the bearing capacity of the pile, either on site using special tools and machines, or in the laboratory depending on the results obtained from the site.

Keywords:

Deep foundation, axial load, limit load, Piles, loading static, constraint edge, lateral friction, kinematics, analysis limit, plaxis .

Résumé

Il est connu et pratiqué par les experts en génie civil que la mise en place des structures de base des bâtiments des installations sur des terrains à faible capacité de transport est une question très dangereuse, et ils ont trouvé la solution dans les fondations profondes qui dépendent principalement des piliers.

Afin de bien bénéficier du travail des pieux et de manière efficace, des études préliminaires sont nécessaires, et dans nos modestes recherches nous aborderons l'une des études les plus importantes, qui est le calcul de la contrainte totale du pieu sous charge statique.

Le calcul de la contrainte totale du substrat sous charge statique est une méthode efficace qui permet de déterminer la capacité portante réelle que le pieu peut supporter.

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante du pieu, soit sur site à l'aide d'outils et de machines spéciaux, soit en laboratoire en fonction des résultats obtenus sur le site.

Mots clés :

Fondation profonde, pieux, charge axiale, la charge limite, chargement statique, contrainte de pointe, frottement latéral, cinématique, analyse limite, plaxis.

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicace

ملخص

Abstract

Résumé

TABLE DES MATIERE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE D'ABREVIATIONS, SYMBOLES ET UNITES UTILISEE ABREVIATIONS

INTRODUCTION GENERAL

TABLE DES MATIERE

CHAPITRE I :GENERALITES SUR LES FONDATIONS SUR PIEUX

I.1 INTRODUCTION :	1
I.2 DEFINITION :	1
I.3 CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS :	1
<i>I.3.1 Fondations superficielles :</i>	1
<i>I.3.2 Fondations semi profondes :</i>	2
<i>I.3.3 Fondations profonde :</i>	2
I.4 GENERALITES SUR LES PIEUX :	6
<i>I.4.1 Introduction :</i>	6
<i>I.4.2 Définition :</i>	7
<i>I.4.3 Classifications des pieux :</i>	7
I.5 DÉTERMINATION DU NIVEAU D'ASSISE DE LA FONDATION PROFONDE :	19
I.6 CONCLUSION :	20

CHAPITRE II : CAPACITES PORTANTES DES PIEUX RUGUEUX SOUS

CHARGEMENT AXIALE

II.1 INTRODUCTION :	21
II.2 LA CAPACITÉ PORTANTE D'UN PIEU ISOLÉE RUGUEUX SOUS CHARGE AXIAL :	21
<i>II.2.1 Formule statique :</i>	22
<i>II.2.2 Calcul de la pression limite q_p sous la pointe</i>	22

II.2.3 Calcul du frottement latéral.....	23
II.2.4 Valeurs des coefficient unitaire des sols non cohérent.....	24
II.3 CALCUL DE Q_l A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRE :	25
II.3.1 Calcul du terme de pointe Q_p :	25
II.3.2 Calcul du frottement latéral Q_f :	25
II.4 CALCUL A PARTIR DE L'ESSAI AU PENETROMETRE :	25
II.4.1 Calcul de la pression limite Q_p sous la pointe :	26
II.4.2 Calcul du frottement latéral Q_f :	26
II.5 CHARGE ADMISSIBLE NETTE Q_{adm} D'UN PIEU FORE :	27
II.6 COMPORTEMENT D'UN GROUPE DE PIEUX :	27
II.7 EFFORT HORIZONTALS ET PIEUX INCLINES :	28
II.8 TASSEMENT D'UN PIEU ISOLE :	28
II.9 JUSTIFICATION ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES :	29
II.9.1 Capacité portante ou force portante.....	29
II.9.2 Dimensions – inclinaison :	29
II.10 DEMARCHE A SUIVRE POUR UNE ETUDE DE FONDATIONS PROFONDES :	30
II.11 DEFINITIONS ET MECANISMES DU FROTTEMENT LATERAL POSITIF ET NEGATIF :	30
II.11.1 Hauteurs d'action du frottement négatif :	31
II.12 EVOLUTION DE LA RESISTANCE DE POINTE q_p EN FONCTION DE LA PROFONDEUR :	32
II.13 CONCLUSION :	32

CHAPITRE III : MODELISATION NUMERIQUE D'UN PIEU ISOLE RUGUEUX

III.1 INTRODUCTION :	33
III.2 ANALYSE LIMITE :	33
III.3 EXPOSE DE LA METHODE ET CHOIX DE LA CONFIGURATION :	34
III.3.1 Approche cinématique pour un sol homogène :	34
III.3.2 Mécanisme de rupture et hypothèse de calcul :	34
III.4 METHODES NUMERIQUES :	34
III.4.1 Généralités :	34
III.4.2 méthode d'éléments finis :	34
III.5 CONCLUSION :	38

CHAPITRE IV: CALCULS

IV.1 INTRODUCTION :	39
IV.2 CALCUL A LA RUPTURE D'UN PIEU ISOLE PAR LA THEORIE D'ANALYSE LIMITE :	39
IV.3 MECANISME DE RUPTURE EN TRIDIMENSIONNEL SANS SURCHARGE	40
IV.3.1 Premier modèle (mécanisme) : frottement lisse $\delta < \varphi$	40
IV.4 CALCUL DU TRAVAIL DU PIEUX ET DE LA DISSIPATION D'ENERGIE EN TRIDIMENSIONNEL FROTTEMENT RUGUEUX $\delta = \varphi$:	41
IV.4.1 Décomposition du mécanisme du premier modèle.....	41

<i>IV.4.2 : Surfaces latérales :</i>	41
<i>IV.4.3 Vitesse agissante sur le modèle (mécanisme)</i>	42
<i>IV.4.4 Equation du travail : $\delta = \varphi$:</i>	43
IV.5 : APPLICATION DE CALCUL	43
<i>IV.5.1 Calcul analytique de la charge du pointe :</i>	44
<i>IV.5.2 Calcul analytique du frottement latéral :</i>	47
<i>IV.5.3 calcul de la charge totale :</i>	51
IV.6 CALCUL SELON LA METHODE DTU :	51
<i>IV.6.1 Calcul du terme de pointe :</i>	52
<i>IV.6.2 Calcul du frottement latérale :</i>	53
<i>IV.6.3 Calcul de la charge totale:</i>	54
IV.7 METHODES NUMERIQUES :	55
<i>IV.7.1 Calcul par logiciel plaxis :</i>	55
<i>IV.7.2 Les résultats de calcul :</i>	68

CHAPITRE V : VALIDATION

V.1 COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS DU CALCUL DE L'ANALYSE LIMITE ,CALCUL SELON LE DTU, CALCUL PAR PLAXIS :	69
<i>V.1.1 Comparaison pour $c=0,5$:</i>	69
<i>V.1.2 Comparaison pour $c=1$:</i>	70
<i>V.1.3 Comparaison pour $c=2$:</i>	71
V. 2 COMMENTAIRE :	71

VI. CONCLUSION GENERALE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I:

FIGURE I.1: LES TYPES DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	2
FIGURE I.2: FONDATION PROFONDE SUR PIEU	3
FIGURE I.3: FONDATION DES BARRETTES	4
FIGURE I.4: LES CAISSONS	5
FIGURE I.5: FONDATION PUIT	6
FIGURE I.6 : LES PIEUX	6
FIGURE I.7: SCHEMA PARTIE DU PIEU	7
FIGURE I.8: PIEU EN BOIS	8
FIGURE I.9: PIEU METALLIQUE FORME H ET TUBE	9
FIGURE I.10: PIEU EN BETON (PIEU PREFABRIQUE ET PIEU COULE EN PLACE)	9
FIGURE I.11: PIEU COMPOSITE	10
FIGURE I.12: PIEU BATTU PRÉFABRIQUÉ	11
FIGURE I.13: PIEU EN MÉTAL BATTU	12
FIGURE I.14: PIEU VISSÉ MOULÉ	13
FIGURE I.15: COLONNE BALLASTÉ	13
FIGURE I.16: PIEU FORÉ SIMPLE	14
FIGURE I.17: PIEU TARIÈRE CREUSE	15
FIGURE I.18: PIEU FORÉ TUBÉ	15
FIGURE I.19: UN MICROPIEU	16
FIGURE I.20: CLASSIFICATION DES PIEUX SELON LA MISE EN PLACE	17
FIGURE I.21 : PIEU FLOTTANTS PAR COMPACTAGE	17
FIGURE I.22: PIEU FLOTTANT	18
FIGURE I.23: PIEU CHARGÉ EN POINTE	18
FIGURE I.24: CLASSIFICATION SUIVANT LA TRANSMISSION DES CHARGES AU SOL ET LE MODE DE TRAVAIL DU PIEU	19

CHAPITRE II :

FIGURE II.1 : SCHÉMA DE FONCTIONNEMENT D'UN PIEU	23	
FIGURE II.2 : PIEU ISOLE SOUS CHARGES LATÉRALE	FIGURE II.3 : PIEU INCLINE CHARGER AXIALEMENT	28
FIGURE II.4 : MECANISMES DU FROTTEMENT LATÉRAL POSITIF ET NEGATIF	31	
FIGURE II.5 : EVOLUTION DE LA RESISTANCE DE POINTE q_p EN FONCTION DE LA PROFONDEUR D'ENFONCEMENT DU PIEU	32	

CHAPITRE III :

FIGURE III.1: COURBE INTRINSEQUE DU MODELE DE MOHR-COULOMB	36
FIGURE III.2 : PYRAMIDE DE MOHR-COULOMB TRACEE POUR C=0	36
FIGURE III.3 : SURFACE DE RUPTURE DANS L'ESPACE DES CONTRAINTES PRINCIPALES	37

FIGURE III.4 : ORGANIGRAMME DE LA STRUCTURE DU PLAXIS CODE	38
--	----

CHAPITRE IV:

FIGURE IV.1 : COUPE DU MECANISME POUR PIEU RUGUEUX ($\sigma \leq \varphi$), ET DIAGRAMMES DES VITESSES	40
FIGURE IV.2 : DECOMPOSITION DU MECANISME DE RUPTURE FROTTEMENT LISSE EN 3D (SELON COULOMB)	41
FIGURE IV.3 : CALCULE DE LA CHARGE DU POINTE EN FONCTION DE φ POUR C=0,5	46
FIGURE IV.4 : CALCULE DE LA CHARGE DU POINTE EN FONCTION DE φ POUR C=1	46
FIGURE IV.5 : CALCULE DE LA CHARGE DU POINTE EN FONCTION DE φ POUR C=2	47
FIGURE IV.6 : LES VALEURS DU CALCULE DE LA CHARGE DU POINTE EN FONCTION DE φ POUR DIFFERENTS VALEURS DE C	47
FIGURE IV.7: BLOC CONCERNE PAR LE FROTTEMENT LATERAL	48
FIGURE IV.8 : CALCUL DU FROTTEMENT LATERALE EN FONCTION φ	50
FIGURE IV.9 : CALCUL DE LA CHARGE LIMITE TOTALE EN FONCTION DE φ POUR DIFFERENT VALEURS DE c	51
FIGURE IV.10 : CALCUL DE LA CHARGE DU POINTE EN FONCTION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT POUR DIFFERENTS VALEURS DE COHESION	53
FIGURE IV.11 : CALCUL DU FROTTEMENT LATERALE SELON LE DTU EN FONCTION DE φ	54
FIGURE IV.12 : CALCUL DE LA CHARGE LIMITE TOTALE SELON LE DTU EN FONCTION DE φ POUR DIFFERENTS VALEURS DE c	55
FIGURE IV.13 : SOL HOMOGENE	55
FIGURE IV.14 : CARACTERISTIQUES GENERALES DU MODEL	56
FIGURE IV.15 : TAILLE DU MAILLAGE	57
FIGURE IV.16: DEFINITION DE LA GEOMETRIE DU PIEU	57
FIGURE IV.17 : LES PARAMETRES DU CRITERE DE MOHR-COULOMB	59
FIGURE IV.18 : PARAMETRES AVANCES DU CRITERE DE MOHR-COULOMB	59
FIGURE IV.19 : LES PARAMETRES DE L'INTERFACE	59
FIGURE IV.20 : FENETRE DES CARACTERISTIQUES GENERALES RELATIVE AU PIEU ISOLE	60
FIGURE IV.21 : MAILLAGE DU PROBLEME	60
FIGURE IV.22 : VALEUR DU MODULE K0 POUR UN PIEUX RUGUEUX	61
FIGURE IV.23 : CONTRAINTES INITIALES	61
FIGURE IV.24 : ECRAN DE FIN DE CALCUL	62
FIGURE IV.25 : VALEURS DE DEPLACEMENT IMPOSE	62
FIGURE IV.26 : BILAN DU CALCULE 1	62
FIGURE IV.27 : DEPLACEMENT TOTALE	63
FIGURE IV.28 : LE POINT A ET B	63
FIGURE IV.29 : BILAN DU CALCULE 2	64
FIGURE IV.30 : BILAN DU CALCULE 3	64
FIGURE IV.31 : BILAN DU CALCULE 4	65
FIGURE IV.32 : BILAN DU CALCULE 5	65
FIGURE IV.33 : BILAN DU CALCULE 6	66
FIGURE IV.34 : BILAN DU CALCULE 7	66

FIGURE IV.35 : BILAN DU CALCULE 8	67
FIGURE IV.36 : BILAN DU CALCULE 9	67
FIGURE IV.37 : LES CHARGES LIMITE TOTALE EN FONCTION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT φ POUR DIFFERENT VALEURS DE c CALCULER PAR PLAXIS	68

CHAPITRE V :

FIGURE V.1 : COMPARAISON ENTRE LES CHARGES TOTALE CALCULER PAR LES TROIS METHODES EN FONCTION DE φ POUR $c=0,5$	69
FIGURE V.2 : COMPARAISON ENTRE LES CHARGES TOTALE CALCULER PAR LES TROIS METHODES EN FONCTION DE φ POUR $c=1$	70
FIGURE V.3 : COMPARAISON ENTRE LES CHARGES TOTALE CALCULER PAR LES TROIS METHODES EN FONCTION DE φ POUR $c=2$	71

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I:

TABLEAU I.1 : CLASSIFICATION DES PIEUX (MCIF, 2006)	8
---	---

CHAPITRE II:

TABLEAU II.1 : VALEURS DE K POUR QUELQUES PIEUX EN FONCTION DE φ .	24
TABLEAU II.2 : LES VALEURS DU Kc SELON LA NATURE DU TERRAIN ET LA MISE EN ŒUVRE.	26

CHAPITRE IV:

TABLEAU IV.1 : LES VALEURS DU LA CHARGE LIMITE DU POINTE q_p CALCULER EN FONCTION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT POUR DIFFERENTS VALEURS DE LA COHESION	45
TABLEAU IV.2 : LES VALEURS DU FROTTEMENT LATERALE CALCULER EN FONCTION φ	50
TABLEAU IV.3 : CALCUL DE LA CHARGE LIMITE TOTALE.	51
TABLEAU IV.4 : LES VALEURS DU LA CHARGE LIMITE DU POINTE q_p CALCULER SELON LE DTU EN FONCTION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT POUR DIFFERENTS VALEURS DE LA COHESION	52
TABLEAU IV.5 : LES VALEURS DU FROTTEMENT LATERALE q_f CALCULER SELON LE DTU EN FONCTION φ	53
TABLEAU IV.6 : CALCUL DE LA CHARGE LIMITE TOTALE SELON LE DTU.	54
TABLEAU IV.7 : RESULTAT DU CALCUL DE LA CHARGE TOTALE PAR PLAXIS.	68

CHAPITRE V:

TABLEAU V.1 : LES VALEURS DE LA CHARGE LIMITE CALCULER PAR LES TROIS METHODES POUR $c=0,5$.	69
TABLEAU V.2 : LES VALEURS DE LA CHARGE LIMITE CALCULER PAR LES TROIS METHODES POUR $c=1$.	70
TABLEAU V.3 : LES VALEURS DE LA CHARGE LIMITE CALCULER PAR LES TROIS METHODES POUR $c=2$.	71

LISTE D'ABREVIATIONS, SYMBOLES ET UNITES UTILISEE

ABREVIATIONS

MCIF : Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations.

DTU : Document Technique Unifié.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

MC : modèle de Mohr-Coulomb.

Symboles

A : aire de la section droite de la pointe du pieu.

B : largeur d'une fondation.

D : La profondeur du pieu en.

D_c : profondeur critique.

D_e : hauteur d'encastrement mécanique.

K_p : Facteur de portance préssiométrique.

Q_c : force de pointe sous le pieu .

Q_s : force de frottement le long de la surface latérale de pieu.

C_e : Le coefficient d'efficacité du Groupe.

P_i : périmètre de l'élément de fondation.

h : Longueur d'ancrage.

Q_p : le terme de pointe.

Q_f : le terme de frottement latéral.

Q_t : La charge portante totale.

Q_{adm} : La charge admissible.

Q_{pv} : La force portante verticale.

Q_l : Capacité portante ou pression limite du pieu.

Q_{fi} : Frottement latéral unitaire de la couche i .

n : Nombre de couches traversées par le pieu.

P : Périmètre du pieu.

h_i : Epaisseur de la couche i .

q_d : Le frottement latéral unitaire.

q_p : Capacité portante brute sous la pointe.

r : Rayon.

D_e : L'ancrage critique.

c_u : La cohésion non drainé du sol.

σ_v' : Contraintes effectives vertical.

σ_h' : Contraintes effectives horizontale.

K : Coefficient de poussé du sol sur le pieu.

φ_a : L'angle de frottement sol-pieu.

Ple : La pression limite.

p_0 : La pression horizontale totale de terre.

q_0 : La pression verticale totale de terre.

k : Facteur de portance.

q_c : La résistance de pointe du pénétromètre statique.

Q_p' : Force portante nette à la pointe du pieu.

n : Nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté.

m : Nombre de pieux par rangée.

L : Entraxe des pieux d'une même rangée.

f : Coefficient d'efficacité.

Q_l' : La charge portante limite d'un pieu du groupe.

N : Le nombre de pieux du groupe.

S_{ref} : La valeur limite du tassement.

ple^* : pression limite nette équivalente.

PL_1 : Valeur de P_l mesuré à un niveau situé à un diamètre au-dessus du niveau de la base de la fondation.

PL_2 : Valeur de PI mesurée au niveau de la base.

PL_3 : Valeur de PI mesurée sous la base à une profondeur d'un diamètre de la fondation.

c : Cohésion du sol.

E : Module d'Young.

f_p : frottement latéral positif.

f_n : frottement latéral négatif.

N_γ, N_q, N_c : terme de portance (de surface, de profondeur, de cohésion).

p_{max}^{res} : Charge résistance Maximale correspondante.

S : surface de contact fût du pieu –sol.

S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 : Surface latérale de glissement.

V_i : Vitesse de déplacement du bloc du sol.

V_{ij} : Vitesse relative de déplacement du bloc du sol.

W_1, W_2, W_3 : Poids des blocs du mécanisme.

α : angle d'inclinaison des surfaces de discontinuité.

β : angle d'inclinaison des surfaces de discontinuité.

δ : angle de frottement de l'interface pieu-sol.

θ : angle d'inclinaison des surfaces de discontinuité.

σ : contrainte normale.

τ : contrainte de cisaillement.

Ω : angle d'inclinaison des surfaces de discontinuité.

φ : Angle de frottement interne.

Φ : Diamètre du pieu.

S_s : Tassement.

u : Pression interstitielle.

ε : Déformation.

ν : Coefficient de Poisson .

ρ : Masse volumique.

γ_s : Poids volumique du sol.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

γ_{sat} : Poids volumique de sol saturé .

Ψ : Angle de dilatance .

σ' : Contrainte effective .

E_s : Module d'élasticité du sol .

E_p : Module d'élasticité du pieu.

I_p : Moment d'inertie de la section transversale du pieu.

Unités utilisées

t/m^3 : Poids volumique.

$MPa = N/mm^2$: Méga Pascal (newton par millimètre carré).

KN/m^2 : Kilo newton par mètre carré.

KN/m^3 : Kilo newton par mètre cube.

$^\circ$: Degré.

NOTATION

P (P_{ext}) Charge extérieure

P_{max}^{res} : Charge résistance Maximale correspondante

δ : angle d'obliquité de la butée par rapport au fût du pieu

$V_0, V_{01}, V_1, V_{12}, V_2$: Vitesses de déplacement .

W_1, W_2, W_3 : Poids des blocs du mécanisme.

p : Charge de confinement.

S : surface de contact fût du pieu –sol.

S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 : Surface de glissement.

f_s^{DTU} : Force de frottement calculé par le DTU.

f_s : modèle Force de frottement calculé numérique manuel.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des fondations des installations est considérée comme une science à part entière, combinant plusieurs disciplines telles que la mécanique des sols liée aux couches du sol, leur comportement et leurs propriétés, et la résistance des matériaux liée aux forces affectant les éléments de structure et les contraintes qui en résultent tels comme forces de couple et de cisaillement, et travaux d'inventaire liés aux quantités d'excavation et de remblayage, volumes de béton, barres d'armature, etc. et travaux d'entretien liés à la protection du béton contre les fissures et les produits chimiques nocifs.

Sciences telles que les mathématiques, la mécanique, la chimie et la gestion.

Dans notre exposé nous avons souligné le comportement d'un pieu soumis aux charges axiales.

Le but de notre exposé est de calculer la charge limite d'un pieu isolé par différentes méthodes (Analyse limite, Plaxis 8.2, DTU 13.2).

Cette recherche est organisée en cinq chapitres :

1. Le premier chapitre évoque les éléments de base dont la classification des pieux, les Principes de fonctionnement des pieux.
2. Le deuxième chapitre est dédié au comportement d'un pieu rugueux sous chargement verticales.
3. Le troisième chapitre est une étude de la modélisation numérique des pieux rugueux par la théorie des éléments finis.
4. Le quatrième chapitre présente un calcul de la charge limite d'un pieu rugueux par le calcul numérique manuel et le logiciel Plaxis 8.2.
5. Le cinquième chapitre est une validation entre les différents calculs effectués.

CHAPITRE I:
GENERALITES SUR LES FONDATIONS
SUR PIEUX

I.1 Introduction :

Un ouvrage, prend appui sur un sol d'assise, quel que soit sa forme et sa destination, et lui transmet des charges.

Les fondations constituent les ouvrages qui jouent le rôle d'interface entre la structure porteuse et le terrain

Adaptées à la fois à l'ouvrage et à la nature du sol, elles prennent des formes diverses de manière à assurer une bonne répartition des contraintes.

Les principes généraux d'établissement des ouvrages de fondation n'ont guère variés depuis la plus haute antiquité. Les chinois connaissant les procédés de sondage à percussion, arrivaient à atteindre des profondeurs de plusieurs centaines de mètres avec des tiges de bambou.

I.2 Définition :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

I.3 Choix de type de fondations :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans le moindre risque d'instabilité sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut.

Pour le choix de type de fondation à prévoir ; on est amenée à prendre en considération :

- * La capacité portante du sol
- * Stabilité totale de l'ouvrage
- * Nature de la structure

I.3.1 Fondations superficielles :

On retient trois principales formes de fondations superficielles. Elles se réalisent à une profondeur comprise entre cinquante centimètres et trois mètres, selon la mise hors gel à respecter (DTU 13.11). Le choix est conditionné par la pression que le sol est en mesure de supporter (descente de charge).

Si $D/B < 4$ la fondation est dite superficielle.

Les fondations superficielles sont de trois types :

- a) Semelle isolée : qui sont les fondations de poteaux
- b) Semelles filantes : qui sont les fondations des murs, surtout les murs en parpaings et les voiles. Les semelles filantes servent à répartir les charges sur une plus grande surface afin que l'ouvrage ne s'enfonce pas dans le sol.
- c) Les radiers ou dallage

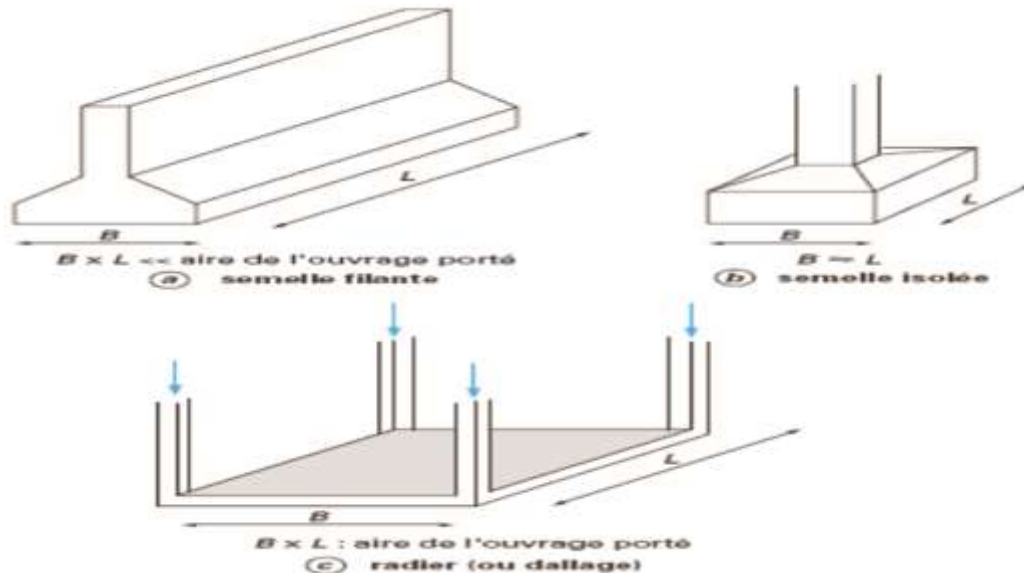


Figure I.1: les types des fondations superficielles

I.3.2 Fondations semi profondes :

Se situent entre trois et six mètres de profondeur. Elles conviennent pour des bâtiments de hauteur moyenne, type maison avec sous-sol et étage(s). Positionnés aux angles de la maison et à l'aplomb des refends, les pieux ou puits sont reliés entre eux par des longrines, Si $4 \leq D/B < 10$ la fondation est dite semi-profonde.

Les fondations semi-profondes désignent des puits remplis de béton. Ils sont creusés à une certaine profondeur : ainsi, les fondations sont posées sur un sol bien stable et résistant.

L'avantage est que vous êtes sûr d'être en zone « hors gel ». En effet, les fondations doivent être mises en place à une profondeur minimale pour éviter les risques de gel, aussi utilisées dans le cas des extensions.

I.3.3 Fondations profonde :

Les fondations profondes commencent au-delà de six mètres et peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres (DTU 13.2). Leur utilisation se conçoit, en particulier, lorsque le terrain présente des risques de tassement ou d'éboulement, Si $D/B \geq 10$ la fondation est dite profonde.

Les fondations profondes permettent d'aller chercher la couche résistante dans le sol à une profondeur adéquate, en traversant les couches de qualité moindre. Au vu de la taille du fût, l'effet de résistance à la pointe et la résistance au frottement peuvent être conjugués. La fondation profonde présente une surface d'appui sur l'horizon d'assise égale à sa section. Cette surface d'appui engendre une réaction du sol que l'on appelle terme de pointe. Lorsque la fondation présente une dimension verticale importante, la surface de contact entre les flancs de la fondation et le terrain peut être le siège de frottements (dans les deux sens). Suivant le mode de réalisation ce frottement peut être significatif. Les efforts mobilisés au niveau de ce contact constituent le frottement latéral.

Ce sont des fondations dont le calcul de portance intègre le terme de profondeur. Les fondations profondes sollicitent le sol par deux types d'action :

- le frottement de la fondation sur le sol qui l'entoure, et qui offre ainsi une résistance à l'enfoncement.
- le terme de pointe qui correspond à l'appui vertical de la fondation sur un sol de qualité acceptable.



Figure I.2: fondation profonde sur pieu

I.3.3.1 Les différents types de fondations profondes :

Pour atteindre le substratum résistant ou la couche de sol d'ancrage, on réalise, soit des puits relativement peu profonds, soit des pieux ou soit des barrettes, qui sont les types de fondation profonde existante.

a) Les barrettes :

Colonne en béton armé moulée dans le sol où la tranchée creusée est maintenue ouverte au moyen d'un fluide de support (coulis à base de bentonite).

On peut appliquer ce type :

En combinaison avec des parois moulées ;

Réalisation d'ouvrages "top and down" ;

Possibilité d'arrêter le bétonnage au niveau requis, même sous le niveau de la plate-forme de travail ;

Fonction portante: report de charges verticales concentrées élevées, d'efforts horizontaux et de moments de flexion à grandes profondeurs d'assise ;

Assise possible dans des couches plus résistantes ou rocheuses.

On trouve les barrettes en diverses Formes: barrettes droites (simple ou en panneau), en croix, en H, en T ou en L, etc...

Longueur à définir en fonction du corps du grappin (2.85 m ou 3.40 m) et sur la base d'un calcul de stabilité de la tranchée (en fonction du niveau de la nappe phréatique, de la granulométrie du sol, de la proximité de charges, du type de bentonite, ...)

Largeur: 0.60 m, 0.80 m, 1.00 m, 1.20 m et 1.50 m Capacité portante utile de 5.000 jusqu'à 50.000 *kN*

Le forage de la barrette sous suspension bentonitique est exécuté au moyen de différents outils, choisis en fonction de la nature du sol: hydrofraise, benne d'excavation mécanique ou hydraulique.

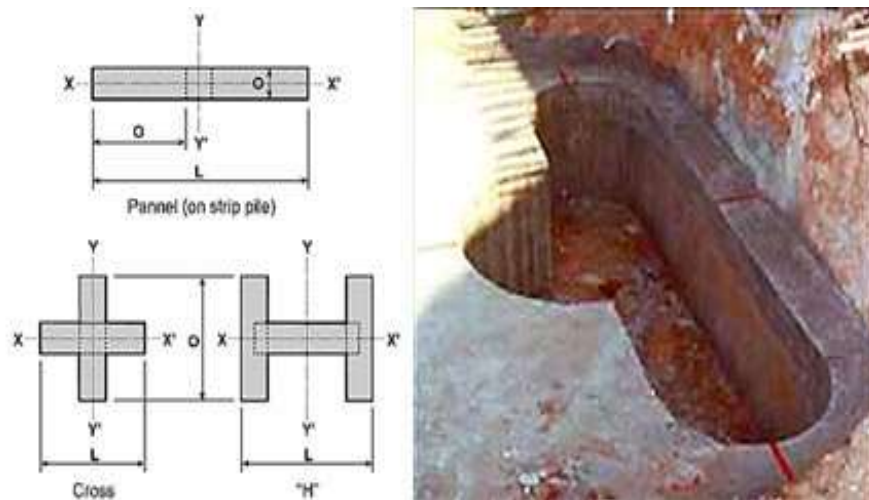


Figure I.3: fondation des barrettes

b) Caissons :

Ce sont des fondations massives et profondes de différentes formes et dimensions que nous utilisons dans les fondations de structures à très fortes charges telles que les ponts et les structures marines, qui ne correspondent pas à d'autres types de fondations. Les caissons peuvent être «préfabriqués» ou il peut être coulé sur place.

Les caissons sont utilisés dans les cas suivants:

- 1- Ces fondations sont utilisées dans les ponts, les ouvrages maritimes ou les voies navigables, et leur diamètre est supérieur à celui des fondations sur pieux, et elles peuvent supporter des charges plus importantes.
- 2- Utilisé pour construire des fondations ou des trottoirs près de l'eau dans les rivières et les mers.
- 3- Dans des conditions difficiles, lorsque le forage régulier est impossible en raison de la présence d'eau souterraine ou de surface.

Elle est réalisée de deux manières:

- 1- Avec une pièce immergée dans l'eau en faisant des rideaux bloquant l'eau autour d'elle, ce type est appelé la chambre submersible.

2- Ou bien, une pièce pour caissons peut être construite du type à toit ouvert.

- Les caissons sont également utilisés au milieu des plans d'eau ou sous la nappe phréatique pour transférer des charges importantes des ponts et des installations lourdes vers des couches de sol ou de roches adaptées au transport des charges. Les cellules sont remplies de béton.

- Les dimensions des caissons sont déterminées en fonction des charges sur celui-ci et de la tension admissible de la couche de sol apte à la fondation sur le site.

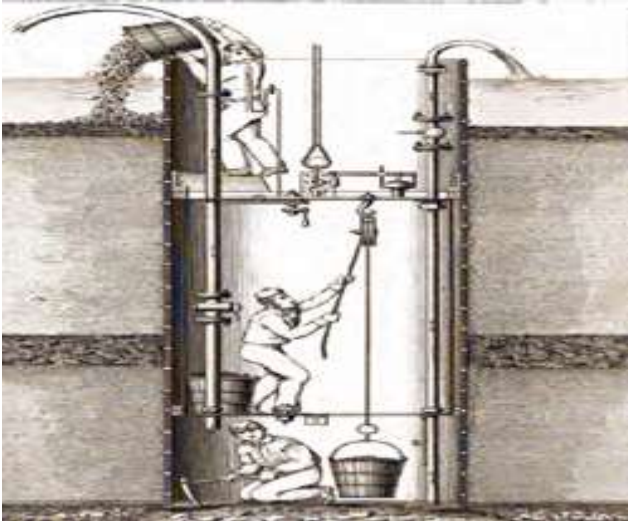


Figure I.4: les caissons

c) Puits :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure, telle qu'un bâtiment, vers le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m.

Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes comme les pieux ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important. Les fondations semi-profondes sont de plus en plus remplacées par des fondations superficielles couplées à des techniques d'amélioration de sol, comme les colonnes ballastées ou les inclusions rigides.

Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

La section des puits est très variable : circulaire, carrée, rectangulaire, semi-circulaire, en angle...etc.

- Les puits de section circulaire ont un diamètre supérieur ou égal à 1.20m.
- Les puits de section quelconque ont une largeur minimale de 0.80m et une section minimale de 1.1m².
- La force portante des puits est fonction de leur section ;
- Leur profondeur est limitée par les conditions d'exécution en ce qui concerne les puits manuels (problèmes de ventilation, venues d'eau) ou par la capacité des engins de terrassement (pelle mécanique, tarière gros diamètre, ...).

- Ils peuvent être munis d'une base élargie qui ne peut être réalisée que dans les sols de cohésion suffisante, car son blindage est impossible. Le diamètre de la base élargie est limité au double du diamètre du puits.

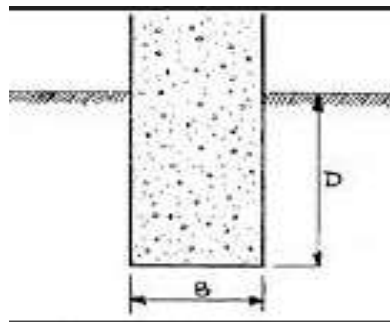


Figure I.5: fondation puit

d) Les pieux :

Ce sont des piliers qui s'enfoncent dans le sol sous les bases renforcées de la structure pour transférer les charges de la structure sur une grande profondeur de sol en l'absence d'une couche de surface appropriée pour la fondation.

Les pieux sont des fondations profondes creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20 m et plus. La section la plus courante d'un pieu est le cercle. Les diamètres peuvent varier de 0,10 à 1.60 m et plus. Les autres sections possibles des pieux sont des carrés et des polygonaux (pieux préfabriqués), et rectangulaire.



Figure I.6 : les pieux

I.4 Généralités sur les pieux :

I.4.1 Introduction :

Lorsque le sous-sol de la structure est bas, ou qu'il y a de grandes charges de conception sur la structure, ou les deux, de sorte que le sol devient incapable de supporter la structure sur la couche de surface, la profondeur de la fondation augmente jusqu'à ce qu'elle atteigne une couche appropriée pour ancrage, ici les ingénieurs doivent compter sur des pieux.

Bâtiment et construction industrielle. Les pieux en fonte ductile s'imposent particulièrement comme pieu de compression.

On peut utiliser les pieux en plusieurs applications :

- Ouvrages d'art.
- Réhabilitation d'ouvrages, soutènement.
- Fouilles et ouvrages élancés.
- Pose de canalisations, confortement.
- Protection acoustique.
- Pieux énergétiques.

I.4.2 Définition :

Le 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.

Les parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe.

Hauteur d'encastrement (D) : elle est dite aussi « fiche de pieu », elle représente sa longueur enterrée.

Ancrage (h) : c'est la hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage. Si le pieu est fiché dans milieu homogène (monocouche), l'ancrage est égal à la hauteur d'encastrement.

Ancrage critique (D_c) : c'est la profondeur au-delà de laquelle la résistance en pointe du pieu devient constante avec la profondeur. La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol.

Couche d'ancrage : c'est la couche dont la quelle est arrêté la base de la fondation ou de pieu.

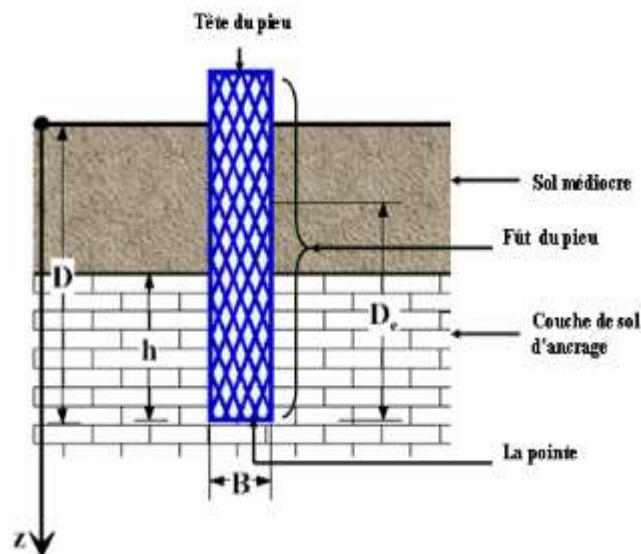


Figure I.7: schéma partie du pieu

I.4.3 Classifications des pieux :

Les pieux peuvent être classés selon le matériau constitutif (en bois, métal, béton armé), ou selon leur mode d'installation dans le sol.

I.4.3.1 Classification du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006)

Tableau I.1 : Classification des pieux (MCIF, 2006)

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

I.4.3.2 Classification suivant les matériaux constitutifs:

a) Bois :

Ce sont des pieux préfabriqués mis en place par battage (associé quelque fois au lançage), Ils travaillent généralement par effort de pointe et frottement latéral, moins souvent à l'arrachement, à la flexion ou comme pieux de resserrement, Ils sont à l'heure actuelle très peu utilisée en France, plus au Canada ou aux Etats-Unis d' Amérique, relativement souvent en Hollande, Ils sont très présents dans les monuments historiques.



Figure I.8: pieu en bois

b) Métal (Acier) :

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage, Leurs sections sont:
- en forme de H.

- en forme d'anneau (tube).

- en forme quelconque, obtenue par soudage de palplanche par exemple.

Ils ne sont classés dans cette catégorie que si leur base est obturée, sinon ils font partie des pieux particuliers .



Figure I.9: pieu métallique forme H et tube

c) Béton :

Nous avons deux types de pieux en béton : pieux préfabriqués en béton armé Ce type est largement utilisé et ses secteurs varient de 30 x 30 cm à 50 x 50 cm et coulé dans une cotelette de bois ou de fer et son fer d'armature ne représente pas moins de 1,5% de la superficie du secteur de pieu et kanats tous les 20 cm, Pieux en béton coulé sur place ces pieux travaillent en place en forant dans le sol du diamètre et de la profondeur requis, puis en remplissant ce trou avec du béton régulier ou armé.



Figure I.10: pieu en béton (pieu préfabriqué et pieu coulé en place)

d) Composite :

Ce sont habituellement des tubes en acier remplis de béton.



Figure I.11: pier composite

I.4.3.3 Classifications Suivant la mise en œuvre :

Il y a plusieurs façons de mettre en œuvre un pier mais le choix doit se faire en fonction des caractéristiques attendues du pier en question. Ici, nous comptons deux (02) différents types de mise en œuvre qui sont :

a) Les piers préfabriqués :

Les piers préfabriqués sont des piers prêts à l'emploi constitués d'un seul ou de plusieurs blocs que l'on assemblera au fur et à mesure qu'on les enfonce. Ces piers sont généralement mis en place par la technique de battage, par vibration ou par enfoncement hydraulique.

Pour le cas de la technique de battage, les piers les plus utilisés dans ce domaine sont les piers en béton armé, en bois, en acier ou même en béton précontraint.

Pour la technique d'enfoncement par vibration, on utilise généralement les piers en acier pour avoir une bonne réaction. Ces vibrations font dissiper la terre sur la pointe des piers et facilitent l'enfoncement sans aucune force de battage. On arrête lorsque l'on obtient un refus prématuré.

Pour la technique de l'enfoncement hydraulique, les piers doivent être en acier. Ils sont enfoncés par un vérin hydraulique que l'on associe à une mâchoire métallique. Celle-ci s'agrippe au pier pour l'enfoncer puis on la relâche quand le vérin reprend sa position initiale.

L'avantage de cette technique est qu'elle ne fait aucun bruit et ne nécessite aucune vibration.

b) Les pieux coulés sur place :

Les pieux coulés sur place sont exécutés directement sur le chantier. Ils sont en béton armé. Cette technique part du principe qu'il faut creuser un trou puis couler le béton à l'intérieur. On peut procéder de deux façons différentes :

Soit on fait le coulage avec maintien des parois, soit on le fait sans maintien des parois.

On peut aussi introduire des buses en béton ou bien des tubes en acier pour soutenir les parois de l'excavation. Puis, on pose les armatures et on effectue le coulage.

A l'aide d'un engin d'excavation, on creuse le trou puis on met en place les armatures et en suite on coule le béton.

I.4.3.4 Classifications Suivant la mise en en place :

La classification des pieux est faite suivant leur mode de mise en œuvre :

a) Suivant un principe d'enfoncement dans le sol

Sont les pieux dont la mise en place provoque un refoulement de sol :

1-Pieu préfabriqué battu : Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.



Figure I.12: Pieu battu préfabriqué

2-Pieu en métal battu : Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont : en forme de H ; en forme d'anneau (tube) ; en forme quelconque, obtenues par soudage de palplanches.



Figure I.13: Pieu en métal battu

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

4-Pieu en métal foncé : Ces pieux, entièrement métallique, sont constitués d'acier E24-2 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.

5-Pieu 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 fût et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

6-Pieu 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.

7-Pieu battu enrobé : Ce pieu à âme métallique (acier E24-2) est constitué de tube 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 fût 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.

8-Pieu 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 menés pour permettre l'enfilage de câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte.

9-Pieu 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 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.

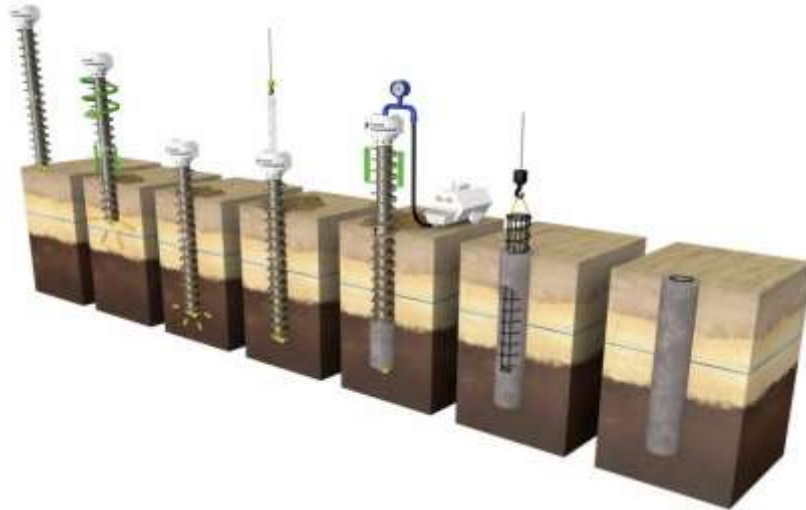


Figure I.14: Pieu vissé moulé

10-colonne ballasté : Cette technique consiste en la réalisation de colonnes en gravier ou ballast avec un vibreur pour renforcer tous les sols dans la zone de traitement et densifier les sols granulaires environnants. C'est une technique développée par Johann Keller, le fondateur de notre société. Elle fait partie intégrante de nos projets depuis plus de 70 ans.

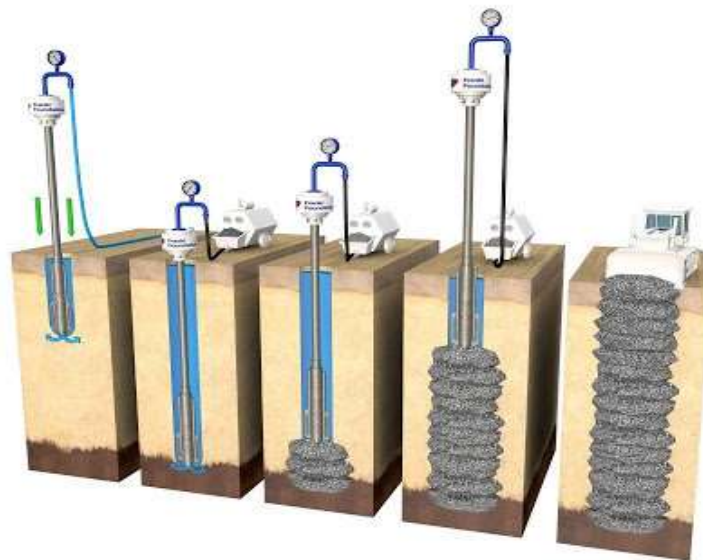


Figure I.15: colonne ballasté

b) Suivant un principe de mise en œuvre dans une excavation

Sont les pieux dont la mise en place ne provoque pas un refoulement de sol

- **Les pieux forés sans tubage :**

Lorsque les conditions le permettent (mais ce cas se présente rarement), on peut exécuter les forages à sec ou sous eau claire. Il faut, bien évidemment, que le sol traversé soit très cohérent pour que les parois du forage soient auto-stables. Mais dans le cas général, le soutènement des parois du forage est assuré par une boue à base de bentonite. Le forage à la boue n'est envisageable que si l'on ne risque pas de pertes brutales de la boue, comme, par exemple, dans les terrains calcaires ou gypseux dans lesquels on peut rencontrer des poches de dissolution. Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

1-Pieu 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 paroi, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

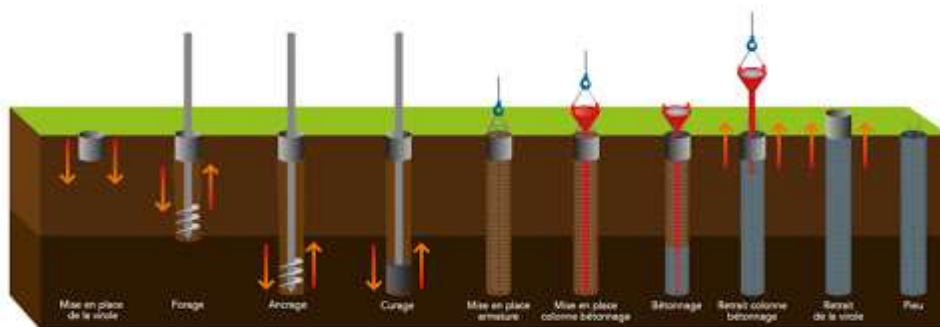


Figure I.16: Pieu foré simple

2-Pieu 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 .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.

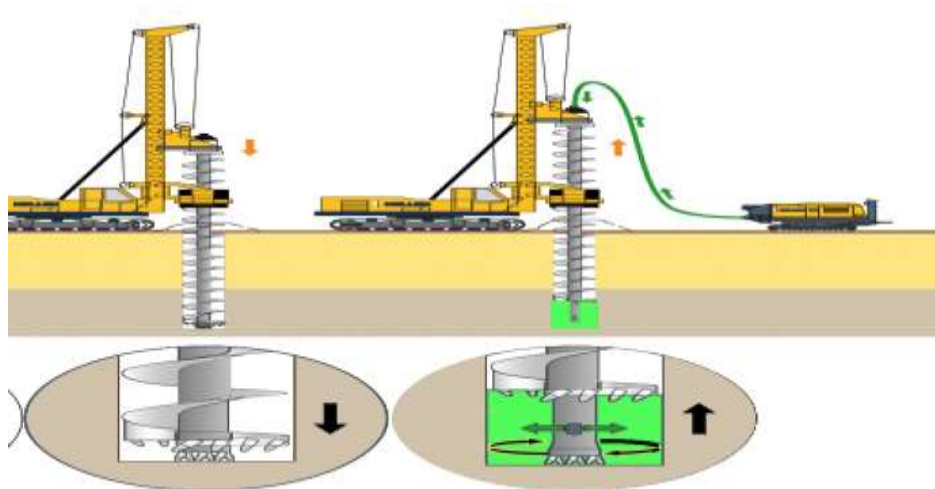


Figure I.17: Pieu tarière creuse

3-Pieu foré à la boue : Mis en place à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que la 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.

- **Les pieux forés avec tubage:**

Lorsque le soutènement des parois du forage ne peut être assuré à l'aide de boue, on exécute le forage à l'intérieur d'un tube de travail (tube circulaire de forte épaisseur) qui est battu, ou bien vibrofoncé, ou encore, dans certains procédés particuliers, foncé par louvoisement. Le forage sous tubage est souvent employé en site aquatique, et lorsque l'on doit traverser des couches dures ou le tube permet de guider l'outil de forage. Et le type des pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

1-Pieu foré tubé : Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par 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, ou foncé avec louvoisement au fût et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli 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.

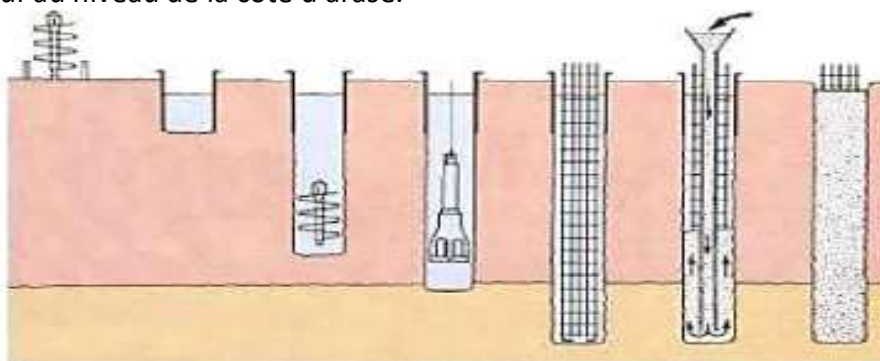


Figure I.18: Pieu foré tubé

2- Micropieux : La technique et l'utilisation de micro pieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés. On distingue, dorénavant, quatre types de micropieux :

-Type I : c'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250mm. 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 micro pieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil ;

-Type II : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250mm. 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 250mm. 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 1MPa. 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.

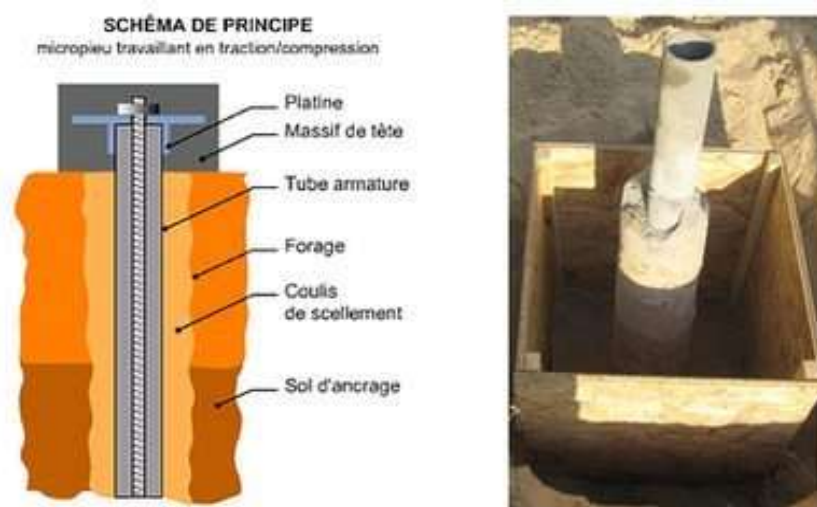


Figure I.19: un micropieu

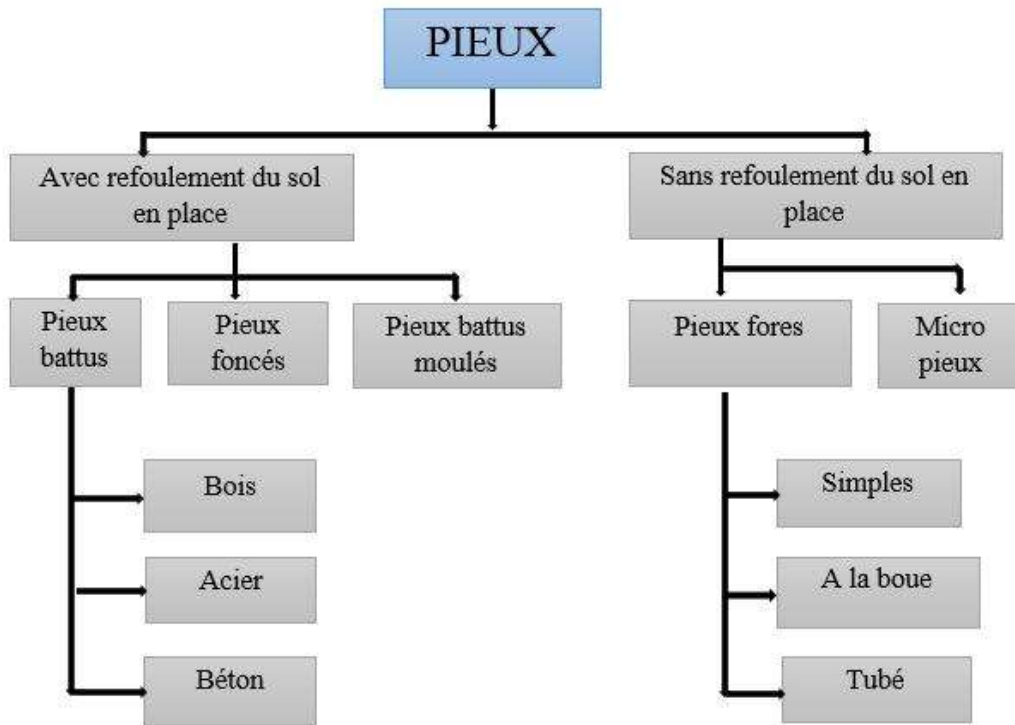


Figure I.20: classification des pieux selon la mise en place

I.4.3.5 Classification suivant le mode de fonctionnement (Terzaghi) :

1) pieux flottants

A. Dans un sol à gros grains, très perméable

Lorsque du battage, le pieux refoule et compacte le terrain. Au voisinage du pieu la porosité et la compressibilité du sol sont réduites, de ce fait le frottement latéral sur le pieu est augmenté. Ces pieux transmettant d'ailleurs les plus grands parts des charges par l'intermédiaire du frottement latéral, c'est pourquoi on les appelle des pieux flottants.

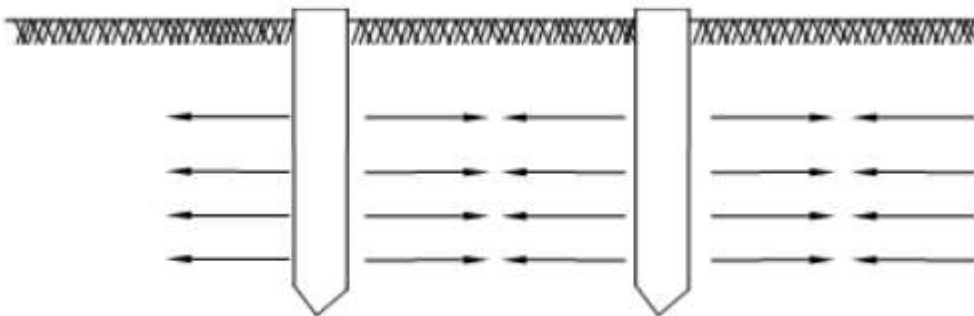


Figure I.21 : pieu flottants par compactage

B. Dans un sol à grains fins de faible perméabilité

Ce sont des pieux dont la capacité de charge résulte du frottement de la peau ou de l'adhérence entre la surface du pieu et le sol environnant.

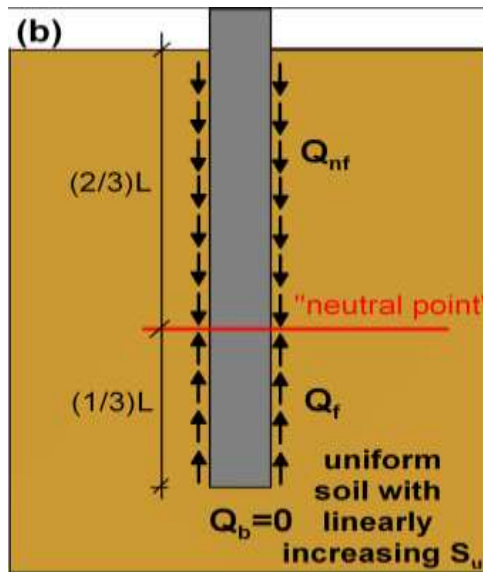


Figure I.22: pieu flottant

2) Pieux chargés en pointe

Pieux porteurs d'extrémité: Les pieux qui transfèrent la charge structurelle à une strate dure et relativement incompressible telle que la roche ou le sable dense sont appelés pieux porteurs d'extrémité. Ces pieux tirent la capacité portante requise du palier d'extrémité à l'extrémité du pieu .

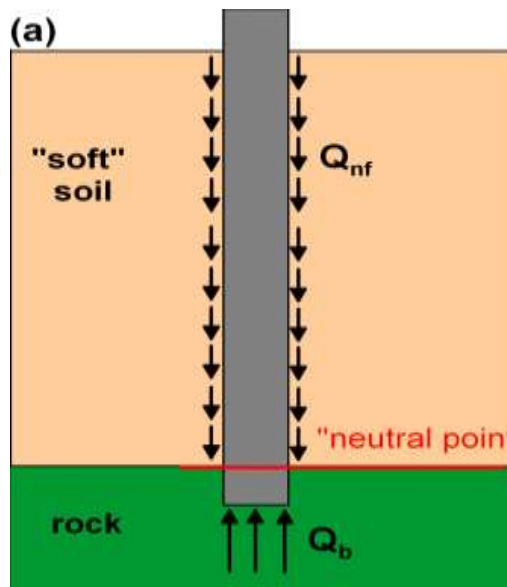


Figure I.23: pieu chargé en pointe

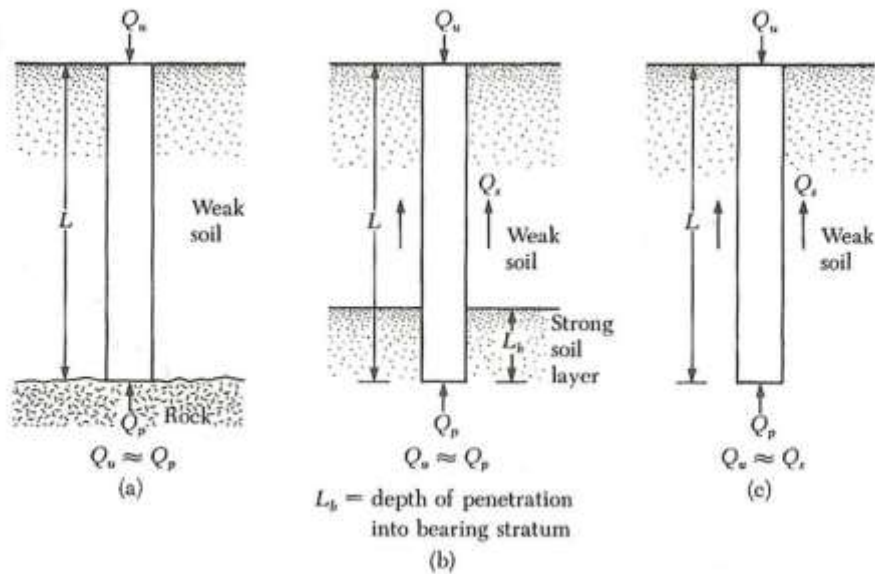


Figure I.24: classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu

I.4.3.6 Classification selon l'Eurocode 7 :

La nouvelle norme NF P 94-262 Juillet 2012 « Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7. Fondations profondes », donne une nouvelle classification des pieux, tel que les pieux sont classés selon leur technique de mise en œuvre (Eurocode 7), on a :

- Pieux appuyés en pointe ;
- Pieux flottants ;
- Pieux en traction ;
- Pieux chargés latéralement.

I.5 Détermination du niveau d'assise de la fondation profonde :

Le niveau d'assise des pieux ou parois, mentionnés sur les plans d'adjudications, est présumé. Le niveau d'assise des pieux ou parois doit satisfaire aux conditions suivantes :

- La contrainte en base de la fondation ne peut être supérieure à la portance utile du sol, telle que définie au K. 2.1.6.
- la valeur de refus, dans le cas de pieux battus, doit rester inférieure à celle calculée sur base des indications fournies au fonctionnaire dirigeant par l'entrepreneur quant au type de pieu et au matériel de battage que ce dernier compte mettre en œuvre.
- Le refus est calculé suivant les formules reprises ci-après, qui sont directement fonction des caractéristiques du matériel de battage à l'aide d'un mouton en chute libre.

I.6 Conclusion :

Les fondations sont la partie Principale de la construction, et c'est pourquoi Nous devons faire des études minutieuses doivent être effectuées afin de choisir la fondation la plus appropriée, et à partir de là, dans ce chapitre, nous avons traité de la présentation des types de fondations profondes, et nous nous sommes concentrés sur la fondation du pieux, ses types et la différence entre eux, les domaines de leur utilisation , leur fonctionnement et leur mode d'exécution , tout cela est à partir d'un choix du type de pieu approprié.

Les fondations sur pieux constituent donc une solution pratique pour les problèmes liés aux caractéristiques mécanique médiocres de sol des couches supérieures.

Chapitre II :

CAPACITES PORTANTES DES PIEUX RUGUEUX SOUS CHARGEMENT AXIALE

II.1 Introduction :

Les fondations profondes, pieux, présentent des avantages importants pour la construction en génie civil. Ils permettent de profiter des couches résistantes, sur les sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par la fondation sous forme de frottement latéral mobilisé le long du fut et de résistance en pointe. Malgré les avancées importantes réalisées dans le domaine, le dimensionnement des fondations profondes reste un problème difficile, lié à des mécanismes de comportement complexes et encore assez mal connus. C'est pour cette raison que le dimensionnement des pieux reste encore souvent lié à l'utilisation des méthodes de calcul reposant sur l'expérience. C'est méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assures que les tassements sont admissibles pour la structure supportée. Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux rugueux sous charge axiales s'appuient principalement sur :

- Les méthodes statiques ;
- Les méthodes dynamiques pour les pieux battus ;
- Les méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement statiques

II.2 La capacité portante d'un pieu isolée rugueux sous charge axial :

L'utilisation des pieux forés nécessite l'exécution préalable d'un forage aux moyens mécaniques (tarière, benne, etc.). Le forage qui peut être tubé est rempli de béton.

Pour la détermination de la charge portante totale Q_t du pieu, il y a lieu de distinguer ici le terme de pointe Q_p , qui est la force limite supportée en résistance de pointe et le terme de frottement latéral Q_f qui est le frottement des parois latérales du pieu contre le terrain.

En général le terme Q_p , est peu influencé par le type de pieu, ce qui n'est pas le cas pour le terme Q_f qui est fonction du matériau constitutif du sol, du pieu et de son mode de mise en place. D'ailleurs, il est le plus difficile à évaluer, et on s'attache à la détermination de la force portante verticale Q_v .

Plusieurs méthodes ont été élaborées soit à la base des calculs théoriques (formule statique) ou à la base d'interprétation des résultats d'essais in-situ (pénétromètre ou pressiomètre) Pour le calcul de la charge admissible Q_{adm} , comparer avec la charge résultante des descentes de charges, les termes Q_p , et Q_f seront minorés par des coefficients dits coefficients de sécurité.

II.2.1 Formule statique :

L'expression générale de la force portante Q_t

Cette méthode nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques (C et ϕ) du sol, qui sont déterminés au laboratoire :

$$Q_t = p \sum_i^n h_i q_{fi} + A \cdot q_p = Q_f + Q_p \quad (\text{II, 1})$$

Q_t : Capacité portante ou pression limite du pieu en unité de force, soit en kN .

q_{fi} : Frottement latéral de la couche i (kPa) déterminé assez souvent à partir d'abaque

n : Nombre de couches traversés par le pieu.

A : Section droite du pieu en m^2

p : Périmètre en m

h_i : Épaisseur de la couche en m

q_p : Capacité portante brute sous la pointe (kPa)

En général pour un pieu fiché dans un sable, la capacité portante nette est pratiquement la portance brute

II.2.2 Calcul de la pression limite q_p sous la pointe

Les formules de Terzaghi déterminer la pression limite pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Ainsi une semelle circulaire de rayon r , ancrée à une profondeur D , l'expression de la capacité portante sera :

$$q_p = 0,6 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_\gamma + \gamma D \cdot N_q + 1,3 C \cdot N_c = 0,6 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_\gamma + \sigma_v \cdot N_q + 1,3 \cdot c \cdot N_c \quad (\text{II. 2})$$

on néglige le premier terme de l'équation , si la profondeur d'ancre est grande.

On alors :
$$q_p = \sigma_v \cdot N_{q \max} + 1,3 \cdot c \cdot N_{c \max} \quad (\text{II.3})$$

Cette dernière formule est valable uniquement que lorsqu'on a $D > D_c$ (Figure II.1),

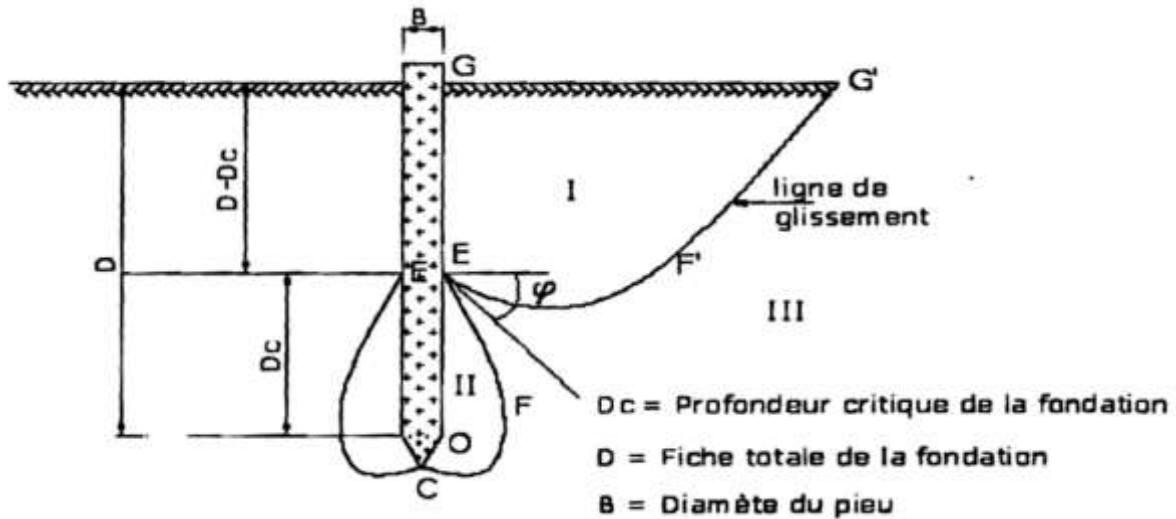


Figure II.1 : Schéma de fonctionnement d'un pieu

La force portante verticale est donnée par :

$$Q_{pv} = A \cdot q_p \quad (II.4)$$

Caquot et Kérisel ont proposé des formules pour le calcul de N_q , N_c et D_c :

$$D_c = \frac{B}{4} N_{q \max}^{2/3} \quad (II.5)$$

Pour $\varphi = 0$ $N_{qc} = 1N_c = 7$

Pour $\varphi \neq 0$ $N_{q \max} = e^{7 \operatorname{tg} \varphi}$ et $N_c = \left\{ \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg} \varphi} \right\}$ (II.6)

II.2.3 Calcul du frottement latéral

Q_f est la résistance au cisaillement mobilisée à l'interface pieu-sol pendant l'enfoncement du pieu à l'intérieur du sol. Il est pris en compte seulement sur la hauteur :

$$\{D - D_s\} \quad \text{et} \quad \{D_s = D - D_c\}$$

Le frottement latéral est assez difficile à évaluer et on s'intéressera aux cas de sollicitations particulières. Il se calcule par :

$$Q_f = p \cdot \sum_i^n h_i q_{fi} = p \sum_0^{D-D_c} q_f \cdot dh \quad (II.7)$$

Dans une argile saturée ou sol purement cohérent, le frottement latéral unitaire est donné par : $Q_f = B \cdot C_u$

Pour un sol non cohérent (pulvérulent ou grenu) le frottement latéral est estimé par :

$$q_f = K \cdot \text{tg}\varphi_a \cdot \sigma'_v = \sigma'_h \cdot \text{tg}\varphi_a \quad (\text{II.8})$$

Où σ'_v et σ'_h sont respectivement les contraintes effectives verticale et horizontale à mi-hauteur de la couche où l'on calcule le frottement latéral (contrainte moyenne).

$K < \varphi_a$ Sont respectivement le coefficient de poussé du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu. Ils sont déterminés par Broms pour différents types de pieux.

Tableau II.1 : Valeurs de K pour quelques pieux en fonction de φ .

TYPE DE PIEU	φ_a	K (compacité faible)	K (compacité forte)
Pieu acier	20	0.5	1
Pieu battu en béton rugueux	$\frac{3}{4}\phi$	1	2
Pieu battu en béton lisse	$\frac{3}{4}\phi$	0.5	1
Pieu foré	$\frac{3}{4}\phi$	0.5	0.5
Pieu en bois conique	$1/2\phi$	1.5	1

II.2.4 Valeurs des coefficient unitaire des sols non cohérents :

A titre indicatif, on adopte pour le frottement unitaire des sols non cohérents (pulvérulents), les valeurs suivantes :

Nature du sol	q_f (kpa)
Limon, sable lâche ou craie	35
Sable moyen à très compact	80 – 120
Craie altérée	80 – 150

De façon générale, on peut exprimer le frottement unitaire d'un sol par la formule

$$q_f = K \cdot \text{tg}\varphi_a \cdot \sigma'_v \quad (\text{II.9})$$

Pour le facteur $k \cdot \text{tg}\varphi$

Nature des sols	$k \cdot \text{tg}\varphi$
Sol pulvérulent	0.30
Argile et vase	0.20 - 0.25
Pieux battus dans les argiles très molles	0.10
Pieux métalliques ou chemisés enduits de bitume	0.05

II.3 Calcul de Q_L à partir de l'essai au pressiomètre :

La résistance à la pointe Q_p , et le frottement latéral Q_f se calcul à partir des pressions mesurées au pressiomètre :

$$Q_L = Q_f + Q_p \quad (II.10)$$

II.3.1 Calcul du terme de pointe Q_p :

Q_p Le calcul du terme de pointe d'un pieu fait par application d'une formule semi empirique liant directement la pression limite p_{le} de l'essai pressiométrique à la pression de rupture sous la pointe.

$$Q_p = K(p_{le} - p_0) + q_0 \quad (II.11)$$

p_{h0} et q_{v0} sont respectivement les pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré, termes qui peuvent être le plus souvent négligés

$$p_{le} = \sqrt{p_{l1} + p_{l2} + p_{l3}} \quad (II.12)$$

Les trois valeurs p_{l1} , p_{l2} et p_{l3} représentent les pressions limite p_{le} mesurées un mètre au-dessus de la pointe, et un mètre au-dessous. Pour une couche uniforme :

$$p_{le} = p_{l1} = p_{l2} = p_{l3} \quad (II.13)$$

Le facteur K est appelé facteur de portance. Il est donné sous forme d'abaques. Il est fonction de la catégorie du sol, de la nature du pieu et de la hauteur d'encastrement relatif du pieu définie par :

$$De = h_e = \frac{i}{p_{le}} \int_0^D R_l(z) dz = \frac{1}{p_{LE}} \sum p_{li} \cdot h_i \quad (II.14)$$

D est la profondeur totale d'ancrage du pieu et h_i l'épaisseur de la couche rencontrée. La charge totale mobilisable par effort de pointe est donnée par : $Q_c = A \cdot q_c$

Où A est l'aire de la section droite du pieu.

II.3.2 Calcul du frottement latéral Q_f :

$$Q_f = P \sum_i^n h_i \cdot q_{fi} \quad (II.15)$$

h_i : Hauteur de la couche du sol considérée ;

P : Périmètre du pieu ;

q_{fi} : frottement latéral unitaire dans la couche du sol considérée.

II.4 Calcul à partir de l'essai au pénétromètre :

L'essai de pénétration statique est un essai in situ permettant la détermination de certains paramètres géotechniques d'un sol. Le principe de l'essai consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Cet enfoncement se fait par l'intermédiaire d'un

train de tige sur lequel s'exerce l'effort. Si le train de tige a le même diamètre que le cône alors l'effort d'enfoncement mesuré est à la fois la résistance en pointe et la résistance au frottement latéral. Si l'on veut séparer les deux termes, il importe que le cône puisse se déplacer indépendamment des autres éléments de la pointe ou qu'un dispositif approprié permette de mesurer la réaction du sol au niveau du cône.

II.4.1 Calcul de la pression limite Q_p sous la pointe :

$$Q_p = A \cdot q_p \quad (II.16)$$

A : aire de la section droite du pieu.

q_p : est la résistance de pointe équivalente du pénétromètre statique.

$$q_p = K_c \cdot q_c \quad \text{ou} \quad K < 1 \quad (II.17)$$

Le facteur de portance K_c , traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre.

Tableau II.2 : les valeurs du K_c selon la nature du terrain et la mise en œuvre.

Nature du terrain		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	0.4	0.55
	B		
	C		
Sables, Graves	A	0.15	0.5
	B		
	C		
Craies	A	0.2	0.3
	B	0.3	0.45

II.4.2 Calcul du frottement latéral Q_f :

L'effort total mobilisable par frottement latéral est donné par la formule :

$$Q_f = P \sum_i^n h_i \cdot q_{fi} \quad (II.18)$$

$$q_f = \frac{q_p}{\alpha} \quad (II.19)$$

α	La nature de sol
100	Sables denses
75	Sables lâches
60	Sols intermédiaires
50	Argiles

Il existe des tables plus complètes pour déterminer le coefficient " α "

II.5 Charge admissible nette Q_{adm} d'un pieu foré :

On appelle charge admissible d'un pieu la charge maximale appliquée sans risque de rupture et sans que le tassement limite soit dépassé. Suivant les règles du BAEL, les deux efforts de pointe et de frottement latéral sont frappés des coefficients réducteurs suivants :

$$\text{ELS:} \quad Q_{adm} = \frac{Q'_p}{3} + \frac{Q_f}{2} \quad (\text{II.20})$$

$$\text{ELU:} \quad Q_{adm} = \frac{Q'_p}{2} + \frac{3}{2} Q_f \quad (\text{II.21})$$

Q'_p : Force portante nette à la pointe du pieu. Dans les sables, la force portante brute Q_p est pratiquement la même que la force portante nette Q_p

Q_f : Force de frottement mobilisable par le pieu.

Selon la règle des contraintes admissibles, la charge Q appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux états limites, doit rester inférieure à la force portante admissible Q_{adm} du sol de fondation définie plus haut : $Q \leq Q_{adm}$

II.6 Comportement d'un groupe de pieux :

les pieux sont pratiquement battus ou forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence d'un pieu voisin sur la force portante de chaque pieu du groupe afin de mobiliser tout le frottement latéral. Ainsi, dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, il faut tenir compte de cette influence. La capacité portante d'un pieu du groupe se trouve donc diminuée. On introduit donc la notion de coefficient d'efficacité, noté f qui minore la vraie valeur de la capacité portante du pieu.

Nous proposons la formule de « Los Angeles ».

$$f = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi mn} \left[m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2 \cdot (m-1)(n-1)} \right] \quad (\text{II.22})$$

n : Nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté.

m : Nombre de pieux par rangée.

B : Dimension du pieu ou diamètre.

L : Entraxe des pieux d'une même rangée.

f : Coefficient d'efficacité.

La charge portante limite Q_l d'un pieu sera donnée par :

$$Q_l = f \cdot q_l \quad (\text{II.23})$$

La charge portante limite Q_L du groupe de pieux est donnée par :

$$Q_L = N \cdot F \cdot q_l \quad (\text{II.24})$$

N : le nombre de pieux du groupe.

II.7 Effort horizontaux et pieux inclinés :

Il est possible que les pieux soient soumis en plus de la charge verticale axiale, à des efforts horizontaux ou à un moment (cas des forces de freinage, poussées des terres...). Lorsque le moment ou la force horizontale sont importants, le pieu doit être fortement armé.

Néanmoins des dispositions constructives sont prises lorsque le cas se présente. En général, on reprend les efforts horizontaux par des pieux inclinés. L'angle d'inclinaison α du pieu est fixé en fonction du matériel de forage :

- Pour des pieux battus, l'angle est limité à 20° .
- Pour des pieux forés de diamètre supérieur à 1.20 m, l'inclinaison est-déconseillée. Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à 12° si le terrain est aquifère et pouvant atteindre 18° si le terrain est non aquifère.

Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction - compression développés par les efforts horizontaux et moments.

- Pour des pieux forés de diamètre compris entre 0.80 et 1.20 m, $\alpha < 12^\circ$.
- Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à 12° si le terrain est aquifère et pouvant atteindre 18° si le terrain est non aquifère.

Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction - compression développés par les efforts horizontaux et moments

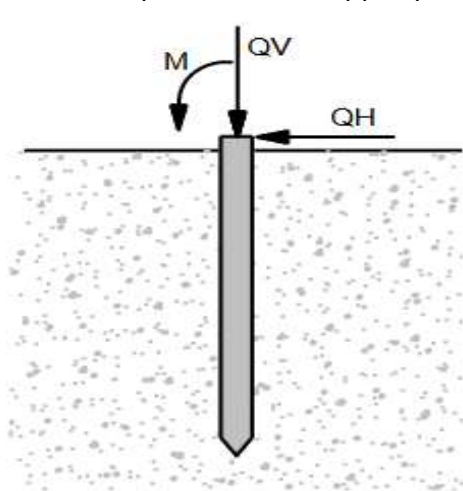


Figure II.2 : Pieu isolé sous charges latérale

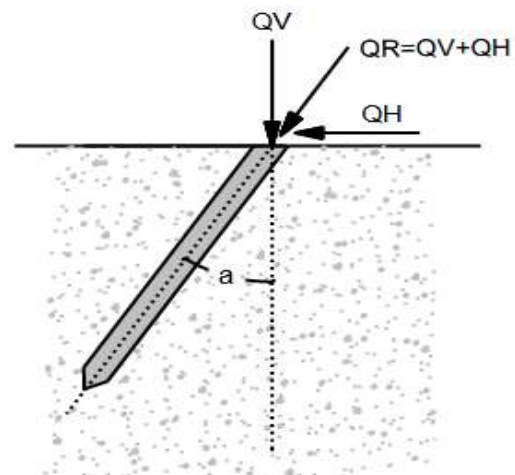


Figure II.3 : Pieu incliné charger axialement

II.8 Tassement d'un pieu isolé :

Le tassement en tête d'un pieu isolé, sous une charge de service Q , sert à l'évaluation du déplacement de l'ensemble de la fondation sur pieux, une fois corrigé par un éventuel effet du groupe. Si dans certaines configurations pieu/sol, le tassement est faible et n'est pas considéré comme un facteur déterminant dans la conception de la fondation, dans d'autres il est nécessaire d'en tenir compte. Le tassement peut être déterminé expérimentalement à partir d'un essai de chargement statique. On peut aussi évaluer le tassement par calcul, en utilisant les différentes méthodes. Ces dernières peuvent être subdivisées en quatre catégories principales:

-Méthodes empiriques,

- Méthodes de la théorie de l'élasticité,
- Méthodes de la théorie de transfert des charges,
- Méthodes numériques.

Des expériences ont montré que le tassement en tête des pieux n'excède que très généralement le centimètre, sous une charge de référence égale $0,7p \times Q_p$ et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie entre 6 à 45 m, et dont le diamètre B est compris entre 0.30 et 1.50 m.

- Pour les pieux forés : $T_{ref} = 0.006B$ (Avec 0.003 et 0.010 B).
- Pour les pieux battus : $T_{ref} = 0.008B$ (Avec 0.003 et 0.010 B).

II .9 Justification et dispositions constructives :

II .9.1 Capacité portante ou force portante

II .9.1.1 Capacité portante limite Q_L

La force limite Q_L d'un pieu fait intervenir deux termes : le terme de pointe Q_c et le frottement latéral Q_f .

- Lorsque le frottement latéral le long du pieu est positif :

$$Q_L = Q_p + Q_f \quad (II.25)$$

- Lorsque le frottement latéral est négatif :

$$Q_L = Q_p - Q_f \quad (II.26)$$

On peut choisir d'annuler l'effet du frottement négatif en rendant lisse la paroi du pieu par un enduit comme le bitume.

II.9.1.2 Capacité portante admissible

Selon la règle des contraintes admissibles, la charge Q appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux états limites, doit rester inférieure à la force portante admissible Q_{adm} du sol de fondation : $Q < Q_{adm}$

II.9.2 Dimensions – inclinaison :

II.9.2.1 Diamètre

Pour les pieux circulaires, on parle de diamètre D alors que pour les autres sections, on parle de largeur B.

- Les gros pieux forés ou puits (B >1.00m) sont en règle général, réservés aux grands ouvrages.
- Les pieux forés, non tubés sur toute leur longueur, ont une dimension transversale minimale de 0.60 m.

- Les petits pieux ne sont adaptés qu'aux ouvrages modestes, d'appuis modérés.
- Plus particulièrement les micros-pieux ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm
- Si les efforts horizontaux sont faibles les pieux de faibles diamètre ($B \leq 0.60$ m) peuvent convenir, quitte à les incliner, alors que ceux de grands diamètres ont rarement besoin d'être inclinés.

Le choix du diamètre du pieu peut être conditionné par sa longueur.

II.9.2.2 Longueur

La longueur des pieux dépend:

- de l'épaisseur des couches de sols résistants devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant.
- de la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

II.9.2.3 Distance entre axes

Sauf dispositions différentes du marché, la distance de nu à nu entre deux pieux voisins est supérieure ou égale à 0,75 fois la somme de leurs diamètres lorsqu'il s'agit de pieux circulaires et 0,75 fois la somme de leurs largeurs lorsqu'il s'agit de barrettes. Cette prescription a pour objectif d'éviter les désordres que la mise en œuvre d'un pieu peut causer aux pieux voisins, surtout dans le cas fréquent où leur béton constitutif est très jeune, voire en deçà du phénomène de prise.

II.9.2.4 Inclinaison

La seule limite à l'inclinaison, quels que soit le diamètre et le type de pieu, reste imposée par le matériel d'exécution. Actuellement, on ne dépasse pas une inclinaison de 20°.

II.10 Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes :

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut se faire que par tâtonnements. On part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique c'est le pré dimensionnement.

On peut schématiser les étapes d'un projet de fondations profondes de la façon suivante :

- Reconnaissance géotechnique et essais.
- Descente de charges des ouvrages.
- Choix entre fondations profondes et fondations superficielles.
- Type et profondeur des fondations.
- Calcul des charges limites.
- calcul des charges admissibles et, parfois, détermination des tassements.
- Dimensionnement des pieux (béton, armature, acier, etc.)
- Vérifications particulières : frottement négatif, risque de cisaillement des pieux, effet de groupe.

On obtient une première approximation du nombre de pieux en divisant la charge verticale par la charge maximale que peut supporter le pieu, et cela à l'état limite et sous les combinaisons d'actions les plus défavorables.

II.11 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif :

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. 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 la basse et lui applique un frottement négatif (f_n) qui le surcharge. Pour un même pieu il ne peut y 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.

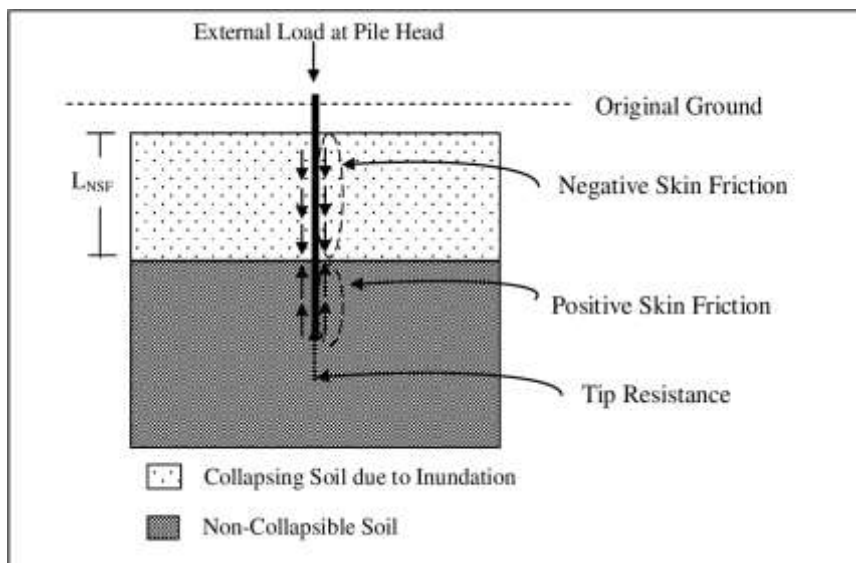


Figure II.4 : Mécanismes du frottement latéral positif et négatif

II.11.1 Hauteurs d'action du frottement négatif :

Cette hauteur h est généralement prise égale à la plus faible des deux valeurs h_1 et h_2 définies comme suit :

h_1 : profondeur où la contrainte $\delta'_v \cdot Z$ devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en absence de pieu. Cette condition n'est valable que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

h_2 : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra ($B / 100$), après mise en place du pieu, (où $B=2R$ est le diamètre ou la largeur du pieu).

○ Méthode de calcul

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

$$F_N = Pi \cdot \int_0^h k(z) \cdot tg\delta(z) \cdot \delta'_v(z) \cdot dz \quad (II.27)$$

Pi : périmètre de l'élément de fondation.

h : hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.

Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol.

- des surcharges de longue durée.
- de l'interface entre le sol et le pieu.

II.12 Evolution de la résistance de pointe q_p en fonction de la profondeur :

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée profondeur critique D_c et reste quasi-constante ensuite. La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 :

- pour une seule couche de sol $D_c = 6B$ avec un minimum de 3m,
- pour un sol multicouche pour lequel la contrainte effective σ'_v due au poids des terrains au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à 100kPa (environ 7 à 10m de terrain) $D_c = 3B$ avec un minimum de 1.5m ; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage du pieu dans la couche résistante. La condition citée par (G. Philipponnat, 1979) est que la profondeur d'ancrage nécessaire pour mobiliser q_t est donnée par la formule de (Foray et Puech) pour les sols à angle de frottement interne élevé. Cette formule s'écrit :

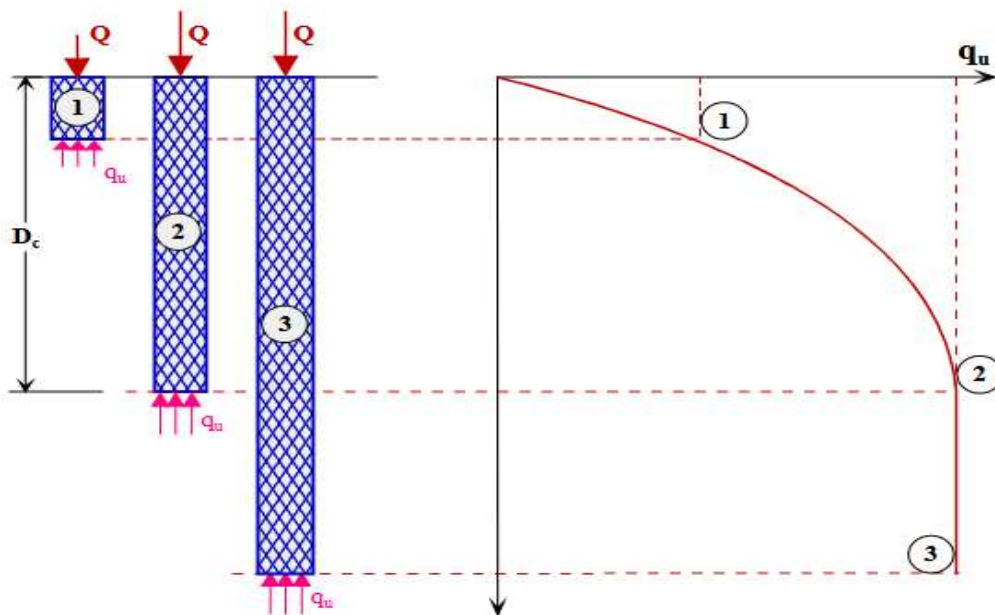


Figure II.5 : Evolution de la résistance de pointe q_p (q_u) en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu

II.13 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait un rappel pour la capacité portante de la fondation profonde exactement du pieu et leur dimensionnement, le bien dimensionnement et la juste de la mesure de la force portante du pieu est une étape plus important afin d'assurer une manière correcte et appropriée de transférer la charge de l'ouvrage au sol.

Chapitre III :
MODELISATION NUMERIQUE D'UN
PIEU ISOLE RUGUEUX

III.1 Introduction :

La réalisation des projets géotechniques sont complexes coûteux et soumis à des contraintes sévères de sécurité. La réalisation de ces projets a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des pieux. La méthode des éléments finis et la théorie de l'analyse limite sont devenues actuellement les plus performantes des méthodes grâce à leur grand champ d'application. Ces méthodes sont utilisées dans de nombreux secteurs : génie civil, construction navale, mécanique, technique offshore, etc...

Dans ce chapitre on présente quelques propriétés des différentes méthodes numériques. Nous situons la méthode de l'analyse limite par rapport au calcul numérique manuel et aux éléments finis (Plaxis). Le but de ce chapitre est d'évaluer les capacités de différentes méthodes numériques, trois approches différentes ont été considérées :

- 1) Analyse limite.
- 2) modèle éléments finis.
- 3) calcul analytique DTU 13.2 (Eurocod 7).

III.2 Analyse limite :

L'analyse limite est la méthode qui permet de définir une valeur de la charge de rupture sans l'utilisation de l'analyse élasto-plastique incrémentale. La méthode de l'analyse limite considère une loi de comportement idéaliste. Cette idéalisation, nommée normalité ou règle d'écoulement établit les théorèmes limites sur lesquels est basée l'analyse limite (DRUCKER, PRAGER, GREENBERG (1952)), démontrent qu'une charge déterminée à partir d'une distribution de contrainte et satisfaisante aux conditions suivantes :

- Les équations d'équilibre sont vérifiées en tout point ;
- Les conditions aux limites des contraintes sont vérifiées ;
- Cette distribution des contraintes satisfait au critère de rupture en tout point ;
- La charge n'est pas supérieure à la charge de rupture.

Cette distribution des contraintes est appelée champs de contraintes statiquement admissibles.

a) Borne inférieure

DRUCKER, PRAGER, GREENBERG (1952) démontre également que le travail extérieur est égale au taux de dissipation d'énergie pour un mode de déformation définie (ou champs de vitesse statiquement admissible), quand les conditions suivantes sont satisfaites :

- Les conditions aux limites des vitesses ;
- les conditions de compatibilité entre vitesse et déformation ;
- La charge n'est pas plus petite que la charge de rupture est satisfaisante.

b) Borne supérieure

Pour un champ de vitesse cinématiquement admissible, Les conditions pour obtenir une solution type borne supérieure sont les suivantes :

- Un mécanisme de rupture cinématiquement admissible ;
- La dissipation d'énergie des forces extérieures due aux petits déplacements définis par le mécanisme est calculable ;
- La dissipation d'énergie interne dans les régions plastiquement déformées du mécanisme est calculable ;
- La solution la plus critique (plus petite borne supérieure) correspondant au mécanisme de rupture choisi, est obtenue en effectuant une minimisation du chargement de rupture par rapport aux paramètres définissant ce mécanisme.

III.3 Exposé de la méthode et choix de la configuration :

III.3.1 Approche cinématique pour un sol homogène :

L'approche cinématique (borne supérieure) du calcul à la rupture est basée sur la conception de mécanismes virtuels (modèle) de rupture, inspirés de la forme de rupture observée sur les modèles réduits. Elle nous donne une approche par l'extérieur (c'est à dire par excès) du domaine de stabilité. La condition nécessaire de stabilité est obtenue pour chaque mécanisme en écrivant que les sollicitations P_{ext} des efforts extérieurs dans les mécanismes considérés ne peut en aucun cas excéder la puissance résistante maximale.

$$P_{ext} \leq P_{max}^{res} \quad (III.1)$$

III.3.2 Mécanisme de rupture et hypothèse de calcul :

un mécanisme de rupture en tridimensionnel correspondant respectivement à un pieu rugueux est pris en considération. Les hypothèses communes de calcul sont les suivantes :

- un sol homogène, limité par une surface libre horizontale ;
- un pieu rugueux, vertical, soumis à chargement statique, à vitesse constante ;
- une mobilisation du sol en butée, en réaction au chargement, avec un champ de vitesse cinématiquement admissible permettant le calcul suivant la méthode cinématique ou principe de la borne supérieure.

III.4 Méthodes numériques :

Le calcul numérique par manuel DTU 13.2 (Eurocode 7) ainsi que le calcul manuel offre des alternatives pour le calcul de l'interaction sol-pieu et pour analyser la réponse axiale des pieux chargés verticalement en fonction de l'angle de frottement et de la cohésion .

III.4.1 Généralités :

Aujourd'hui, la problématique déterminante lors de la conception ou la vérification d'un ouvrage est liée non seulement au dimensionnement de celui-ci, mais aussi aux déformations engendrées par sa mise en service ou sa réfection. La méthode des éléments finis est la seule permettant l'estimation a priori de ces déformations et des charges axial. Il est néanmoins nécessaire d'avoir recours à des modèles constitutifs adaptés afin de les évaluer de manière correcte.

La méthode des éléments finis est peu utilisée pour étudier le comportement des pieux (si on la compare aux autres méthodes) en raison de la complexité de la modélisation d'une part et les grands moyens requis pour la réalisation de calculs de l'autre part. Elle reste dans la plupart des cas un complément utile, notamment pour mieux visualiser le phénomène. Cet outil permet, toutefois, d'examiner le problème dans son intégralité et en un seul calcul intégrant les deux éléments, à savoir le sol et la fondation. Elle permet ainsi de donner des résultats intéressants sur le comportement de pieux et du massif de sol. Toutefois le calcul manuel de la contrainte de pointe et le calcul de la contrainte tangentielle nous donne une information sur ces deux contraintes acceptable (Eurocode 7).

III.4.2 méthode d'éléments finis :

Aujourd'hui, la problématique déterminante lors de la conception ou la vérification d'un ouvrage est liée non seulement au dimensionnement de celui-ci, mais aussi aux déformations engendrées par sa mise en service. La méthode des éléments finis est une des méthodes permettant l'estimation a priori de ces déformations. Il est néanmoins nécessaire

d'avoir recours à des modèles constitutifs adaptés afin de les évaluer de manière correcte. L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La méthode des éléments finis est utilisée pour l'étude du comportement des pieux sous chargement axiale.

III.4.2.1 Présentation du code éléments finis PLAXIS :

Le logiciel PLAXIS est un programme d'éléments finis conçu au départ pour les problèmes en deux dimensions (2D) puis étendu à ceux de trois dimensions (3D) spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour plusieurs modes d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le modèle 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. Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés.. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). Le système d'options du code plaxis commencent par :

- Le Maillage ;
- Les conditions aux limites en déplacement ;
- Les contraintes initiales dues au poids des terres ;
- Les pressions interstitielles ;
- Le coefficient de sécurité.

III.4.2.2 Présentation du logiciel :

III.4.2.2.1 Fonction et domaine d'application :

PLAXIS est un programme d'élément finis en deux dimension spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différent type d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

III.4.2.2.2 Les modèles des matériaux :

a) Modèle élastique linéaire: Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (III.2)$$

b) Modèle de Mohr-Coulomb :

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

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

Où

σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

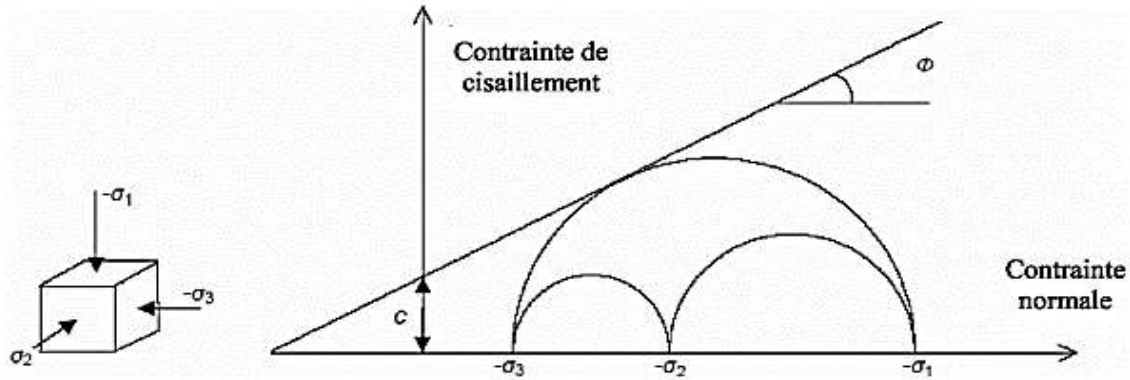


Figure III.1: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice.

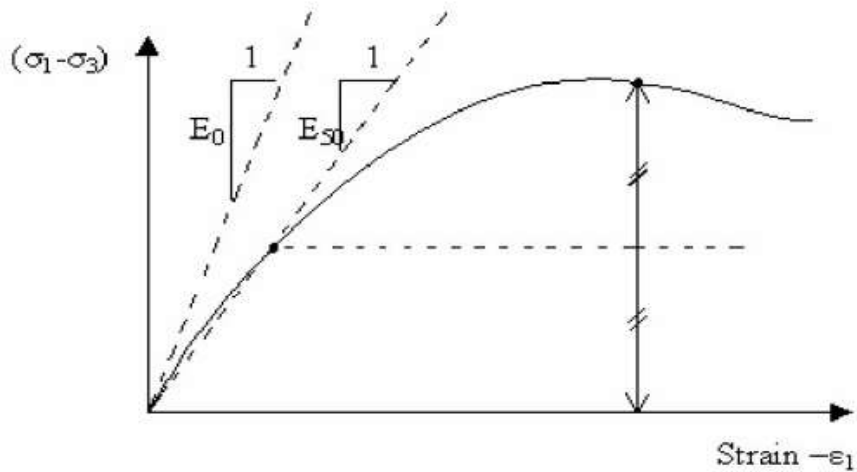


Figure III.2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres :

- le module d'Young E .
- le coefficient de Poisson ν .
- la cohésion c .
- l'angle de frottement φ .
- l'angle de dilatance ψ .

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon).

Dans l'espace des contraintes principales effectives σ'_1 , σ'_2 et σ'_3 la surface est définie par une fonction de charge F , qui est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ telle que c'est donnée sur la figure. La fonction de charge est la suivante :

$$F(\sigma_{i,j}) = -(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c \cos \varphi = 0 \quad (III.3)$$

σ'_1, σ'_3 représentent les contraintes principales extrêmes, telle que : $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$

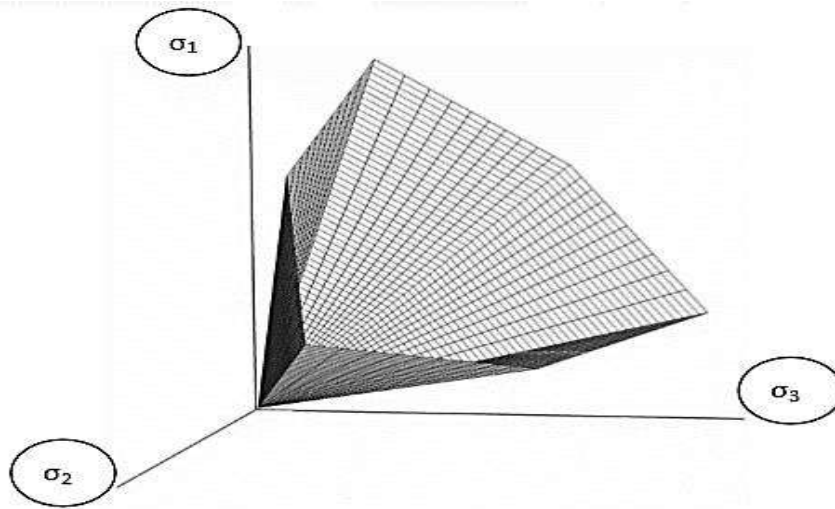


Figure III.3 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales.

Le potentiel plastique est fonction des contraintes principales extrêmes, il est donné par la formule suivante :

$$G(\sigma_{i,j}) = -(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi \quad (III.4)$$

Les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \tau \psi}{1 - \sin \psi} \quad (III.5)$$

La quantité $\frac{-2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ caractérise la variation volumique au cours de la phase plastique, c'est pour cette raison que ψ est appelé la dilatance.

III.4.2.3 Type de comportement des matériaux :

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol.

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 : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité ;

- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fin qui ont une faible perméabilité ;
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

III.4.2.4 Etape de modélisation :

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes

- Input.
- Calculations.
- Output.
- Curves.

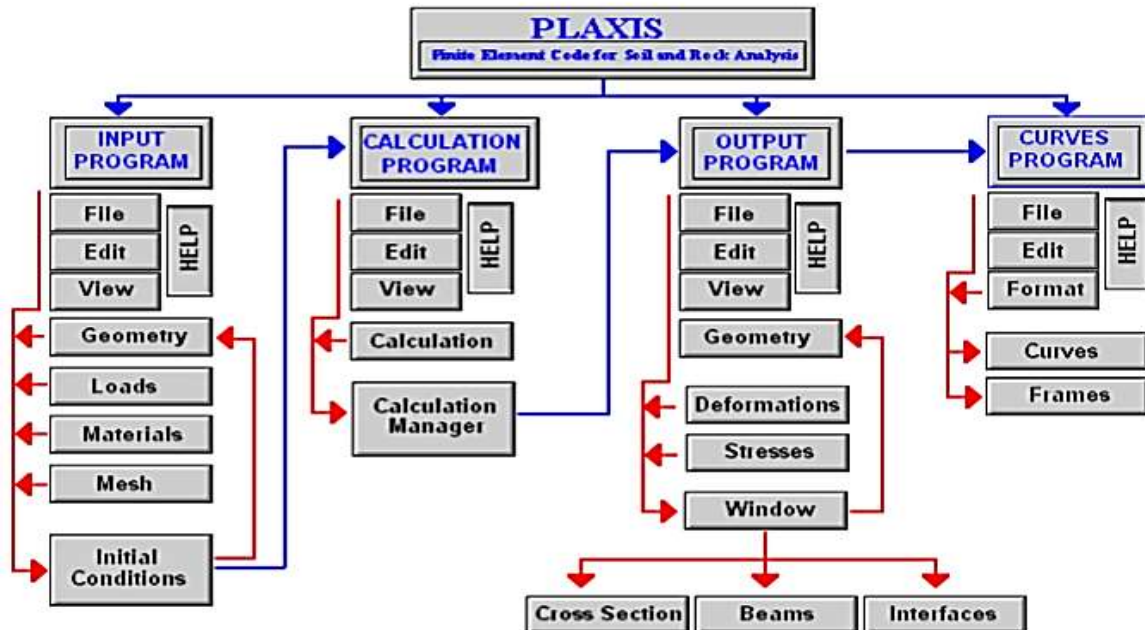


Figure III.4 : Organigramme de la structure du Plaxis code.

III.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons évoqué les méthodes de calcul pour le calcul et l'intégration du comportement sol et des ouvrages par calcul manuel et plaxis. Les ingénieurs confrontés à des problèmes complexes ont cherché depuis longtemps à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols pour simuler le comportement des ouvrages géotechniques. Ces modèles, introduits dans le code de calcul assisté par logiciel (plaxis), permet la résolution des problèmes liés au tassement, au fluage, à la consolidation et à la rupture des sols. En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques s'inscrit dans une pratique commune en génie civil qui vise la réduction des coûts d'études et les difficultés rencontrées lors de la construction.

CHAPITRE IV:

CALCULS

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, un calcul de la charge limite est réalisé en utilisant la méthode d'analyse limite en tridimensionnel chargé axialement. Ce calcul est validé par un calcul numérique manuel et par le programme Plaxis 8.2.

IV.2 calcul à la rupture d'un pieu isolé par la théorie d'analyse limite :

La méthode de calcul à la rupture -analyse limite-, est en fin de compte un calcul de charge limite d'un pieu isolé. Nous proposons un mécanisme ou modèle en trois dimensions – en axisymétrique - pour un pieu rugueux. Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Le sol est homogène et isotrope, limité par une surface libre horizontale.
- un pieu rugueux, vertical, soumis à chargement statique, à vitesse constante.
- La vitesse à l'interface sol-structure est supposée inclinée par rapport au pieu d'un angle φ .

Les deux hypothèses restent valables pour le calcul de la charge limite d'un pieu isolé.

- une mobilisation du sol en butée, en réaction au chargement, avec un champ de vitesse cinématiquement admissible permettant le calcul suivant la méthode cinématique ou principe de la borne supérieure. Le calcul statique borne inférieure peut être réalisé par un calcul numérique manuel.

- **Pieu rugueux :**

Le mécanisme de rupture pour pieu rugueux se compose de deux blocs en symétrie de révolution (ABC) et (BDEC) autour de l'axe du pieu, qui coulissent l'un sur l'autre grâce à un champ de vitesse cinématiquement se résultant à respectivement à V_1 et V_2 .

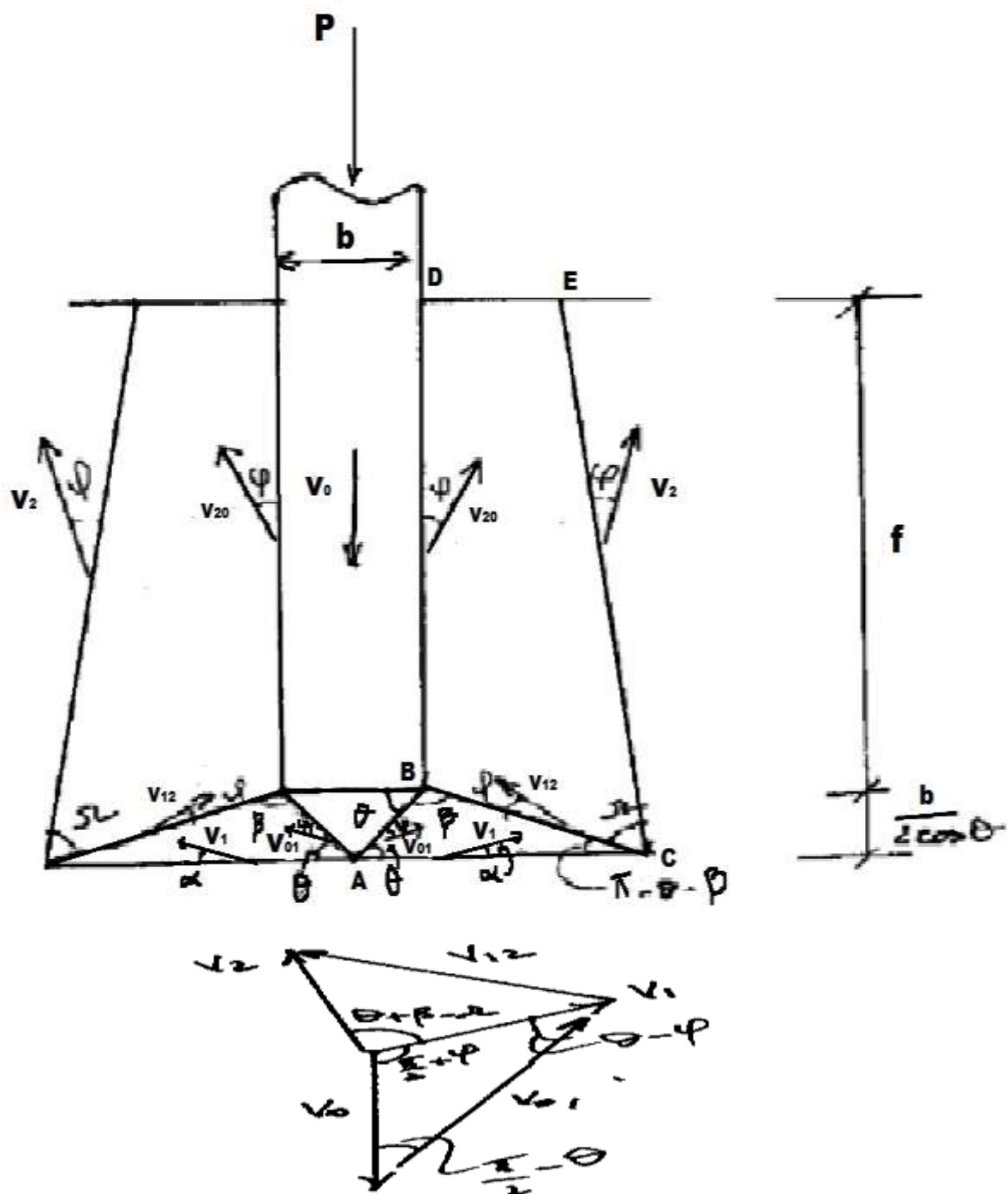


Figure IV.1 : Coupe du Mécanisme pour pieu rugueux ($\sigma \leq \varphi$), et diagrammes des vitesses.

Ce mécanisme permet de trouver la valeur de la charge P telle que citée plus haut

IV.3 Mécanisme de rupture en tridimensionnel sans surcharge

IV.3.1 Premier modèle (mécanisme) : frottement lisse $\delta < \varphi$

Les conditions explicitement prise en considération dans ce cas est que : la vitesse entre le pieu et le sol (V_0, V_{01}) est tangent (V_{01}, V_1, V_2, V_{12}), incliné d'un angle de frottement φ . La

dissipation d'énergie est due à la cohésion quand celle-ci existe mais surtout au frottement des blocs constituant le mécanisme cinématique pris en considération.

IV.4 Calcul du travail du pieux et de la dissipation d'énergie en tridimensionnel frottement rugueux $\delta = \varphi$:

IV.4.1 Décomposition du mécanisme du modèle

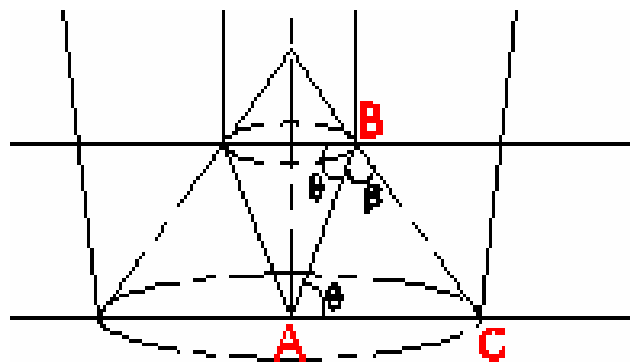
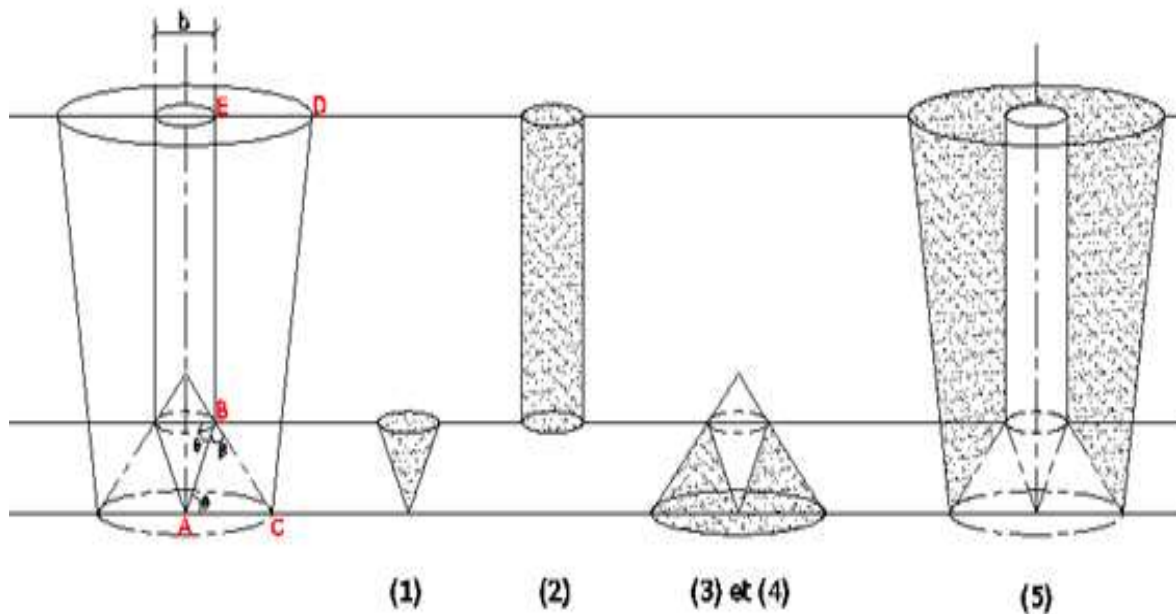


Figure IV.2 : Décomposition du mécanisme de rupture frottement rugueux en 3D (selon Coulomb).

IV.4.2 Surfaces latérales :

$$S_1 = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{b^2}{\cos \theta} \quad (\text{IV. 1})$$

$$S_2 = \pi \cdot \frac{b^2}{2} \cdot \frac{tg\theta \cdot \sin \Omega}{\sin \beta \cdot \cos(\pi - \theta - \beta + \Omega)} \quad (IV.2)$$

$$S_3 = \frac{\pi b^2}{4} \cdot \frac{\sin(\pi - \beta)^2}{\cos \theta \cdot \sin(\pi - \theta - \beta)} \quad (IV.3)$$

$$S_4 = \frac{\pi b}{2} \cdot \frac{\sin(\pi - \beta)}{\cos \theta \cdot \sin(\pi - \theta - \beta)} \cdot \left(\frac{b}{2} \cdot \frac{tg\theta}{\sin(\pi - \theta - \beta)} + \frac{b}{2 \cos(\pi - \theta - \beta)} \right) - \frac{\pi b^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{\cos(\pi - \theta - \beta)} + \frac{1}{\cos \theta} \right) \quad (IV.4)$$

$$S_5 = \frac{\pi b}{2} \cdot \frac{\sin(\pi - \beta)}{\cos \theta \cdot \sin(\pi - \theta - \beta)} \cdot \left(\frac{b}{2} \cdot \frac{tg\theta}{tg\beta \cos(\pi - \theta - \beta + \Omega)} + \frac{b}{2 \cos(\pi - \theta - \beta + \Omega)} \right) - \frac{\pi b^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{\cos(\pi - \theta - \beta + \Omega)} + \frac{tg\theta \cdot \sin \Omega}{\sin(\pi - \theta - \beta) \cdot \cos(\pi - \theta - \beta)} \right)$$

$$\left. \frac{\pi b^2}{4} \cdot \left(\frac{2tg\theta \sin \Omega}{\sin(\pi - \theta - \beta) \cos(\pi - \theta - \beta + \Omega)} + \left(\frac{\sin(\pi - \beta)tg\theta}{\cos \theta \cdot \sin(\pi - \theta - \beta)^2} + \frac{\sin(\pi - \beta)}{\cos(\pi - \theta - \beta) \cos \theta \cdot \sin(\pi - \theta - \beta)} \right) + \frac{1}{\cos(\pi - \theta - \beta)} \right) \right\} (IV.5)$$

IV.4.3 Vitesse agissante sur le modèle (mécanisme)

$$V_{01} = V_0 \cdot \frac{\sin(\frac{\pi}{2} + \varphi)}{\sin(\theta - \varphi)} \cdot \cos \varphi \quad (IV.6)$$

$$V_1 = V_0 \cdot \frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \varphi)}{\sin(\theta - \varphi)} \quad (IV.7)$$

$$V_{12}(\beta, \Omega) = V_0 \cdot \frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \theta)}{\sin(\theta - \varphi)} \cdot \frac{\sin(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \varphi)}{\sin(\Omega - \varphi - \frac{\pi}{2})} \quad (IV.8)$$

$$V_2 = V_0 \cdot \frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \theta)}{\sin(\theta - \varphi)} \cdot \frac{\sin(\beta + 2\varphi)}{\sin(\Omega - 2\varphi)} \cdot \cos \varphi \quad (IV.9)$$

IV.4.4 Equation du travail : $\delta = \varphi$:

Forces extérieures : P, W1 , W2

A : Travail des forces extérieures

$$\frac{P}{2} \cdot V_0$$

$$W_1 \cdot V_1 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) = \frac{\gamma_s \cdot b^3 \cdot \pi}{2} \cdot \frac{\sin \theta \cdot \sin \beta \cdot \cos \theta \cdot \cos \phi}{\sin(\pi - 2\theta) \cdot \sin(\theta - \beta) \cdot \sin(\theta - \phi)} \cdot V_1 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) \quad (IV.10)$$

$$W_2 \cdot V_2 \cdot \sin[\Omega - \varphi - \theta - \beta] = \gamma_s \cdot \pi \cdot b^3 \cdot \left(\frac{(S_1 - (S_2 + S_3)) \cdot \cos \theta \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \phi\right) \cdot \sin \phi}{\sin(\theta - \phi) \cdot \cos(\phi - \Omega)} \cdot V_2 \cdot \sin(\Omega - \theta - \beta - \phi) \right) \quad (IV.11)$$

B : Equation Finale :

$$P + W_1 + W_2 = c(S_3 + S_4 + S_5) + p(S_2 + S_1) \quad (IV.12)$$

Après application du champ de vitesse à chaque élément on obtient en final :

$$PV0 = 2 \left(W1 \cdot V1 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) + W2 \cdot V2 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \varphi\right) \right) + 2c \cdot \cos\varphi^2 (S_3 \cdot V1 + S_4 \cdot V12 + S_5 \cdot V2) + S_2 \cdot pV0 - S_1 \cdot pV01 \quad (IV.13)$$

$$P = 2 \left(W1 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \cos\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi)} + W2 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin(\beta + 2\varphi) \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi) \sin(\Omega - 2\varphi)} \cos\varphi \right) + 2 \cdot c \cdot \cos\varphi^2 \left(S_3 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi)} + S_4 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi) \sin\left(\Omega - \varphi - \frac{\pi}{2}\right)} + S_5 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin(\beta + 2\varphi)}{\sin(\theta - \varphi) \sin(\Omega - 2\varphi)} \cos\varphi \right) + S_2 p - S_3 p \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi)} \cos\varphi \quad (IV.14)$$

IV.5 Application de calcul :

$V_0=1\text{m/s}$, $\theta=\pi/3=60^\circ$, $b=0.80\text{ m}$, $h=25\text{m}$, $\gamma_s=1650\text{kg/m}^3$, $c=0,5\text{kN/m}^2$

$\beta = 85^\circ$, $\Omega = 45^\circ$, $\varphi = 40^\circ$

P= charge extérieur ; p = contrainte de confinement

$$p = \gamma_s \cdot b = 1650 \cdot 0,8 = 1320 \text{ kg/m}^2$$

IV.5.1 Calcul analytique de la charge du pointe :

a) Calcul de la surface latérale :

$$S_1 = \frac{3,14}{4} \cdot \frac{0,8^2}{\cos 60^\circ} = 1,01 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3,14 \cdot \frac{0,8^2}{2} \cdot \frac{\text{tg}60 \cdot \sin 45}{\sin 85 \cdot \cos(180-60-85+45)} = 7,11 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} \cdot \frac{\sin(180-85)^2}{\cos 60 \cdot \sin(180-60-85)} = 1,74 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \frac{3,14 \cdot 0,8}{2} \cdot \frac{\sin(95)}{\cos 60 \cdot \sin(35)} \cdot \left(\frac{0,8}{2} \cdot \frac{\text{tg}60}{\sin(35)} + \frac{0,8}{2 \cos(35)} \right) - \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{\cos(35)} + \frac{1}{\cos 60} \right) = 5,8 \text{ m}^2$$

$$S_5 = \frac{3,14 \cdot 0,8}{2} \cdot \frac{\sin(95)}{\cos 60 \cdot \sin 35} \cdot \left(\frac{0,8}{2} \cdot \frac{\text{tg}60}{\text{tg}85 \cdot \cos 80} + \frac{0,8}{2 \cos 80} \right) - \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} \left(\frac{1}{\cos 80} + \frac{\text{tg}60 \cdot \sin 45}{\sin 35 \cdot \cos 35} \right) - \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} \left(\frac{2 \text{tg}60 \cdot \sin 45}{\sin 35 \cdot \cos 80} \right) + \left(\frac{\sin 95 \cdot \text{tg}60}{\cos 60 \cdot \sin 35^2} + \frac{\sin 95}{\cos 35 \cdot \cos 60 \cdot \sin 35} \right) + \frac{1}{\cos 35} = 13,1 \text{ m}^2$$

b) Calcule la vitesse agissante sur le modèle (mécanisme) :

$$V_{01} = 1 \cdot \frac{\sin 130}{\sin 20} \cdot \cos 40 = 1,73 \text{ m/s} , \quad V_1 = 1 \cdot \frac{\sin 60}{\sin 30} = 2,2 \text{ m/s}$$

$$V_{12} = 1 \cdot \frac{\sin 30}{\sin 30} \cdot \frac{\sin 150}{-\sin 85} = -0,502 \text{ m/s}$$

$$V_2 = 1 \cdot 1 \cdot \frac{\sin 165}{\sin -35} \cdot \cos 40 = 0,36 \text{ m/s}$$

c) Calcule du travail :

$$W_1 = \frac{1650.0,8^3.3,14}{2} \cdot \frac{\sin 60. \sin 85. \cos 60. \cos 40}{\sin 60. \sin -25. \sin 20} = -3501 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = 1650.0,8^3.3,14 \left(\frac{(1,01 - (7,11 + 1,74)). \cos 60. \sin 150. \sin 30}{\sin 20. \cos -5} \right) = 7630 \text{ kg/m}^2$$

d) Calcul du charge :

$$P = 2 \left(-35,01 \frac{\sin(60) \cos(120)}{\sin(30)} + 76,30 \frac{\sin(30) \sin(145) \cos(220)}{\sin(30) \sin(-15)} \cos 30 \right) + 2.0,5. \cos 30^2 \left(1,74 \frac{\sin(60)}{\sin(30)} + 5,8 \frac{\sin(30) \sin(160)}{\sin(30) \sin(-75)} + 13,1 \frac{\sin(30) \sin(145)}{\sin(30) \sin(-15)} \cos 30 \right) + 7,11.150 - 1,74.150 \frac{\sin(120)}{\sin(30)} \cos 30 = 591,64 \text{ kg/m}^2$$

$$A = \frac{\pi. d^2}{4} = \frac{3,14.0,8^2}{4} = 0,5024 \text{ m}^2$$

Tableau IV.1 : Les valeurs de la charge du pointe q_p calculer en fonction de l'angle de frottement pour différents valeurs de la cohésion

φ	C=0,5 (KN/m ²) q_p (KN)	C=1 (KN/m ²) q_p (KN)	C=2 (KN/m ²) q_p (KN)
30	1177,6	1367,3	1879,2
32	1222,8	1445,1	1960,4
35	1313	1565,1	2055

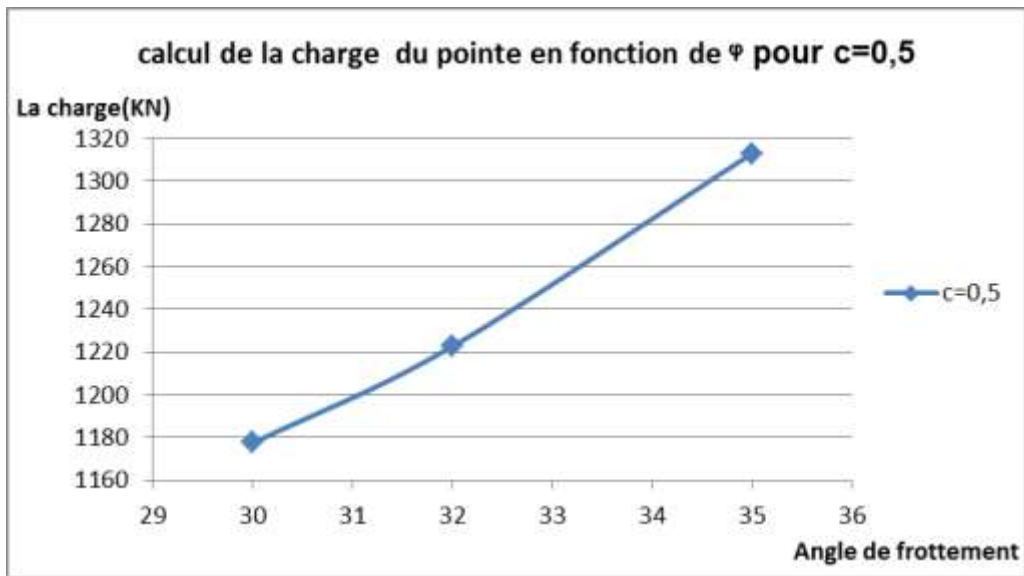


Figure IV.3 : calcul de la charge du pointe en fonction de φ pour $c=0,5$.

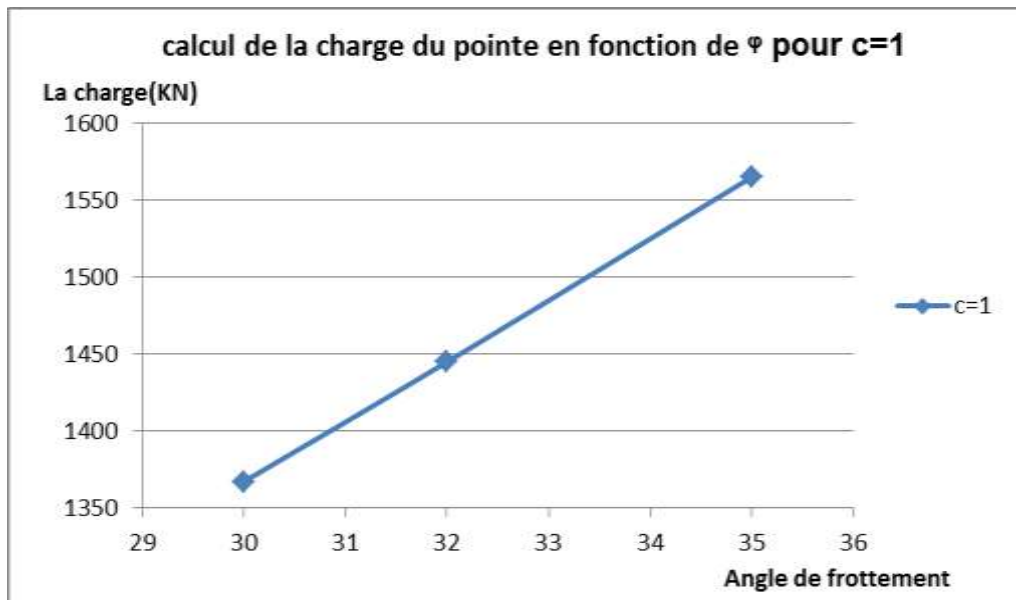


Figure IV.4 : calcul de la charge du pointe en fonction de φ pour $c=1$.

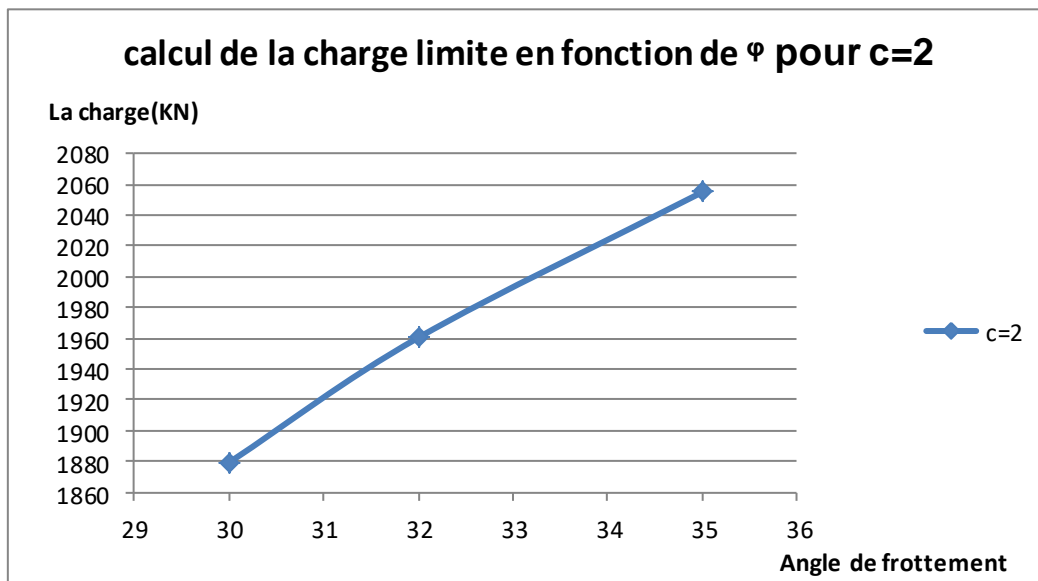


Figure IV.5 : calcul de la charge du pointe en fonction de φ pour $c=2$.

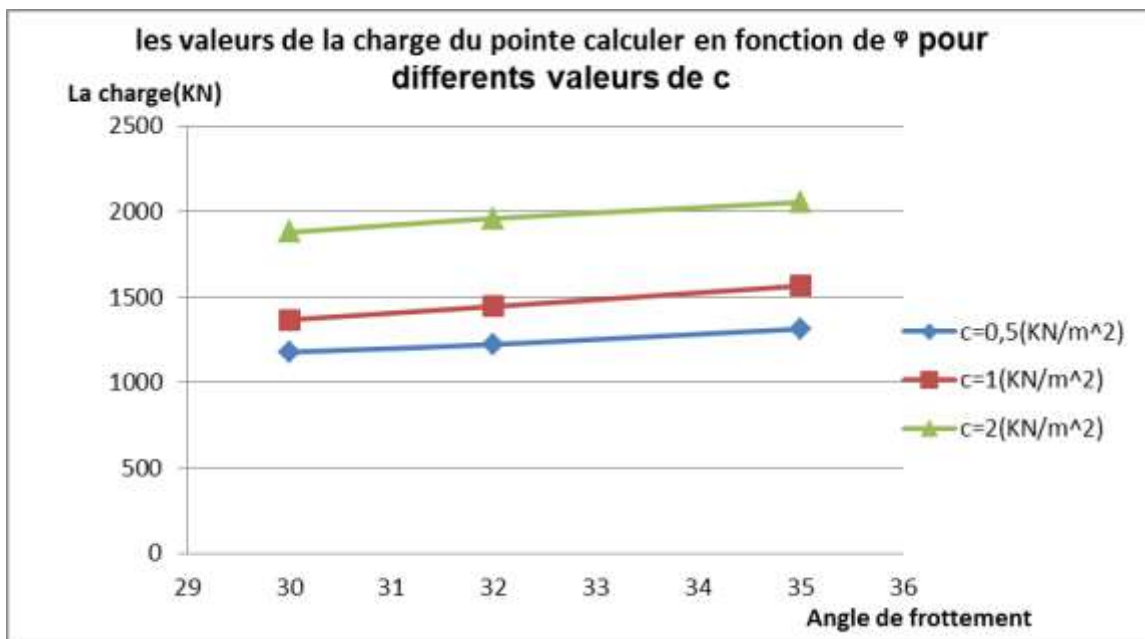


Figure IV.6 : les valeurs calculer de la charges du pointe en fonction de φ pour différents valeurs de c .

IV.5.2 Calcul analytique du frottement latéral :

Dans les milieux frottant pulvérulent compact, le pieu en s'enfonçant refoule le terrain et provoque, dans le massif, l'apparition de la butée avec une obliquité δ qu'on prend égale à ϕ , angle de frottement interne, dans un équilibre de révolution. Nos hypothèse de calcul par

contre comme elles se présentent, c'est-à-dire un pieu rugueux et verticale, un terre-plein horizontal, on prend pour ce cas précis la valeur de l'angle oblique $\delta \leq \varphi$.

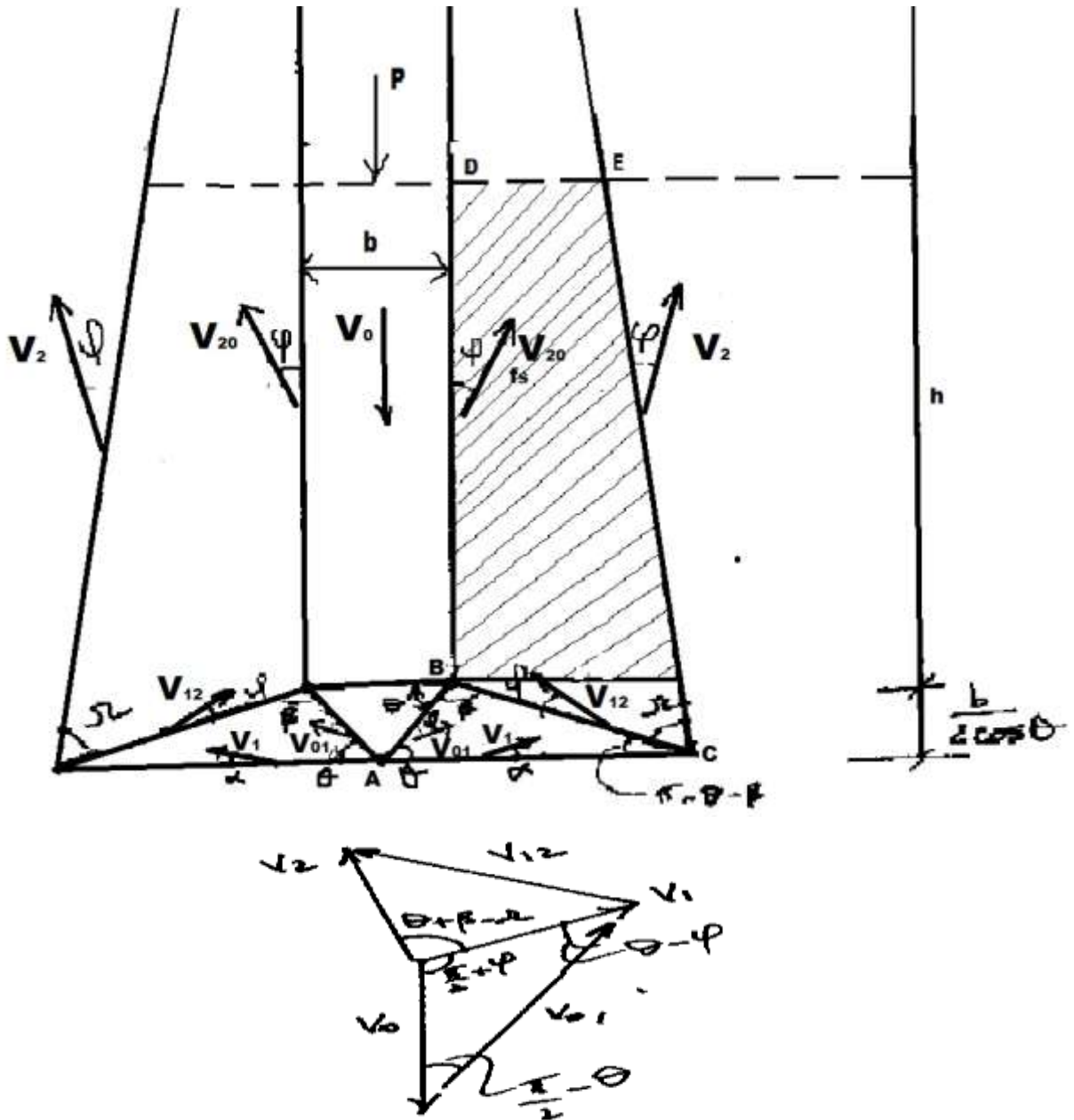


Figure IV.7: Bloc concerné par le frottement latéral.

$$f = k\gamma \cdot \gamma z \cdot \text{tg} \delta \quad (\text{IV.15})$$

Les conditions de cette équilibre est que :

$$P_{\text{ext}} \leq P_{\text{max}} \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

$$P_{max}^{res} = P_c + P_f \quad (IV.17)$$

P_c : contrainte de pointe

P_f : contrainte due au frottement

L'explication des deux termes de cette relation en fonction de c et ϕ , a donné lieu à un grand nombre de formules. Il est d'ailleurs extrêmement difficile d'évaluer, aussi bien sur le plan théorique que sur le plan pratique les deux termes P_q et P_f , sachant que les forces de frottement peuvent même changer de signe si le terrain tasse le long du pieu, donnant des forces de frottement négatif qui surcharge le pieu au lieu de le soutenir. Les lignes de glissement se retournant sur le fût du pieu, le travail résistant donnant les forces de frottement seront calculées en fonction de ces paramètres.

a) Equation du travail

Le bloc BGDE (Figure 7) est seul concerné par le travail de frottement latéral. Dans la mesure où l'angle δ est égal à zéro la charge est complètement horizontale, dans ce cas l'effort tangentielle τ sera égal à zéro.

L'équation d'équilibre globale sera :

$$P_f = 2 \cdot W_3 \quad (IV.18)$$

Où

P_f : Charge limite due au frottement

W_3 : poids du bloc concerné par le frottement

Quand on applique le champ de vitesse aux éléments concernés on obtient

b) Forces extérieures : P_f, W_3 (V01)

$$\frac{P_f}{2} \quad (IV.19)$$

c) Travail des forces extérieures :

$$P_f \cdot V_0 \quad (IV.20)$$

$$W_3 \cdot V_{01} = \frac{\gamma_s \cdot b^2 \cdot f \cdot \pi}{2} \cdot \frac{\sin \Omega \cdot \cos \theta}{\sin(\pi - \Omega) \cdot \sin(\pi - \beta - \theta)} \quad (\text{IV.21})$$

d) Equation Finale :

$$V_{01} = V_0 \cdot \frac{\sin(\frac{\pi}{2} + \varphi)}{\sin(\theta - \varphi)} \quad (\text{IV.22})$$

$$P_f = \gamma_s \cdot b^2 \cdot h \cdot \pi \cdot \frac{\sin \Omega \cdot \cos \theta}{\sin(\pi - \Omega) \cdot \sin(\pi - \beta - \theta)} \cdot V_{01} \quad (\text{IV.23})$$

$$f_s = \frac{P_f}{S} \quad (\text{IV.24})$$

$$S = 2\pi hr \quad (\text{IV.25})$$

h : la hauteur du pieu concerné par le frottement

Tableau IV.2 : Les valeurs du frottement latérale calculer en fonction φ

φ	q_f
30	232
32	237
35	245

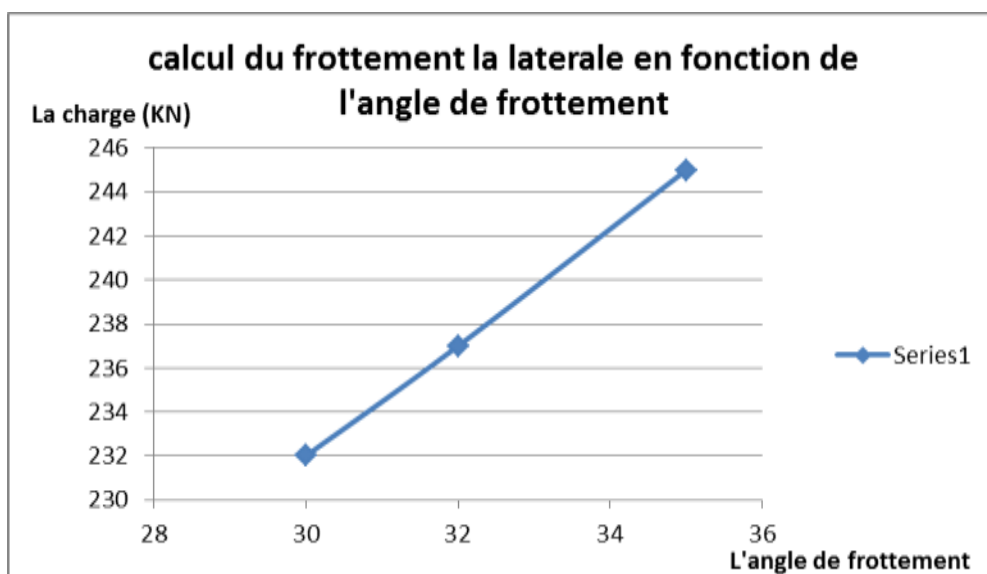


Figure IV.8 : Calcul du frottement latérale en fonction φ .

IV.5.3 calcul de la charge totale :

$$P_{max}^{res} = P_c + P_f$$

Tableau IV.3 : calcul de la charge limite totale.

φ	C=0,5(KN/m ²) $Q_t(KN)$	C=1(KN/m ²) $Q_t(KN)$	C=2(KN/m ²) $Q_t(KN)$
30	1410	1599,3	2111,2
32	1460	1682,1	2197,4
35	1558	1810,1	2300

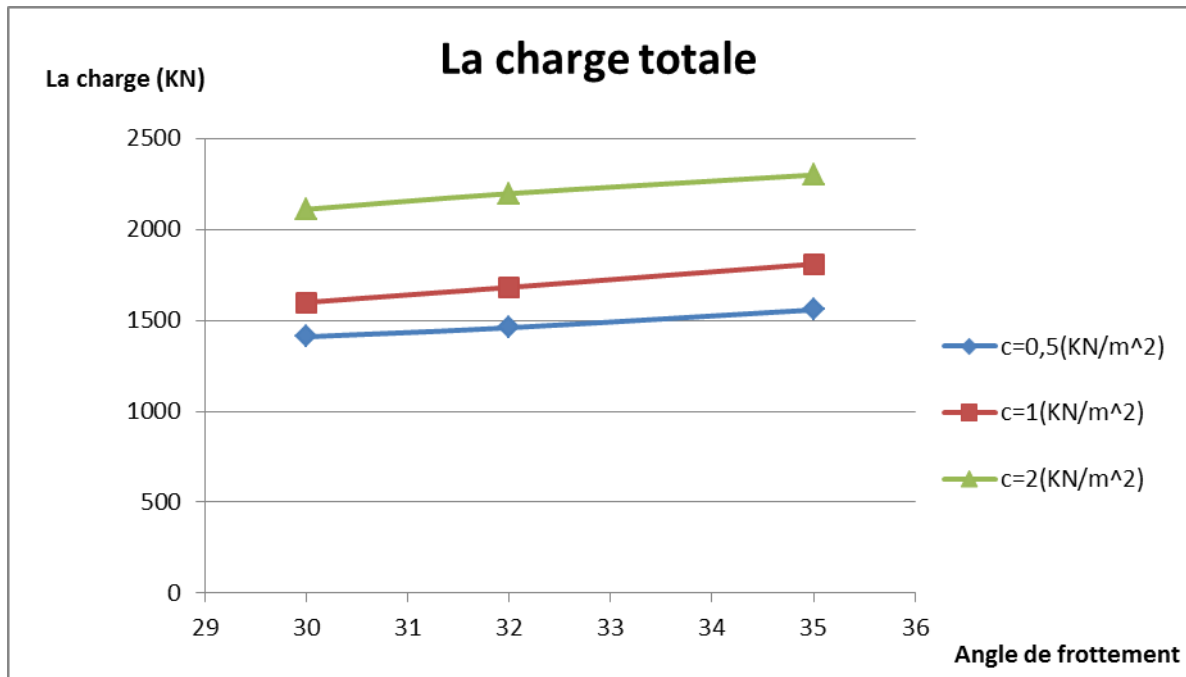


Figure IV.9 : calcul de la charge limite totale en fonction de φ pour différentes valeurs de c .

IV.6 Calcul selon la méthode DTU :

Méthode traditionnelle (C et Φ) selon DTU 13.2. Maintenant nous utilisons la méthode de C et Φ pour calculer la capacité portante du pieu.

- **La charge limite d'un pieu :**

$$Q = Q_p + Q_f \quad (IV.26)$$

IV.6.1 Calcul du terme de pointe :

$$Q_p = A \cdot q_p \quad (IV.27)$$

On utilise les formules classiques établies par les fondations superficielles. Comme « D » est très grand devant « B » le terme de surface sera négligé.

$$q_p = 0,6 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_\gamma + \gamma D \cdot N_q + 1,3 C \cdot N_c = 0,6 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_\gamma + \sigma_v \cdot N_q + 1,3 \cdot c \cdot N_c \quad (IV.35)$$

En général :

$$q_p = \sigma_v \cdot N_q + 1,3 \cdot c \cdot N_c \quad (IV.28)$$

$$N_{q_{max}} = e^{3,7 \cdot \tan \varphi} \text{ pour (diamètre du pieu supérieur à 0.30m) et } N_c = \left\{ \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \right\}$$

Tableau IV.4 : Les valeurs de la charge du pointe q_p^{DTU} calculer selon le DTU en fonction de l'angle de frottement pour différents valeurs de la cohésion

φ	C=0,5(KN/m ²) q_p^{DTU} (KN)	C=1(KN/m ²) q_p^{DTU} (KN)	C=2(KN/m ²) q_p^{DTU} (KN)
30	3502,41	3510,82	3527,64
32	4175,74	4185,23	4204,21
35	5514,21	5525,67	5548,59

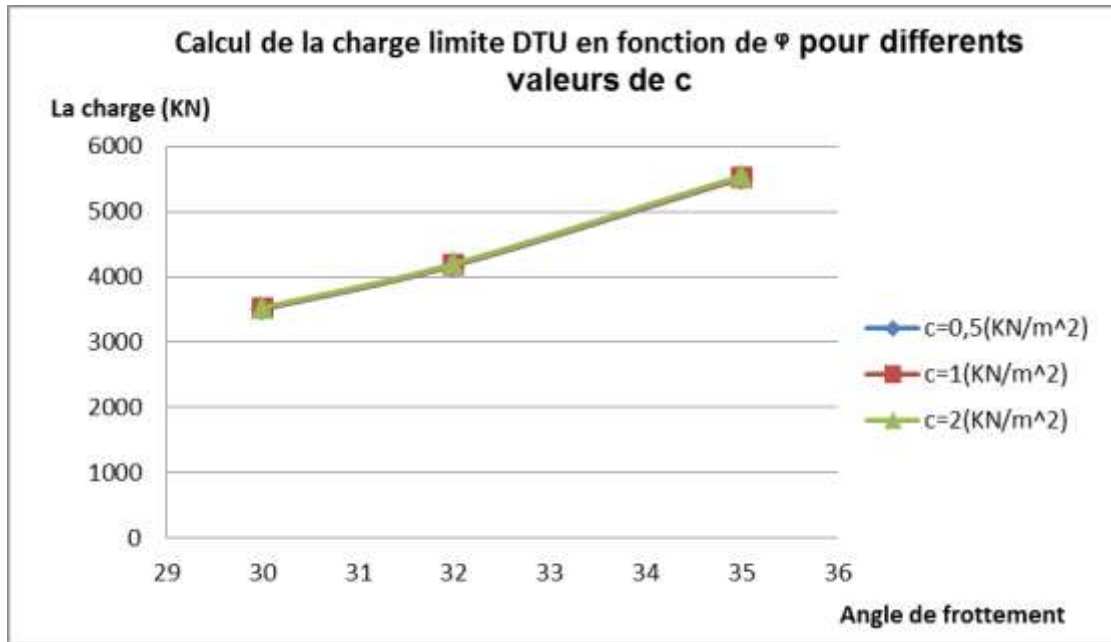


Figure IV.10 :calcul de la charge du pointe en fonction de l'angle de frottement pour différents valeurs de cohésion.

IV.6.2 Calcul du frottement latérale :

$$f_s^{DTU} = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \gamma_s \cdot h \quad (IV.29)$$

f_s^{DTU} :Frottement latéral calculé par la formule de Caquot.

Où h est la hauteur du pieu concerné par le frottement.

$$f_s^{DTU} = \tan\left(\frac{180}{4} + \frac{30}{2}\right) \cdot 16,5 \cdot 25 = 1237,5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau IV.5 : Les valeurs du frottement latérale q_f^{DTU} calculer selon le DTU en fonction φ

φ	q_f^{DTU}
30	1237,5
32	1342,5
35	1522,2

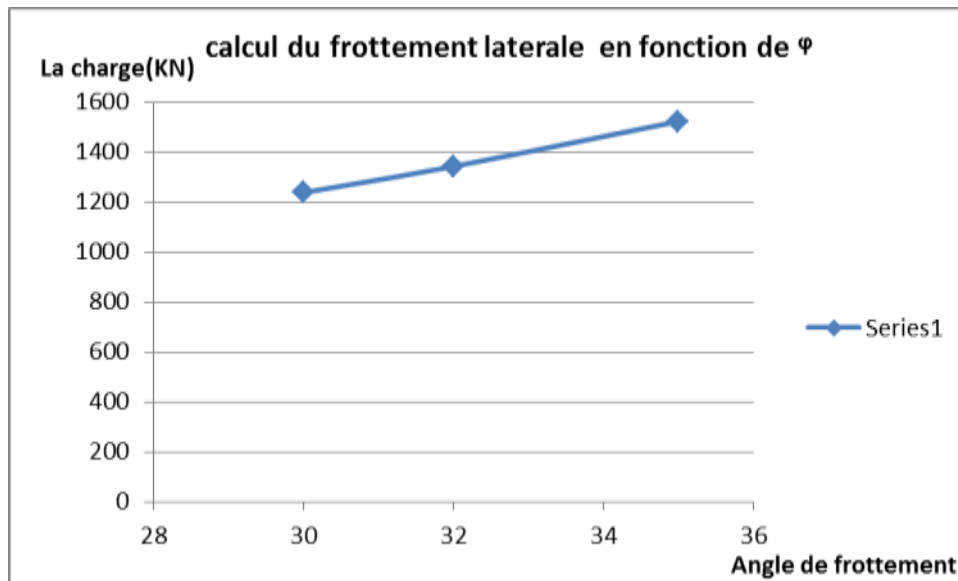


Figure IV.11 :calcul du frottement latérale selon le DTU en fonction de l'angle de frottement.

IV.6.3 Calcul de la charge totale:

$$Q = Q_p + Q_f$$

Tableau IV.6 : calcul de la charge limite totale selon le DTU.

φ	$C=0,5(KN/m^2)$	$C=1(KN/m^2)$	$C=2(KN/m^2)$
	$Q_t^{DTU} (KN)$	$Q_t^{DTU} (KN)$	$Q_t^{DTU} (KN)$
30	4739,91	4748,32	4765,14
32	5518,24	5527,73	5546,71
35	7036,41	7047,87	7070,79

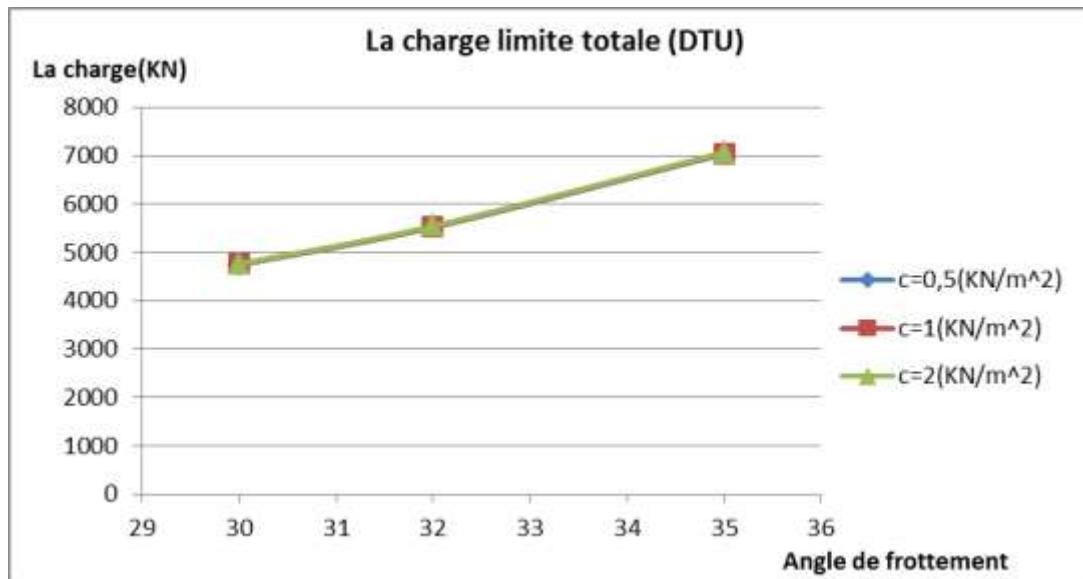


Figure IV.12 :calcul de la charge limite totale selon le DTU en fonction de φ pour différents valeurs de c .

IV.7 Méthodes numériques :

IV.7.1 Calcul par logiciel plaxis :

a) Saisie des données :

γ : Poids volumique de la couche de sable ;

φ : L'angle de frottement interne de La couche de sable ;

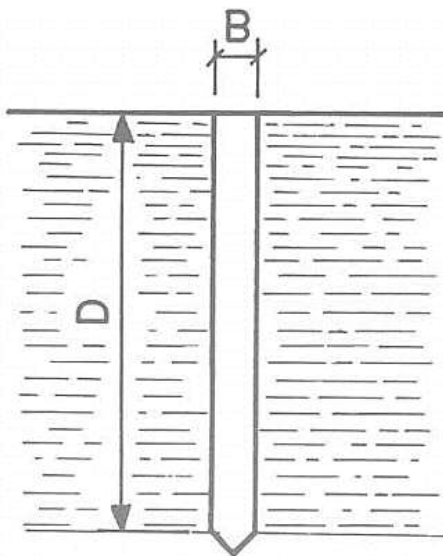


Figure IV.13 : sol homogène.

Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 30m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 30 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « général setting »

b) Axysymetrie;

c) 15 Nœuds ;

d) Maillage de 20*30m.

On peut alors rentrer les différents points :

- La coordonnée x;
- La coordonnée y

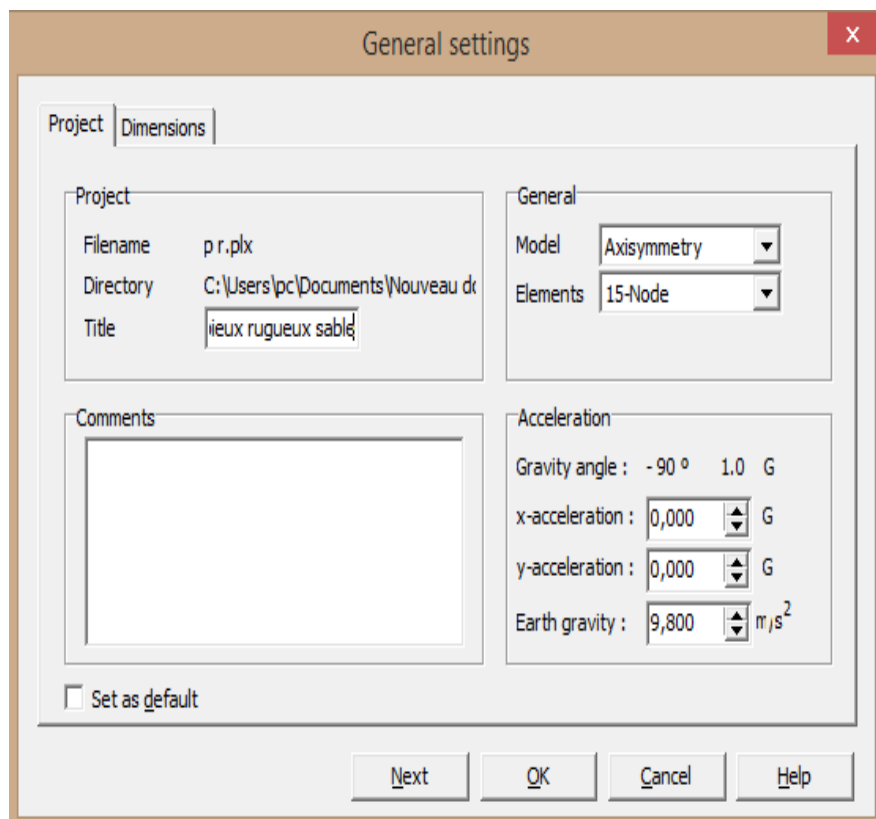


Figure IV.14 : caractéristiques générales du model.

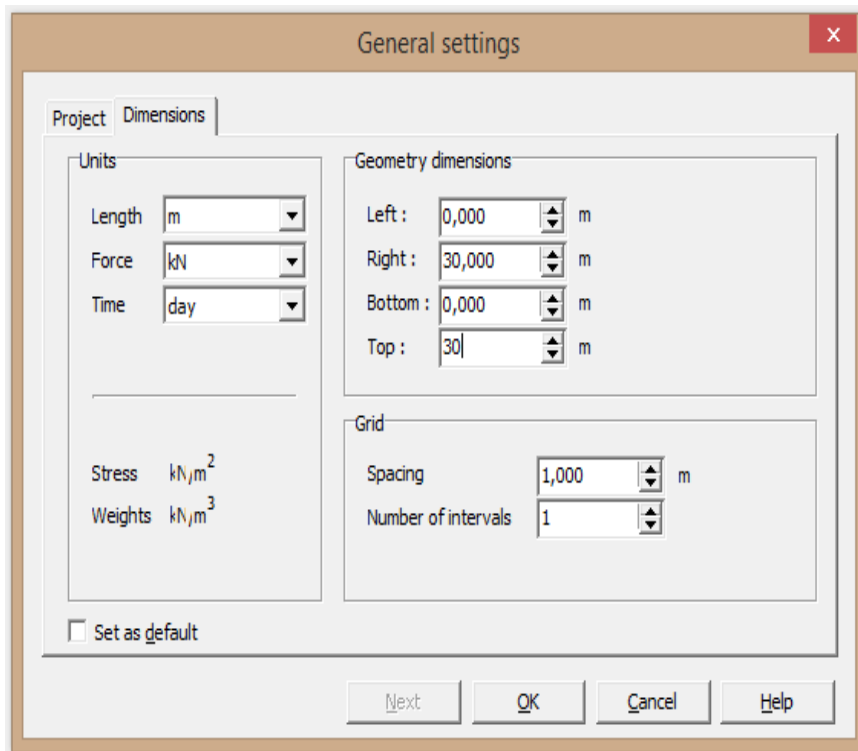


Figure IV.15 : taille du maillage.

b) Définition géométrique du modèle :

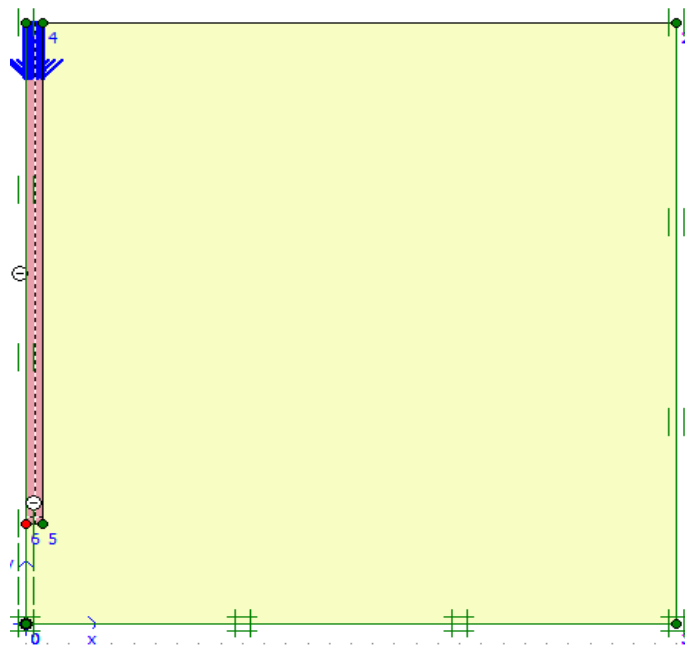


Figure IV.16: Définition de la géométrie du pieu.

c) Critère de Mohr-Coulomb :

Le critère utilisé dans notre travail est celui de Mohr-Coulomb. Ce critère demande d'introduire cinq paramètres tels que : E , ν , C et ψ , angle de dilatance Ψ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Le critère de Mohr-coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique à cause de sa simplicité.

- **Paramètres de Mohr-Coulomb :**

C : cohésion (effective) [KN/m]

ψ : angle de frottement effectif [°]

Ψ : angle of dilatance [°]

- **Paramètres de rigidité :**

E_{50} : module sécant dans un essai triaxial [KN/m]

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai oedométrique [KN/m]

M : puissance (environ 0.58 pour les sables) [-]

- **Paramètres avancés :**

E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 4E_{50}^{ref}$) [KN/m]²

ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge [-] (Par défaut $\nu_{ur} = 0.2$)

P^{ref} : Contraintes de référence (par défaut $P^{ref} = 100$) [KN/m]²

K_0^{NC} : K0-consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin \psi$) [-]

Rf: Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut Rf=0.9) [-]

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [KN/m]²

$C_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb [KN/m]² (Par défaut $C_{increment} = 0$)

- **Caractéristiques géotechniques des matériaux**

Le modèle utilisé est le modèle de sol M.C.

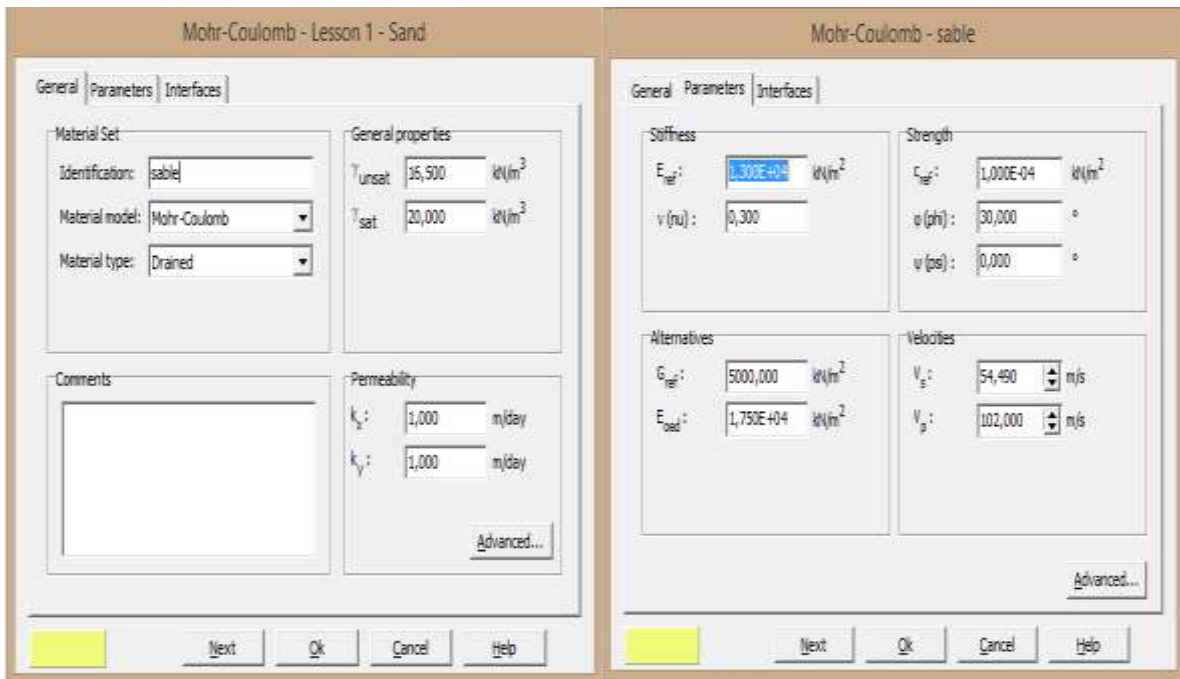


Figure IV.17 : Les paramètres du critère de Mohr-Coulomb.

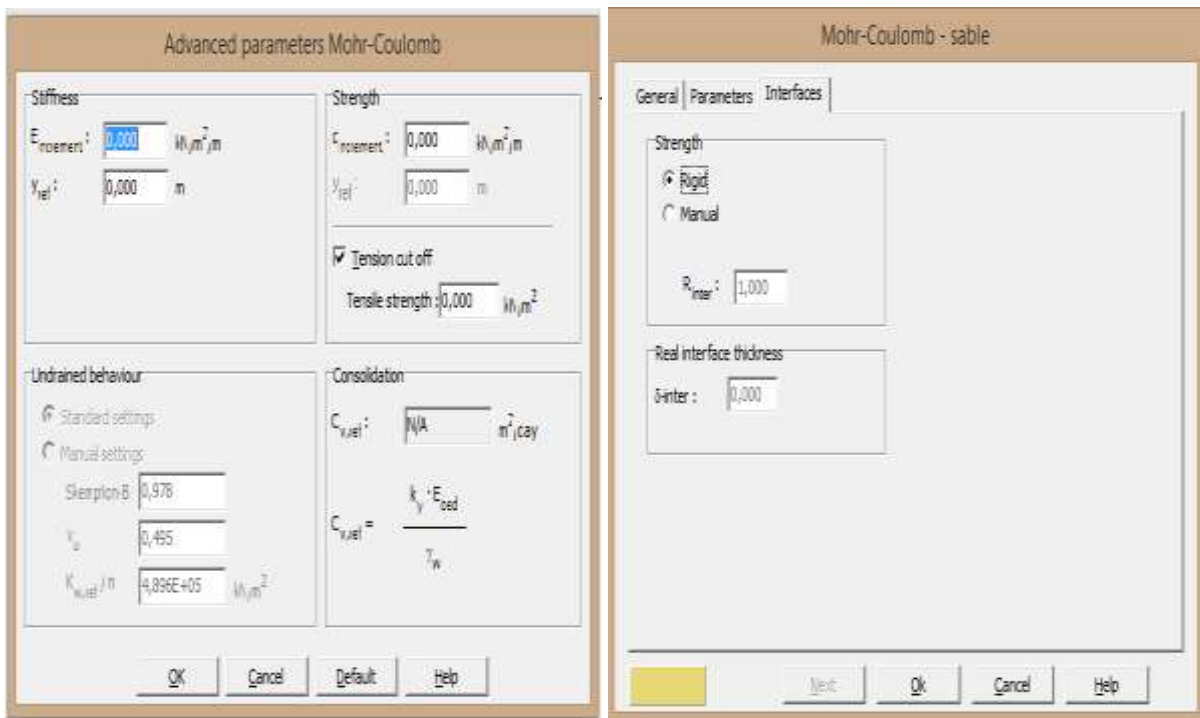


Figure IV.18 : Paramètres avancés du critère de Mohr-Coulomb. Figure IV.19 : Les paramètres de l'interface.

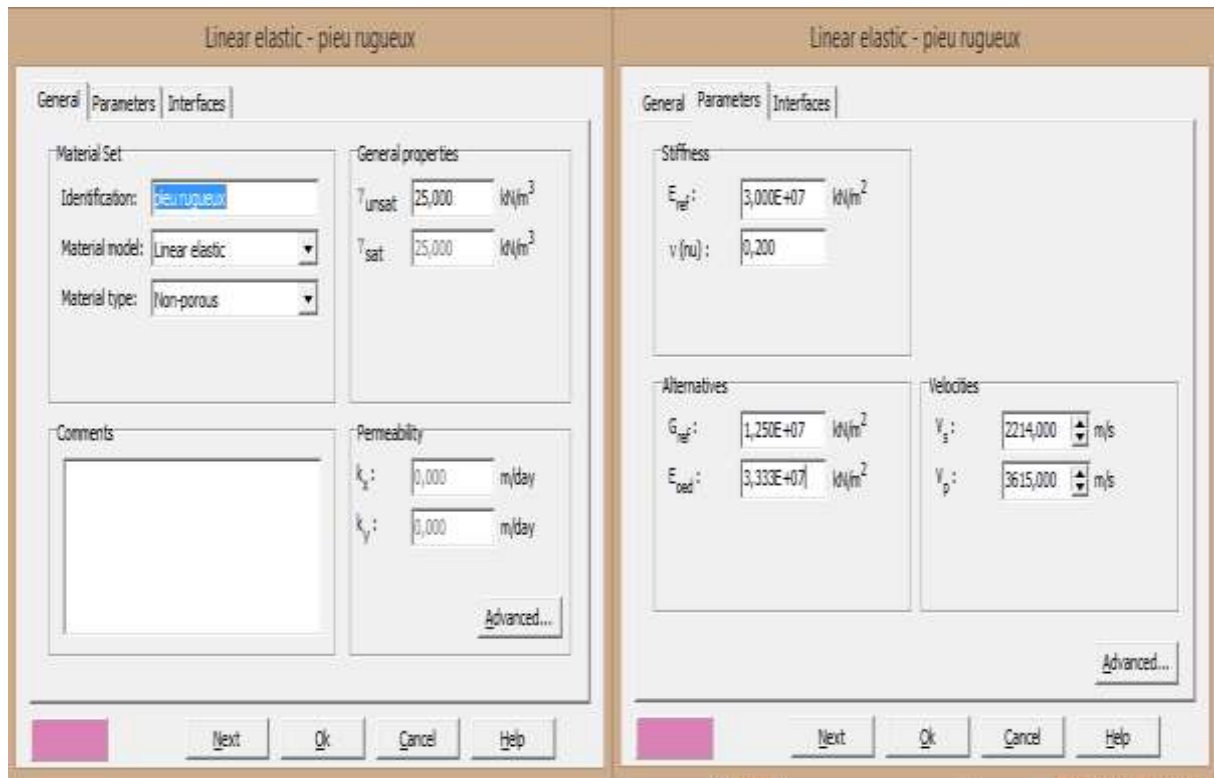


Figure IV.20 : fenêtre des caractéristiques générales relative au pieu isolé.

d) Maillage :

Pour générer le maillage du massif de sol qui est hétérogène, Plaxis nous permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème, avec la possibilité de le raffiner localement.

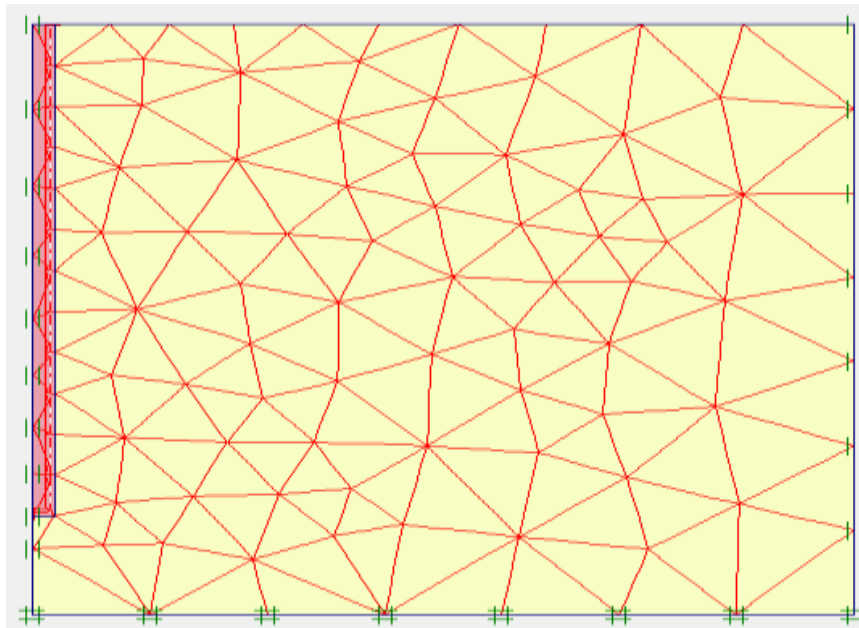


Figure IV.21 : Maillage du problème.

e) Les conditions aux limites :

Le choix des conditions aux limites est effectué par défaut, libre en vertical sur l'axe et sur le pourtour, bloqué au fond, il est valable pour les différent types des pieux.

f) Conditions initiales :

Par <Update>on accède au menu des conditions initiales.

- Accepter le poids volumique de l'eau.
- Laisser la nappe en profondeur : le sable sera supposé sec
- Cliquez sur le bouton gauche pour générer les contraintes initiales :

On obtient alors la fenêtre ci-dessous où le K0 :

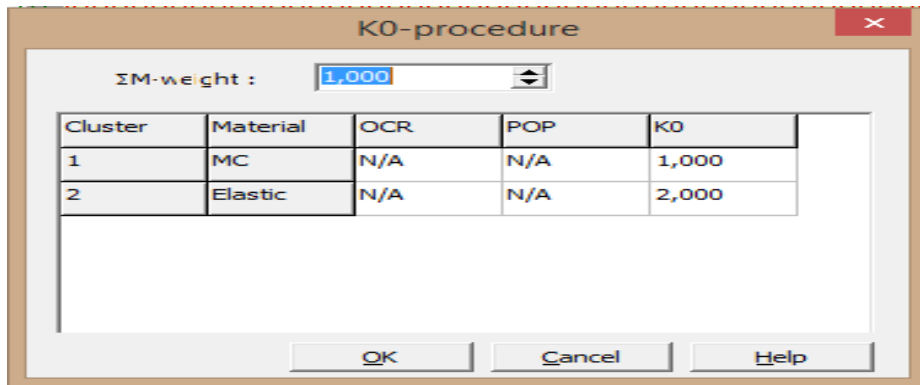


Figure IV.22 : Valeur du module K0 pour un pieux rugueux.

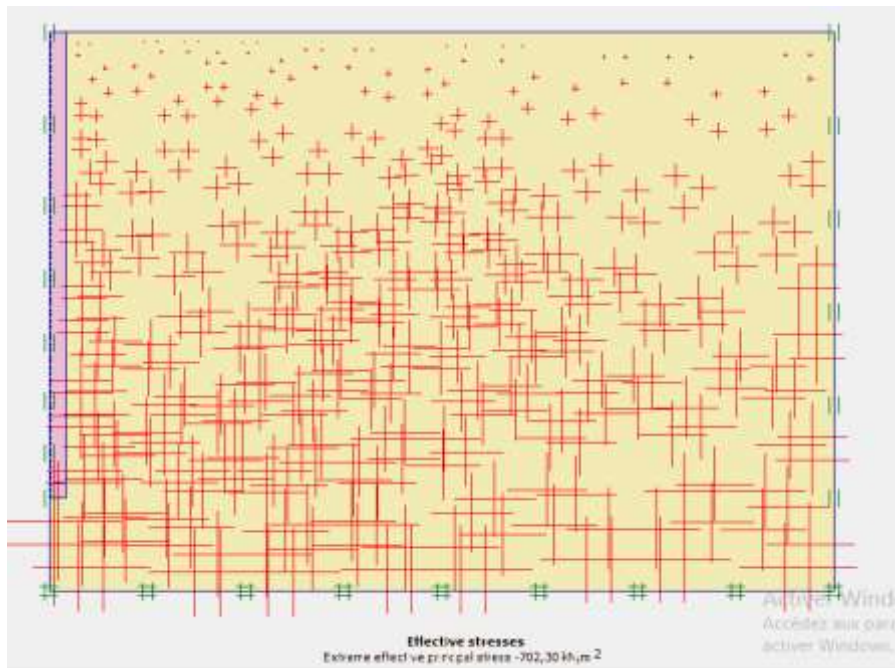


Figure IV.23 : Contraintes initiales.

g) Calculs :

Dans l'onglet général, on accepte les options proposées de même que dans l'onglet paramètres.

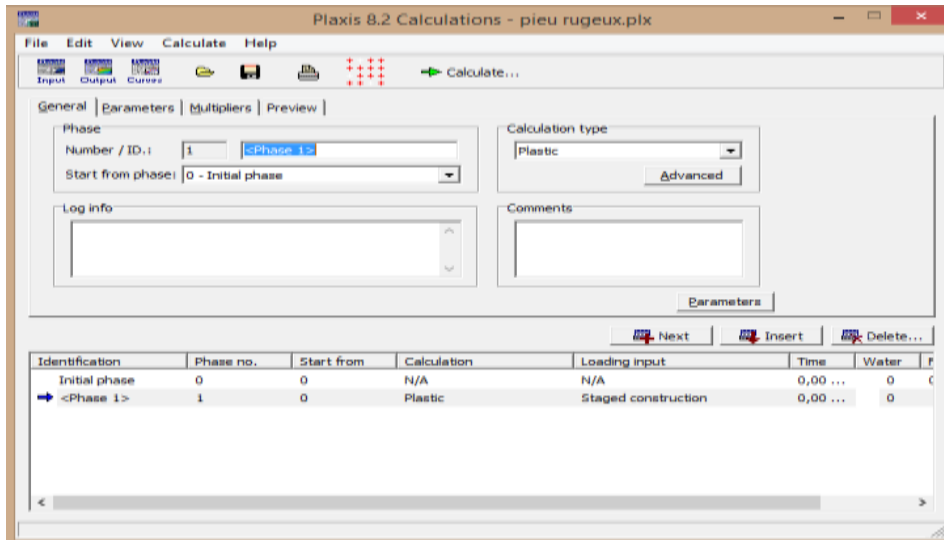


Figure IV.24 : écran de fin de calcul.

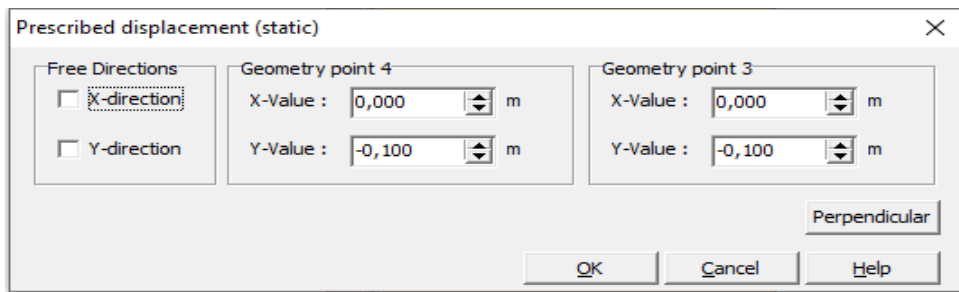


Figure IV.25 : valeurs de déplacement imposé.

* Résultat de calcul pour : $c = 0,5$, $\varphi = 30^\circ$, $\Psi = 0$, $d = 0,8$ m

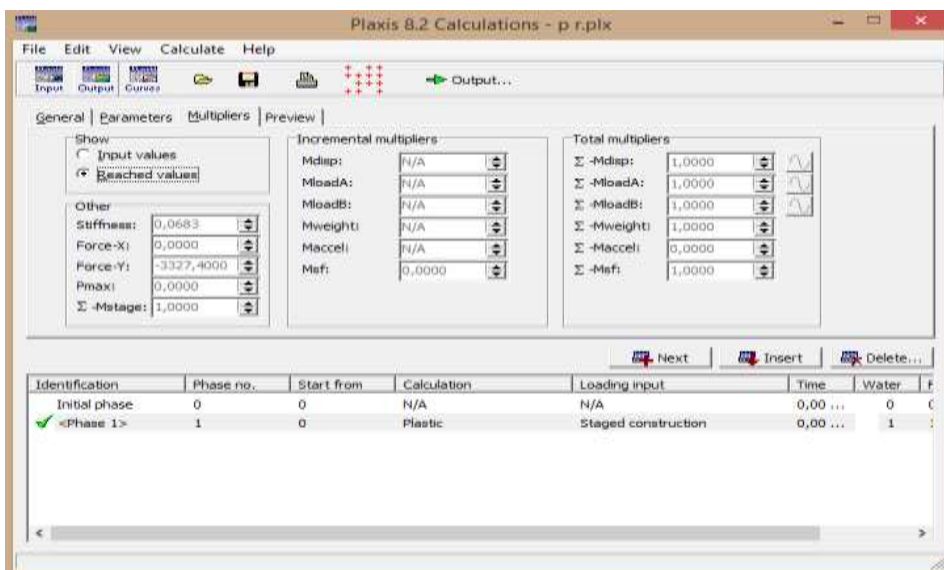


Figure IV.26 : bilan du calcul 1.

La force totale selon l'axe Y est de 3327,4 KN/rad.

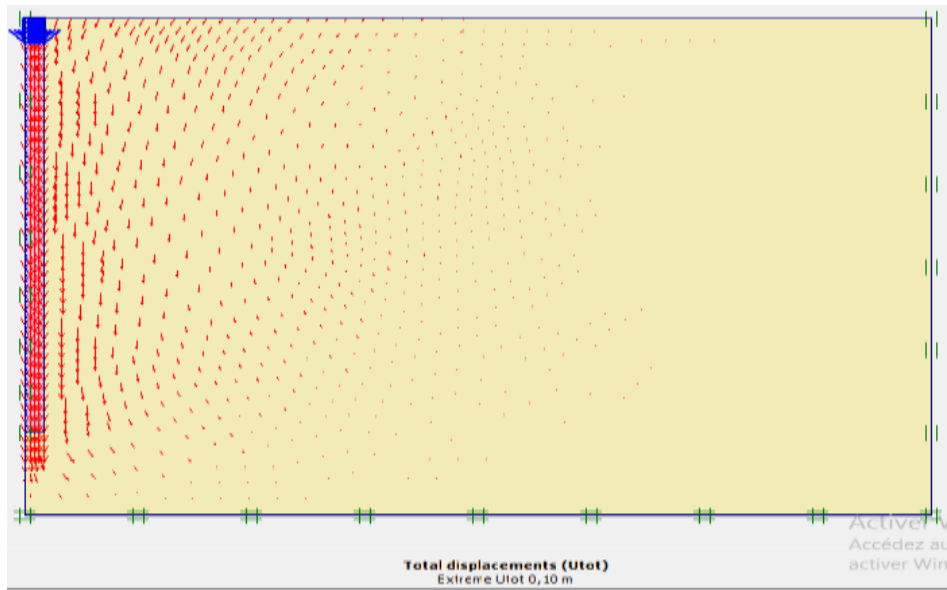


Figure IV.27 : Déplacement totale.

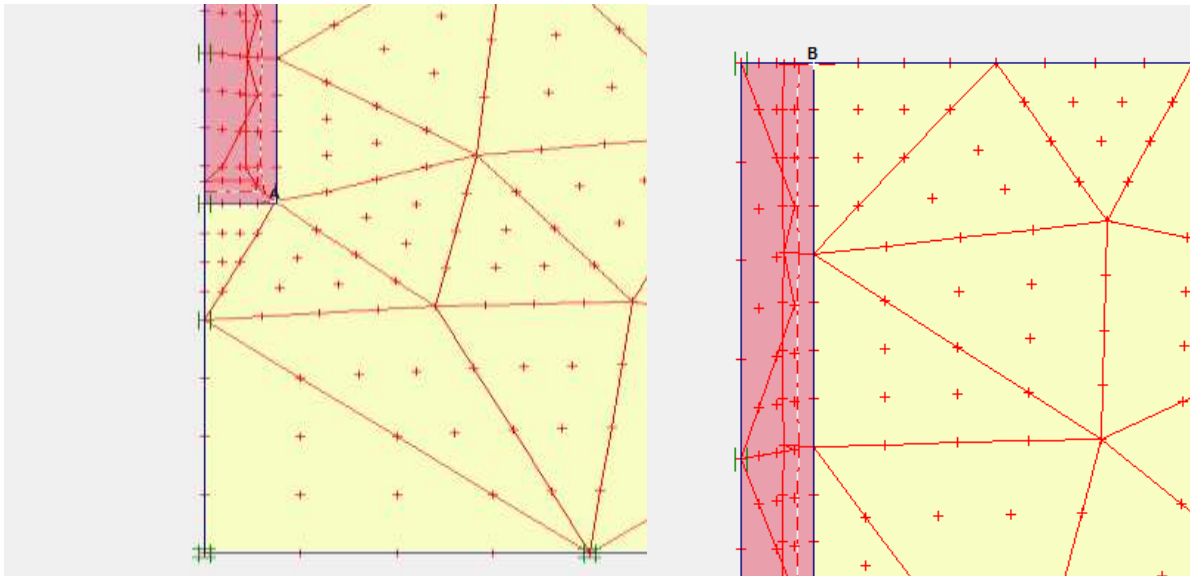


Figure IV.28 : le point A et B.

* Résultat de calcul pour : $c = 0,5$, $\varphi = 32^\circ$, $\Psi = 2^\circ$, $d = 0,8\text{ m}$

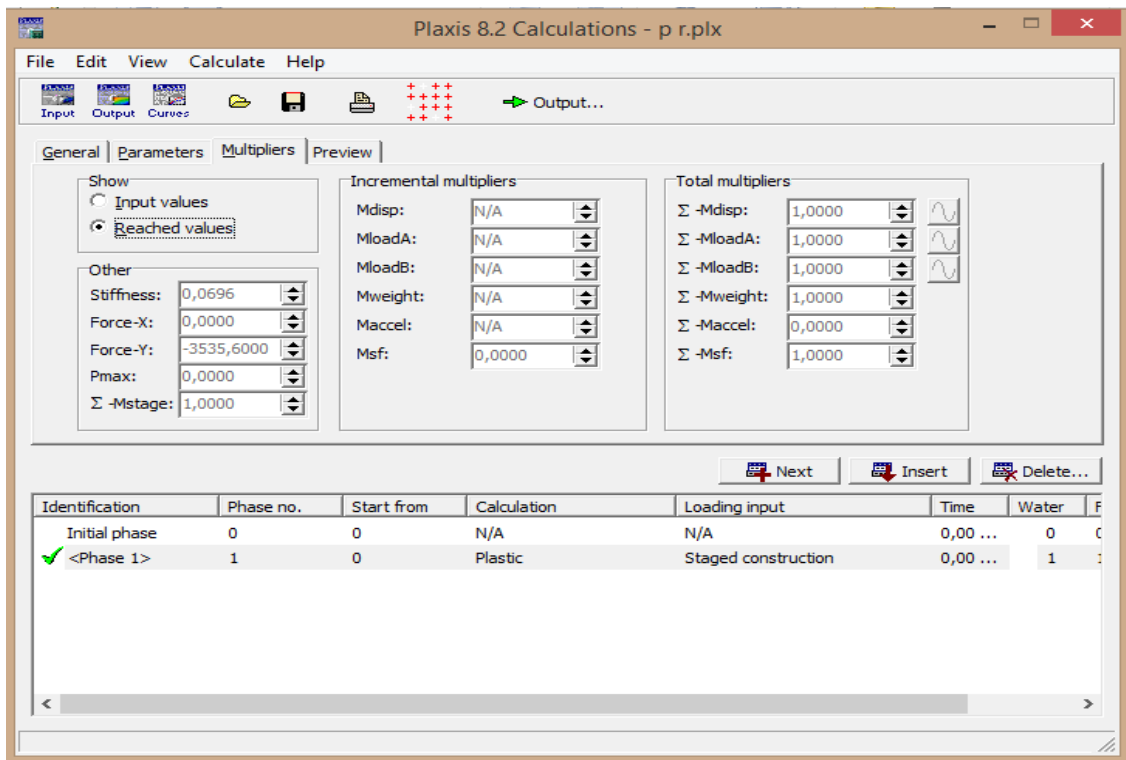


Figure IV.29 : bilan du calcul 2.

La force totale selon l'axe Y est de 3535,6 KN/rad.

* Résultat de calcul pour : $c = 0,5$, $\varphi = 35^\circ$, $\Psi = 5^\circ$, $d = 0,8\text{ m}$

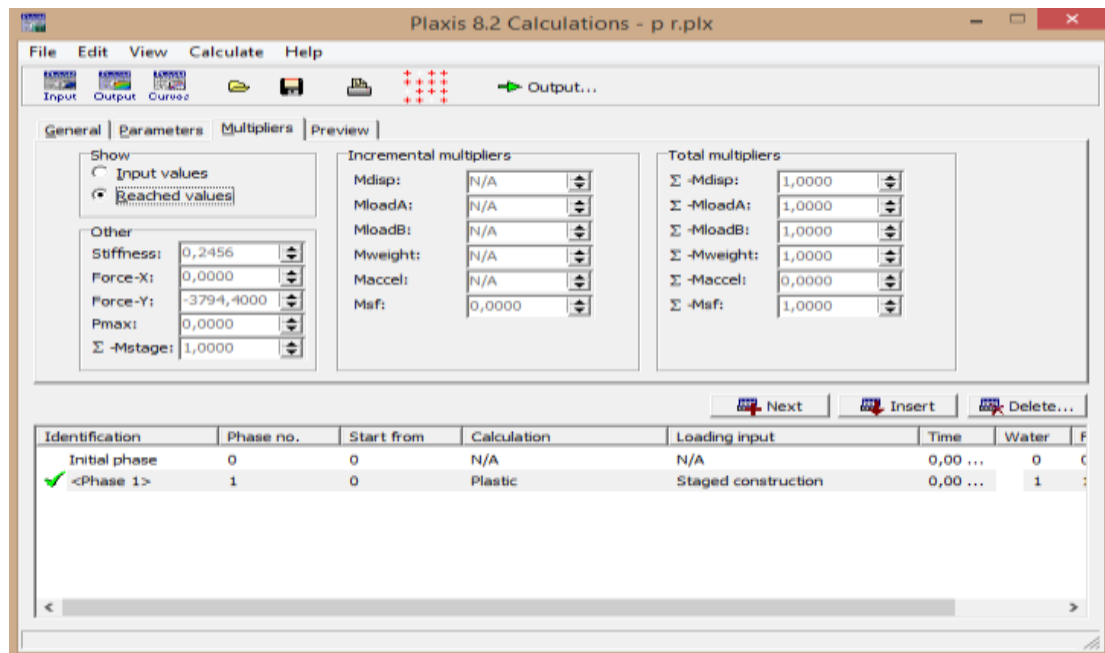


Figure IV.30 : bilan du calcul 3.

La force totale selon l'axe Y est de 3794,4 KN/rad.

* Résultat de calcul pour : $c = 1$, $\varphi = 30^\circ$, $\Psi = 0^\circ$, $d = 0,8\text{ m}$

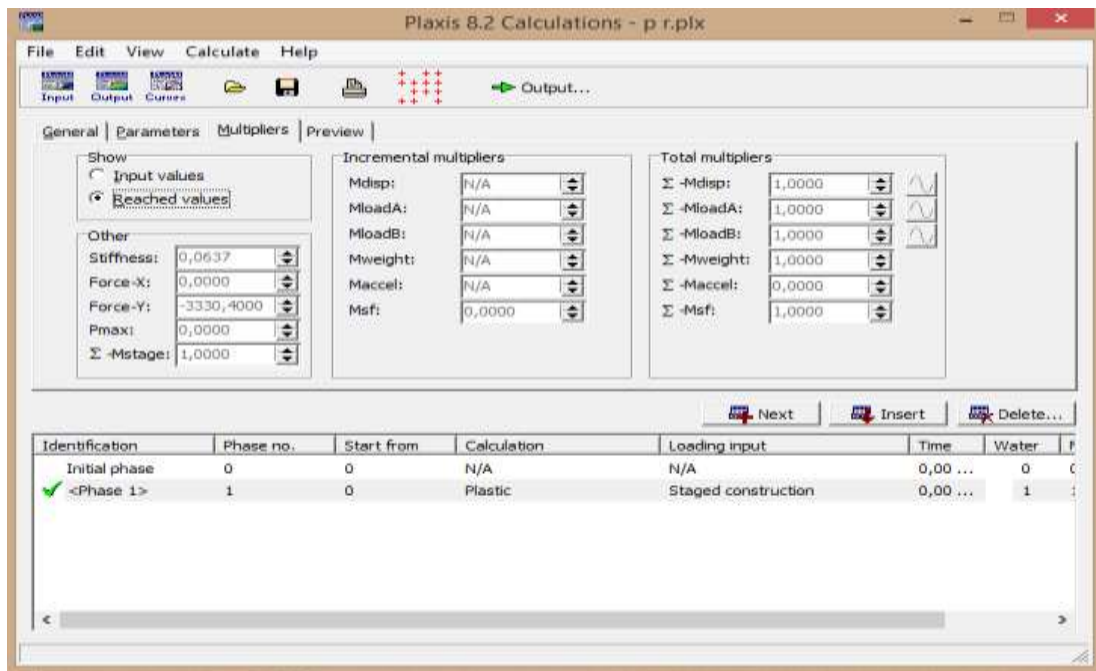


Figure IV.31 : bilan du calcul 4.

La force totale selon l'axe Y est de 3330,4 KN/rad.

* Résultat de calcul pour : $c = 1$, $\varphi = 32^\circ$, $\Psi = 2^\circ$, $d = 0,8\text{ m}$

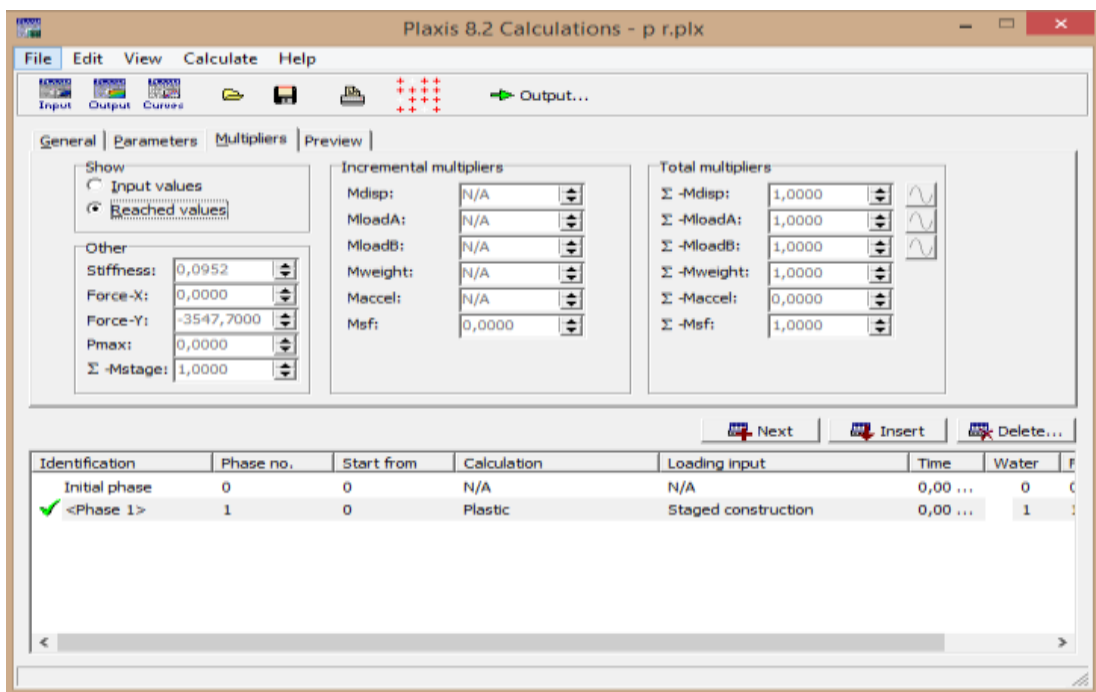


Figure IV.32 : bilan du calcul 5.

La force totale selon l'axe Y est de 3547,7 KN/rad.

* Résultat de calcul pour : $c = 1, \varphi = 35^\circ, \Psi = 5^\circ, d = 0,8 m$

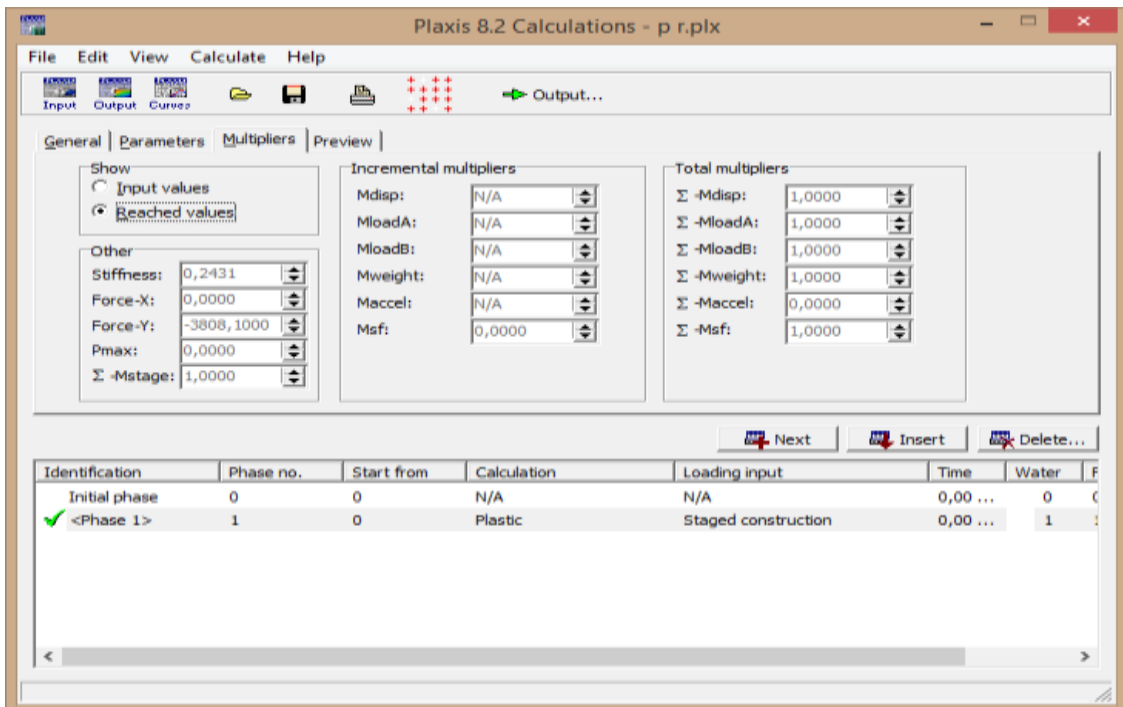


Figure IV.33 : bilan du calcul 6.

La force totale selon l'axe Y est de 3808,1 KN/rad.

* Résultat de calcul pour : $c = 2, \varphi = 30^\circ, \Psi = 0^\circ, d = 0,8 m$

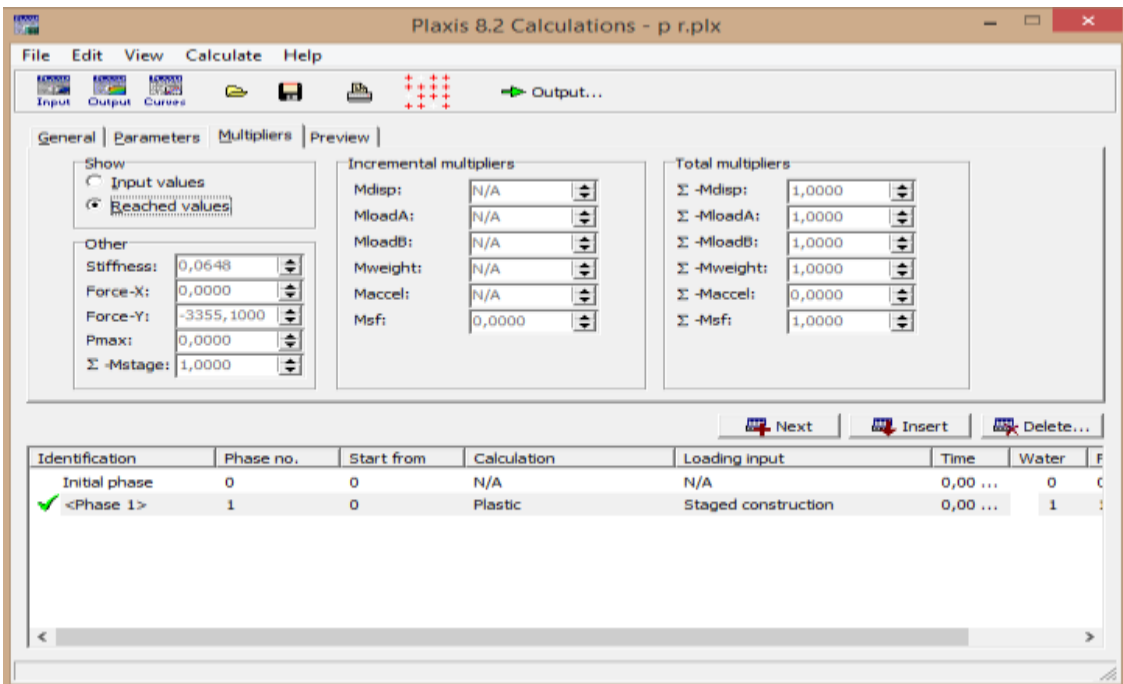


Figure IV.34 : bilan du calcul 7.

La force totale selon l'axe Y est de 3355,1 KN/rad.

* Résultat de calcul pour : $c = 2$, $\varphi = 32^\circ$, $\Psi = 2^\circ$, $d = 0,8 m$

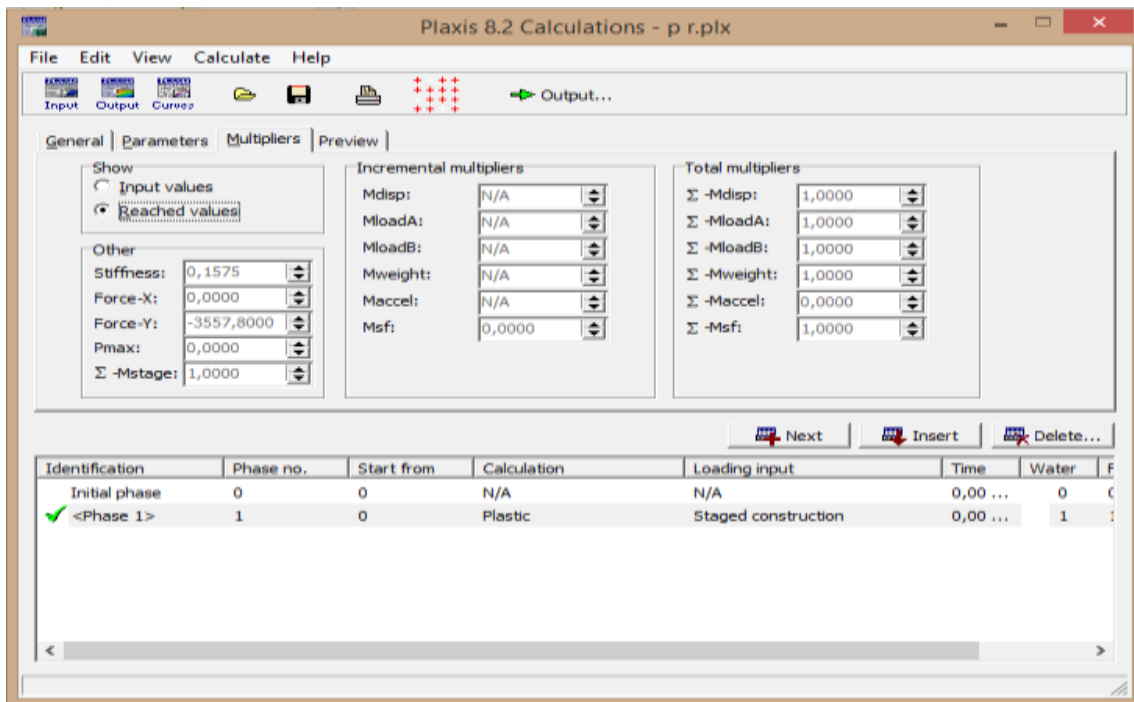


Figure IV.35 : bilan du calcul 8.

La force totale selon l'axe Y est de 3557,8 KN/rad.

* Résultat de calcul pour : $c = 2$, $\varphi = 35^\circ$, $\Psi = 5^\circ$, $d = 0,8 m$

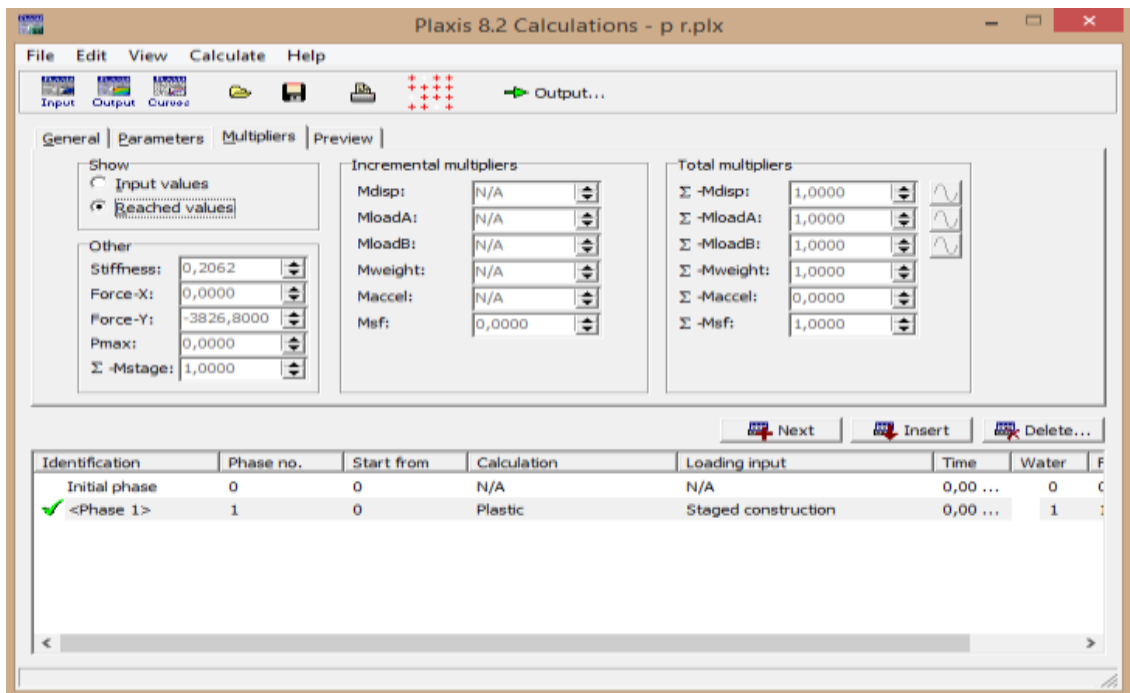


Figure IV.36 : bilan du calcul 9.

La force totale selon l'axe Y est de 3826,8 KN/rad.

IV.7.2 Les résultats de calcul :

Tableau IV.7 : résultat du calcul de la charge totale par plaxis.

$\varphi(^{\circ})$	$c=0,5(KN/m^2)$ $Q_t(KN)$	$c=1(KN/m^2)$ $Q_t(KN)$	$c=2(KN/m^2)$ $Q_t(KN)$
30	3327,4	3330,4	3355,1
32	3535,6	3547,7	3557,8
35	3794,4	3808,1	3826,8

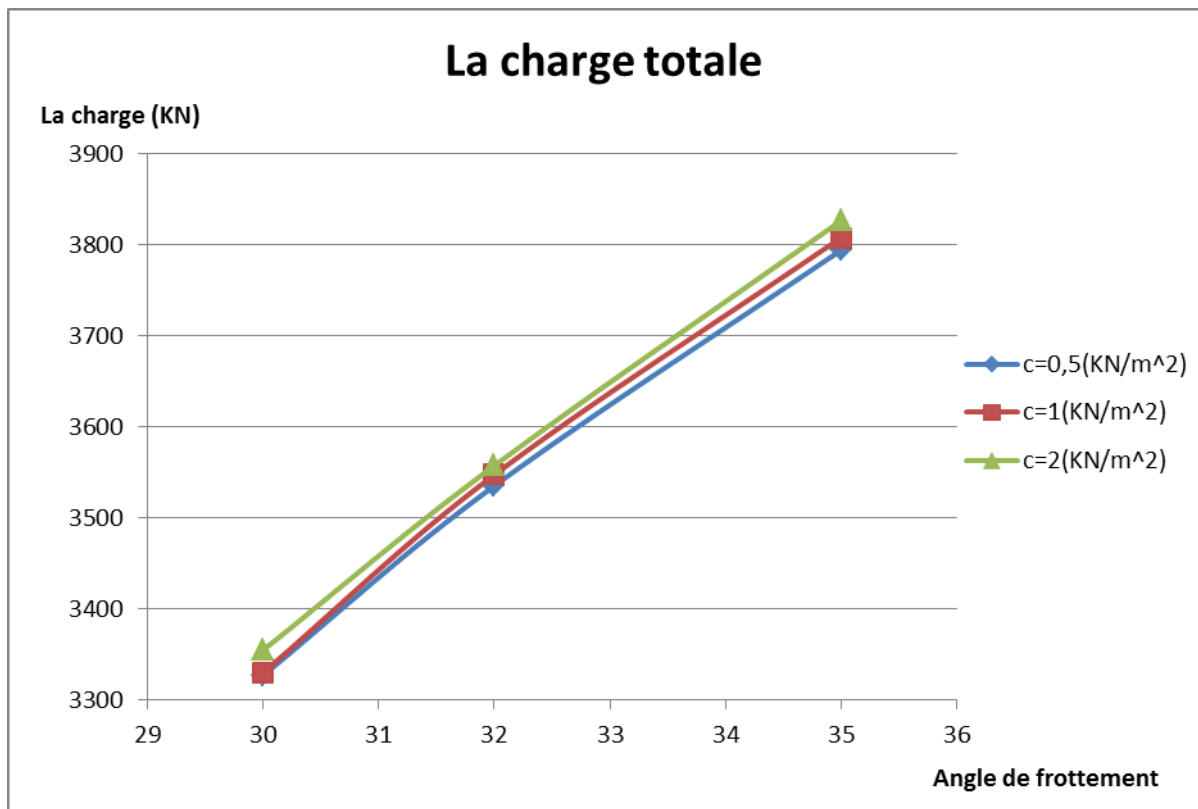


Figure IV.37 : les charges limite totale en fonction de l'angle de frottement φ pour différents valeurs de c calculer par plaxis.

Chapitre V : Validation

V.1 Comparaison entre les résultats du calcul de l'analyse limite ,calcul selon le DTU, calcul par plaxis :

V.1.1 Comparaison pour c=0,5 :

Tableau V.1 : Les valeurs de la charge limite calculer par les trois méthodes pour c=0,5.

φ	$Q_t^{analyse\ limite}$	Q_t^{DTU}	Q_t^{Plaxis}
30	1410	4739,91	3327,4
32	1460	5518,24	3535,6
35	1558	7036,41	3794,4

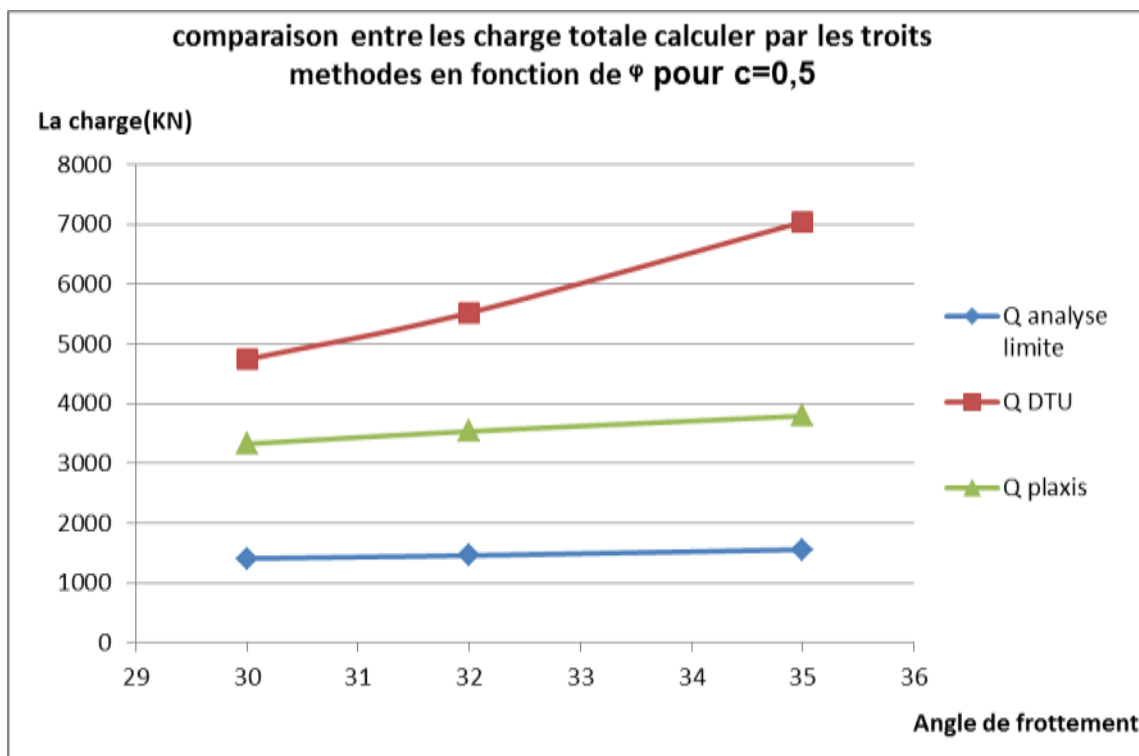


Figure V.1 : comparaison entre les charges totale calculer par les trois méthodes en fonction de φ pour c=0,5.

V.1.2 Comparaison pour $c=1$:

Tableau V.2 : Les valeurs de la charge limite calculer par les trois méthodes pour $c=1$.

φ	$Q_t^{analyse\ limite}$	Q_t^{DTU}	Q_t^{Plaxis}
30	1599,3	4748,32	3330,4
32	1682,1	5527,73	3547,7
35	1810,1	7047,87	3808,1

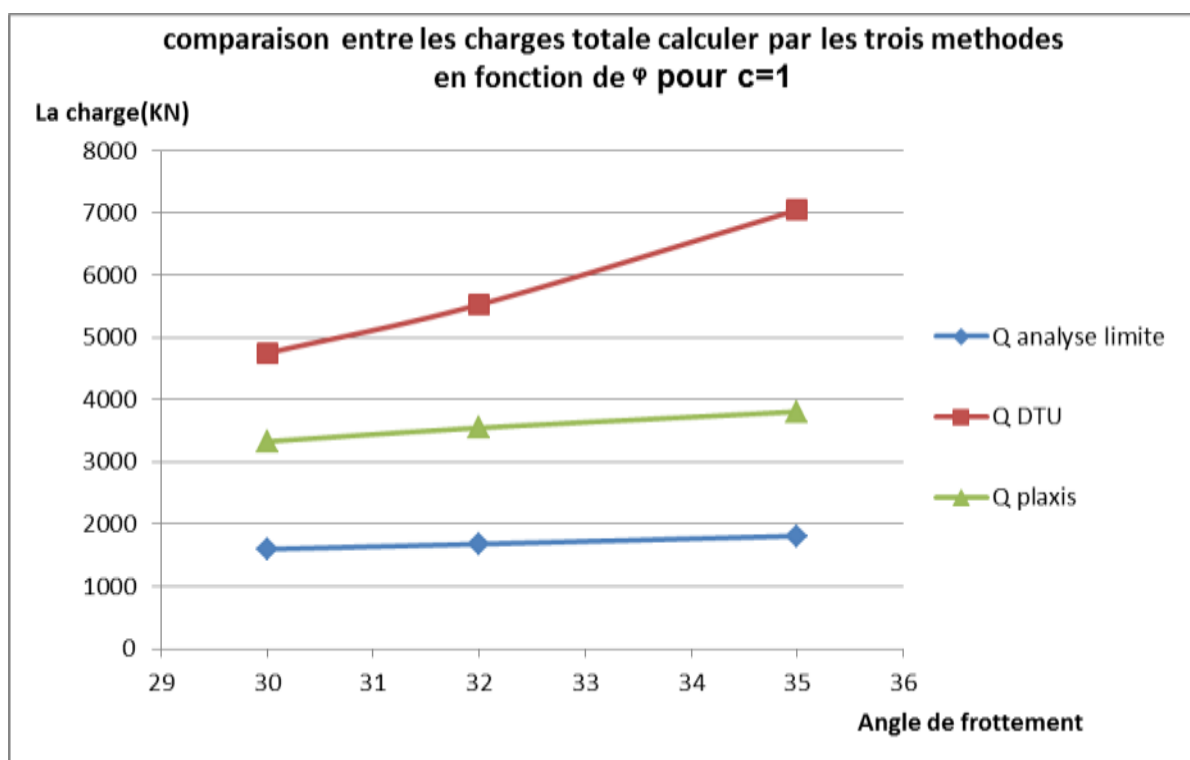


Figure V.2 : comparaison entre les charges totale calculer par les trois méthodes en fonction de φ pour $c=1$.

V.1.3 Comparaison pour c=2 :

Tableau V.3 : Les valeurs de la charge limite calculer par les trois méthodes pour c=2.

φ	$Q_t^{analyse\ limite}$	Q_t^{DTU}	Q_t^{Plaxis}
30	2111,2	4765,14	3355,1
32	2197,4	5546,71	3557,8
35	2300	7070,79	3826,8

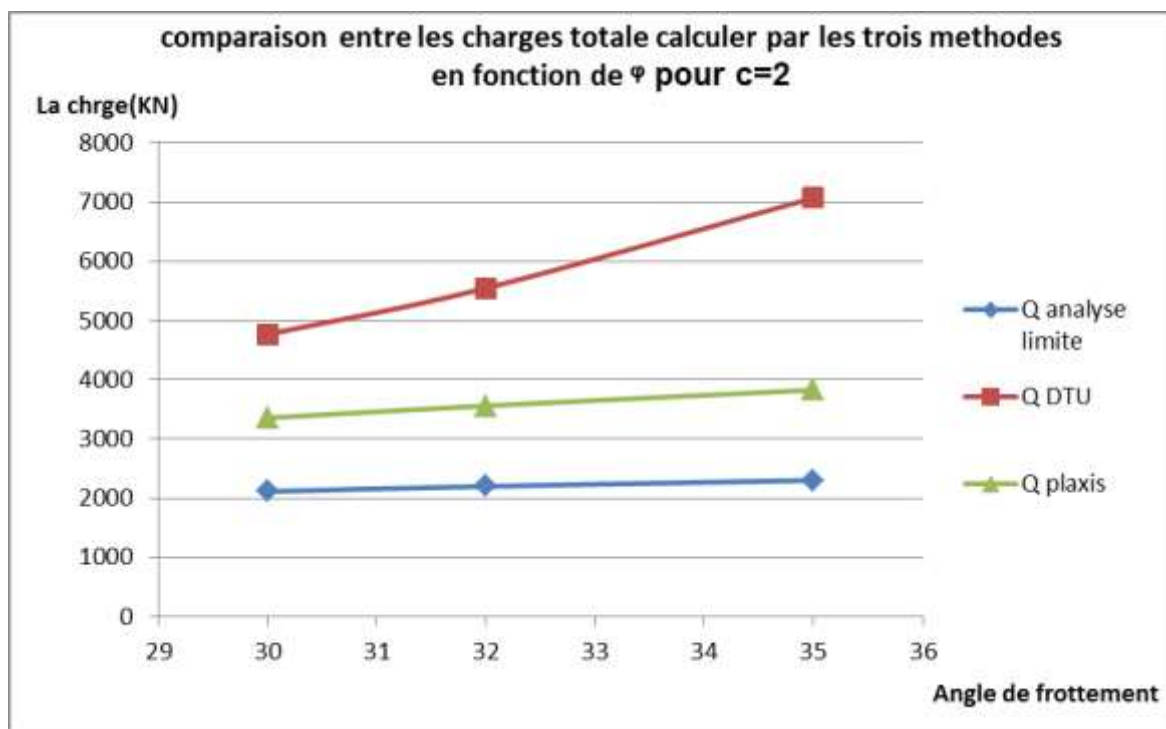


Figure V.3 : comparaison entre les charges totale calculer par les trois méthodes en fonction de φ pour c=2.

V. 2 Commentaire :

Les figures V1,V2 et V3 montrent :

Le calcul par DTU 13.2 (Eurocod 7) donne des résultats supérieure aux résultats obtenus par les calculs analytique de l'analyse limite et du calcul par plaxis 8.2. Ceci est normal dans la mesure ou le calcul déterministe et idéaliser par les hypothèses present en considération. Nous remarquons cependant que les valeurs du calcul par la théorie de l'analyse limite sont inferieure au calcul obtenus par plaxis.

VI. Conclusion générale :

On a présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique, théorie de l'analyse limite, et numérique, DTU 13.2 (Eurocode 7) et plaxis 8.2 (élément fini), sur le calcul de la charge limite des pieux sous chargement axiale dans un sable limoneux. Plusieurs méthodes sont utilisées, à savoir la méthode de l'analyse limite, la méthode déterministe et la méthode des éléments finis. Pour cela un calcul numérique a été réalisé pour les deux premières méthodes et un calcul par un programme assisté plaxis 8.2. Les deux méthodes à savoir la méthode de calcul par le DTU 13.2 (Eurocode 7) et le logiciel plaxis 8.2 ont été utilisées pour la validation des calculs obtenus par la méthode de l'analyse limite.

On remarque que les figures V.1, V.2 et V.3 montrent une corrélation significative entre les différents résultats : résultat de l'analyse limite, résultat de plaxis et résultat de DTU 13.2 (Eurocode 7).

On peut conclure que le modèle utilisé donne des résultats acceptables.

REFERANCE

I. Livres :

- 1- BOUAFIA A. **Calcul pratique des fondations et des soutènements** université Saad Dahleb de Blida, office de publication universitaire, Algérie ,2015.
- 2- BERTRAND HAUBERT, BRAUNO PHILIPPONNAT, OLIVIER PAYANT ET MOULAY ZERHOUNI, **Fondation et ouvrage en terre géotechnique du BTP**, Édition Eyrolles 61 bd saint-germain 75240 Paris Cedex 05,2019.

II. Mémoires de :

A. Doctorat :

- 1- Benyaghla H., **calcul en rupture d'un pieu isolé sous chargement statique par la théorie de l'analyse limite**, thèse de doctorat, université 8 mai 1945 Guelma, Algérie,2009.
- 2- Terfaya Nazihe, **Modélisation de l'interaction sol-pieu avec prise en compte du contact et frottement par la méthode du matériau standard implicite**, thèse de doctorat, université Aboubakr Belkaïd Tlemcen ,Algérie,2019.
- 3- BOUROKBA MRABENT S.A ; **CALCUL PRATIQUE DES FONDATIONS**, Mmoire de doctora , Université d'Oran Mohamed BOUDIAF, Algérie, 2016.
- 4- BOUKHATEM GHANIA, **Etude théorique en calcul à la rupture de la charge limite de groupe de pieux**, UNIVERITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA, Algérie,2011.

B. Magister :

- 1- Berkane Aicha ; **Conception et Modélisation d'une Fondation Pour une Eolienne On-Shore** ; Mémoire de Magister ; UNIVERSITE CONSTANTINE 1 ; Algérie,2017.

C. Master :

- 1- Boumaza N., Khebbab M ; **Conception et calcul des fondations sur pieux**, Mémoire de Master, université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2015.
- 2- Makori A., Kharoubi I ; **Calcul des fondations d'un pont routier**, Mémoire de Master, université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2017.
- 3- MERRAD Wafa, MAKHLOUF MERIEM, BOUSSEREDJ N-ELHOUDA; **ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FONDATIONS PROFONDES** ; Mémoire de Master ; université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2015.
- 4- Messiod Seyf eddine ; **Détermination de la capacité portante des pieux à partir de l'essai pressiométrique et l'essai au pénétromètre statique selon l'Eurocode 7** ; Mémoire de Master ; université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2016.
- 5- Hautecler Jonathan, **Comparaison de méthodes de dimensionnement de pieux sous charge axiale à partir de l'essai pressiométrique et de l'essai au pénétromètre** ; Mémoire de Master ; Université de Liège, Belgique ;2014.
- 6- Messai N., Hannachi S. **Modélisation du comportement des fondations profondes : cas de groupe des pieux**, Mémoire de Master, Université Larbi Tébessi Tébessa, Algérie, 2017.
- 7- Yahiaoui Oumbarka ; **COMPORTEMENT D'UN PIUE ISOLE SOUS CHARGES VERTICALES DANS UN SOL SABLEUX** ; Mémoire Master ; Université Mohamed Boudiaf -M'sila ;Algérie ;2016.

- 8- ZAIDI Lina ;SELATNIA Faiza ; **MODELISATION D'UN PIEU PROFOND SOUS CHARGEMENT AXIAL** ; Mémoire de Master, université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2020.
- 9- Hariéch khalida ;Ykhelfoune ahlam ;**Prédiction du comportement d'un pieu implanté à la proximité d'un talus par RNA** ; Mémoire de Master ; Université Mohammed Seddik Ben Yahia –Jijel ;Algérie ;2019.
- 10- LOTFI MERABET ;OMAR LOUAHADJ ; **Modélisation Numérique D'un Pieu Isolé Sous Charge Axiale** ;Mémoire de Master ; UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA ;Algérie ;2011.
- 11- Cheikh I. SARR ; Gora SARR ; **Etude comparative entre Méthodes de calcul des pieux: Application à l'échangeur de la Patte d'Oie** ; Mémoire de L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION ; ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE Centre de TRIES ; UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR ; Sénégal ; 2007.
- 12- Hamidi taous ; **Étude de comportement d'une fondation sur un groupe de pieux** ; Mmoire de Master ; UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU ; Algérie ;2019.

III. Cours :

- 1- Mme BOUROKBA MRABENT Souad Amel ;**CALCUL PRATIQUE DES FONDATIONS** ; Polycopié ; Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF ;Algérie ;2015-2016.
- 2- Mr. BOUGUENINA Otbi ;**Fondations et Soutènements** ;cours ; Centre Universitaire – Nour Bachir El Bayadh ;Algérie ;2017-2018.
- 3- Prof.T.G. Sitharam ;**Advanced Foundation Engineering**; cours ; Indian Institute of Science, Bangalore;2013.

IV. Logiciels :

- 1- PLAXIS 8.2.

v. Sites internet :

<https://www.4geniecivil.com/2016/06/choix-de-fondations-selon-le-type-de-sol.html>

<https://maconnerie.bilp.fr/guide-general/ouvrage/fondations/typologie>

<https://www.business4lions.com/2019/08/Caissons.html>

<https://www.keller-france.com/expertise/techniques/colonnes-ballastees>

<https://maconnerie.bilp.fr/guide-general/ouvrage/fondations/mise-en-oeuvre-pieux>

<http://qc.spw.wallonie.be/fr/qualiroutes/1999/site/k/k.2.1.4.determinationdu-niveaud.assisedelafondationprofonde.htm>

<https://www.toutpourleforage.com/pieux-fores-les-differents-types/>

<https://fr.scribd.com/document/337396725/Introduction-FONDATIONS>

https://www.doc-developpement-durable.org/file/Construction-Maisons_et_routes/Fondations%20profondes&pieux.pdf