

**UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA**

**Faculté des Sciences de l'Ingénieur**

Laboratoire de géomatériaux de Génie Civil

# MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Constructions Civiles et Industrielles

## CONTRIBUTION A LA MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES DANS LES SOLS DE GIBSON

Par

**ZERARKA HIZIA**

Devant le jury composé de :

Z.ZITOUNI	M.C, U.S.T.S.D. Blida	Président
M.TAKI	M.C, E.N.T.P. Alger	Examineur
K.GRINE	Docteur, U.S.T.S.D. Blida	Examineur
A.BOUAFIA	Professeur, U.S.T.S.D. Blida	Rapporteur

Blida, Octobre 2007

## RESUME

On se propose dans cette thèse d'étudier certains problèmes d'interaction sol-ouvrage dans les sols de Gibson, qui est défini par l'augmentation linéaire de certaines propriétés mécaniques avec la profondeur. Une étude bibliographique est faite pour présenter certaines méthodes de calcul de tassement. Une étude paramétrique détaillée par le biais de logiciel CRISP(version 5.2) à été menée dans laquelle le sol a été considéré comme un matériau elasto-plastique parfait obéissant au critère de rupture de DRÜCKER-PRAGER. Des éléments d'interface ont été inclus à la surface de contact sol/mur ou sol/pieu, ce qui a permis une simulation réaliste du décollement de l'ouvrage.

On aborde l'étude de la fondation superficielle (continue et circulaire) soumise à un déplacement vertical. A fin d'étudier le tassement des semelles et leur capacité portante, une formulation analytique pour estimer la pente initiale de la courbe de chargement, et la capacité portante du fondation a été proposée.

Ensuite, on a étudié le comportement du mur de soutènement réalisé à proximité d'un ouvrage, une distance limite entre le mur et la fondation de l'ouvrage a été dégagées au delà du quelle le comportement du mur n'est pas influencé par la présence de l'ouvrage, On a abouti à des formules pour la détermination de la distance limite, et des abaques ont été aussi proposés.

Le dernier chapitre traité du comportement d'un pieu isolé soumis à des charges verticales. Afin d'étudier le tassement du pieu, une étude paramétrique est menée en étudiant la variation du facteur d'influence du tassement en fonction de la compressibilité pieu/sol et de l'élancement du pieu. En outre, on étudié la pente initiale de la courbe de chargement du pieu. Enfin, des formules analytiques ont été proposées pour estimer la valeur de la pente initiale de cette courbe.

**Mots clés:** fondation, mur, pieu, sol de Gibson, élément finis, capacité portante, tassement.

## **Abstract**

In this thesis, were studied some soil-structure interaction problems in Gibson's soils. This latter is defined as a medium whose mechanical properties vary linearly with depth.

Detailed parametric study was carried out on the basis of Finite Element Method based software CRISP V.5.2 in which the soil material behavior was assumed as elastic perfectly plastic obeying the Drucker-Prager failure criterion. Interface element was included at the soil-structure interface, in order to allow a realistic phenomenon of slip at the interface.

At the beginning, the behavior of slip or circular foundation under vertical load was studied by focusing on their settlement and bearing capacity. The interpretation of the numerical results led to simple formula for estimating the initial slope of the loading curve, as well as the bearing capacity.

The second part dealt with the analysis of the effect of the proximity of the structure founded on strip footing on the behavior of a retaining wall. It was found there exists a threshold distance between retaining wall. It was found there exists a threshold distance between the retaining wall and the footing beyond which the behavior of the wall will not be influenced by proximity of the structure.

This threshold distance was expressed by simple formula as well as by charts for design purposes.

At the end, the third part concerned with the behavior of an axially loaded single pile embedded in Gibson soil. The parametric study showed the influence of pile/ soil compressibility as well as the pile slenderness on the settlement factor of influence.

Simple analytical formula was proposed for different categories of soils to estimate the pile settlement.

Key words: foundation, pile, wall, finite element, bearing capacity, initial slope of bending load, settlement.

## ملخص

نقترح في هذه الأطروحة دراسة بعض مسائل التأثير المتبادل بين البناء و التربة في تربة جيبسون التي تتميز بتزايد خطي لخاصية ميكانيكية أو أكثر مع العمق. نتطرق إلى عرض عام لمختلف الطرق الموجودة لمعالجة هذا الموضوع ثم نبدأ بدراسة رقمية مفصلة أنجزت عن طريق برنامج (CRISP(version 5.2) في حالة اعتبار سلوك التربة سلوك مرن لدن مثالي حسب نظرية الانهيار لدروكر- براغر(Drucker-Prager) . تم إدخال عناصر وسطية و دمجها على مساحة الاتصال بين البناء و التربة ذلك لمحاكاة الانزلاق الوارد على مساحة الاتصال. نبدأ الأطروحة بدراسة الأساسات السطحية (الشريحة و الدائرية) الموضوعة تحت تأثير ضغط عمودي كما نتطرق لدراسة هبوط الأساس و ذلك بغرض اقتراح معادلات لحساب الميل الابتدائي لمنحى الضغط بدلالة الهبوط. كما تطرقنا لدراسة تأثير بناء هيكل على جدار الاستناد حيث أثبتت هذه الدراسة وجود مسافة حدية بين رأس الجدار و الأساس فوق هذه القيمة يكون تحرك الجدار ليس له علاقة بالمسافة بين الجدار و الأساس. هذه المسافة الحدية يمكن تقديرها من خلال معادلة بسيطة ناتجة من تحليل النتائج الرقمية المحصل عليها. و في الأخير تطرقنا لدراسة سلوك الأساسات العميقة تحت تأثير حمولة عمودية. وذلك بدراسة هبوطها. تم دراسة تغير عامل الهبوط بدلالة الانضغاط النسبي و الطول النسبي للأساس , بعدها قمنا بدراسة الميل الابتدائي لمنحى الحمولة بدلالة الهبوط و في هذه الدراسة تم اقتراح معادلات لتقدير قيمة هذا الميل. كلمات مفاتيح: أساس، جدار الاستناد، أساس عميق، تربة جيبسون، عناصر منتهية، قدرة التحمل، الهبوط.

## TABLE DES MATIERES

RESUME

REMERCIEMENTS

TABLES DES MATIERES

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

INTRODUCTION	1
1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
1.1.1. Introduction	3
1.1.2. Présentation de la méthode de calcul	3
1.2. Calcul des pieux	4
1.2.1. La méthode d'élasticité de calcul de tassement du pieu	4
2. PRESENTATION DU LOGICIEL CRISP	
2.1. Introduction	7
2.2. Les Capacités de SAGE CRISP	7
2.3. Pre-Processeur	8
2.3.1. Types d'analyse	9
2.3.2. Usage interactif des Interfaces Graphiques	9
2.3.3. Données	10
2.3.4. Maillage des éléments finis	12
2.3.5. Modèles	13
2.3.5.1. Les modèles linéaires élastiques	13
2.3.5.2. Les modèles linéaires élastiques parfaitement plastiques :	13
2.3.5.3. Les modèles basés sur le concept l'état critique	13
2.3.6. Types d'éléments finis	14
2.4 : Le programme des éléments finis	14
2.5. Post-Processeur	15
2.6. Limitation de SAGE CRISP	16
2.7. Conclusion	16

3. COMPORTEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE	
3.1. Introduction	17
3.2. Analyse dimensionnelle – Théorème des $\pi$	17
3.3. Etude paramétrique	18
3.4. Caractéristique du matériau sol	20
3.5. Modélisation par éléments finis	12
3.5.1. Les paramètres variables dans l'étude	32
3.5.2. Description du modèle	24
3.6. Présentation des méthodes de calcul	52
3.6.1. Méthode de prédiction de la pente initiale ( $\alpha$ )	25
3.6.2. Méthode d'interprétation de la capacité portante	25
3.7. Etude de la semelle continue	27
3.7.1. Interprétation des résultats	27
3.7.2. Ajustement des résultats par des formules	31
3.7.2.1. Etude la variation de la capacité portante	31
3.7.2.2. Etude la variation de la pente de la courbe de chargement	33
3.8. Etude de la semelle circulaire	34
3.8.1. Interprétation des résultats	34
3.8.2. Ajustement des résultats par des formules	37
3.8.2.1. Etude la variation de la pente de la courbe de chargement	37
3.8.2.2. Etude la variation de la capacité portante	37
3.9. Validation du modèle	40
3.10. Application	41
3.11. Conclusion	41
4. COMPORTEMENT D'UN MUR RIGIDE DE SOUTÈNEMENT	
4.1. Introduction	43
4.2. Analyse dimensionnelle – Théorème des $\pi$	43
4.3. Etude paramétrique	44
4.4. Caractéristique du matériau	45
4.4.1. Le sol	45
4.4.2. Élément d'interface	46
4.4.3. Le béton	47

4.5. Modélisation par élément finis	47
4.5.1. Modélisation du massif de sol	48
4.5.2. Paramètres de l'étude	51
4.6. Présentation des résultats	53
4.6.1. Déterminations la distance limite	53
4.6.2. Etude de la pente de la courbe de chargement du mur	56
4.6.2.1. Cas d'un sol pulvérulent	57
4.6.2.2. Sol purement cohérent	61
4.6.3. Détermination des abaques	64
4.6.4. Application	67
4.7. Conclusion	67
5. COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLE	
5.1. Introduction :	68
5.2. Définition du modèle axisymétrique pieu/sol :	68
5.2.1. Présentation du modèle :	68
5.2.1.1. Modélisation du matériaux constituant le pieu	68
5.2.1.2. Choix du modèle axisymétrique pieu/sol :	69
5.2.1.3. Caractéristique du matériau :	70
5.2.1.3.1. Le sol :	70
5.2.1.3.2. Le béton:	71
5.2.1.3.3. Elément d'interface :	71
5.2.1.4. Dimensionnement du maillage :	71
5.3. Etude paramétrique du tassement d'un pieu	73
5.3.1. Analyse dimensionnelle – Théorème des $\pi$	73
5.3.2. Définition des paramètres de l'étude	74
5.4. Présentation des résultats	76
5.4.1. L'effet de la compressibilité	76
5.5. Etude paramétrique	76
5.5.1. Estimation de la pente $\alpha$	77
5.5.2. L'effet de la compressibilité	79
5.5.3. Interprétation des courbes	80
5.6.1 La validation de la formule	83

5.7. Application	87
5.8. Conclusion	87
CONCLUSION	88
ANNEXES	
Annexe 1 : liste des symboles	91
Annexe 2 : théorème des $\pi$ de Bucingham	92
Annexe 3 : Variation du tassement en fonction de D/B et la compressibilité k	94
Annexe 4 : Variation de $\alpha$ en fonction de K	98
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	101



## REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans cette mémoire a été fait au département de génie civil de l'université de SAAD DAHLEB (Blida) sous la direction du professeur **A.BOUAFIA**, que je tiens à lui adresser tous mes sincères remerciements et gratitude pour son suivi, sa compréhension, ces conseils à la réalisation et la rédaction de ce projet.

Je tiens à exprimer les vifs remerciements pour tous les enseignants du département de Génie Civil, spécialement à ceux qui ont contribué à ma formation.

Je remercie également les membres de jury, pour l'honneur qu'ils m'ont accordé en acceptant de juger mon mémoire, et évaluer ce travail.

Je voudrais remercier particulièrement Monsieur A.ATAR et Mademoiselle C.CHERFA.

Mes remerciements s'adressent aussi à mes parents qui m'ont épaulé tout au long de ces années de travail, ainsi à tous les membres de la famille pour leur soutien, à mon époux pour son encouragement moral et technique.

Finalement, mes amis, mes collègues de la promotion 2004, trouvent ici l'expression de ma vive et sincère reconnaissance.

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure "a" Exemple de Gibson cas du sol purement cohérent	15
Figure "b" Exemple de Gibson cas du sol pulvérulent	15
Figure 1.1 Schéma d'une fondation reposer sur un sol de Gibson	17
Figure 2.1 Représentation du super grille (super éléments subdivisés en éléments finis).	23
Figure 2.2 Représentation de propriété des matériaux	24
Figure 2.3 La construction des étapes de modélisation.	25
Figure 2.4 Représentation de Type d'élément et de type de domaine.	25
Figure 2.5 Présentation des charges appliquées, en présence des éléments d'interfaces autour du mur	26
Figure 2.6 Présentation du maillage en présence des appuis (Conditions aux limites)	27
Figure 2.7 Présentation de types d'éléments finis	28
Figure 2.8 Collections des résultats sous forme de graphe (le déplacement verticale du nœud 1 en fonction de la charge sous forme d'incréments.)	29
Figure 3.1 Schéma du système sol/fondation	32
Figure 3.2 Schéma représente la variation du module de Young et la cohésion en fonction de la profondeur	32
Figure 3.3 Représentation de la courbe (q-s) et paramètre calculés	33
Figure 3.4 Schéma d'étude d'une fondation continue ou circulaire	35
Figure 3.5 Représentation d'un élément finis a six nœuds	36
Figure 3.6 Vue générale d'un maillage de D=0m	36
Figure 3.7 Vue générale d'un maillage de D=2m	37
Figure 3.8 Vue agrandie au voisinage de la fondation posée sur le sol	37
Figure 3.10 Schéma de dimensionnement d'un modèle d'élément finis plan	38
Figure 3.11 Schéma représente la stabilisation du tassement de la fondation en fonction du dimension du maillage	39

Figure 3.12 Représentation de la courbe (q-s) et paramètre calculés	40
Figure 3.13 Schéma type pour la détermination de $q_l$ selon la procédure d'Aksaoka	40
Figure 3.14 La variations de la capacité portante en fonction de D/B	43
Figure 3.15 La variations de la capacité portante en de la cohésion	43
Figure 3.16 La variation de la pente $\alpha$ en fonction de D/B	44
Figure 3.17 La variation de la pente en fonction de $\lambda_{CU}$	44
Figure 3. 19 Comparaison la capacité portante donnée par CRISP et celle donné par formule analytique	47
Figure 3.20 La variations de la capacité portante en fonction de D/B	49
Figure 3.21 La variations de la capacité portante en fonction de l'angle de frottement (sol pulvérulent) et $\lambda_C$ (sol cohérent)	50
Figure 3.22 La variation de la pente $\alpha$ en fonction de D/B	50
Figure 3.23 La variation de la pente $\alpha$ en fonction de l'angle de frottement (sol pulvérulent) et $\lambda_C$ (sol cohérent)	51
Figure 3.24 Les résultats de l'ajustement pour différent D/B	53
Figure 4.1 Vue en plan du modèle	58
Figure 4.2 Schéma représente la variation du module de Young et la cohésion en fonction de la profondeur	58
Figure 4.3 Vue en plan du modèle	62
Figure 4.5 Courbes de chargement de la tête du mur.	63
Figure 4.6 Le maillage du modèle par élément finis	64
Figure 4.7 Schéma des dimensions finales du maillage	65
Figure 4.8 Présentation de la modélisation des éléments de contacts	66
Figure 4.9 Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur. – sable lâche-	67
Figure 4.10 Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur. – sable moyen-	67
Figure 4.11 Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement a la tête du mur. – sable dense-	67
Figure 4.12 Variation de $Y_o/B$ en fonction de d/B ( $d_{lim}=14B$ )	68
Figure 4.13 Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur.	68
Figure 4.14 Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur. – argile ferme-	69

Figure 4.15	Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur. – argile raide-	69
Figure 4.16	Variation de $Y_0/B$ en fonction de $d/B$ ( $d_{lim}=14B$ )	70
Figure 4.17	Schéma de calcul par la méthode des différences divisées	71
Figure 4.18	Variation de la pente initiale $\alpha$ en fonction de rapport $d/B$ dans les sables.	74
Figure 4.19	Variation de la pente initiale $\alpha$ en fonction de rapport $d/B$ .	78
Figure 4.20	Les abaques représentent la variation de $Q/Q_1$ pour le cas du sable	79
Figure 4.21	Les abaques représentent la variation de $Q/Q_1$ pour le cas du sol cohérent	80
Figure 5.1	Coupe transversale du modèle	83
Figure 5.2	Schéma représente la variation du module de Young et la cohésion en fonction de la profondeur	83
Figure 5.3	Courbe de stabilisation des tassements en tête du pieu	85
Figure 5.4	Présente les courbes de chargement et la stabilisation des déplacements de la tête du pieu	86
Figure 5.5	Le maillage du modèle par élément finis	87
Figure 5.6	Courbes montre la variation du tassement selon les différent cas de $D/B$ et pour différent compressibilité.(sol lâche)	90
Figure 5.7	Représentation de la courbe (q-s)	91
Figure 5.8	Courbes montre l'effet de la compressibilité sur la pente $\alpha$ selon les différentes valeurs de $D/B$	93
Figure 5.9	Courbes présentent la variation de $\alpha$ en fonction de $K$ (sol lâche)	94
Figure 5.10	Courbe de $\alpha=f(K)$	95
Figure 5.11	Courbe de validation de la formule proposée	100
Tableau 1.2.1	Valeurs de $I_v$ dans un sol homogène $\nu=1/3$	20
Tableau 1.2.2	Valeurs de $I_v$ dans un sol de Gibson $E = a.Z \nu=1/3$	20
Tableau 3.1	Les caractéristiques des sols pulvérulent	34
Tableau 3.2	Les caractéristiques des sols purement cohérent	35
Tableau 3.3	Les résultats de l'ajustement pour la pente $\alpha$ et la capacité portante $q_L$ pour $D/B=0$	41
Tableau 3.4	Les résultats de l'ajustement pour la pente $\alpha$ et la capacité portante $q_L$ $D/B=0.5$	41
Tableau 3.5	Les résultats de l'ajustement pour la pente $\alpha$ et la capacité portante $q_L$ $D/B=1$	42
Tableau 3.6	Les résultats de l'ajustement pour différent $D/B$	45

Tableau 3.7 Les résultats de l'ajustement pour différent D/B	46
Tableau 3.8 Comparaison des valeurs de la capacité portante	46
Tableau 3.9 Les résultats de l'ajustement pour la pente $\alpha$ et la capacité portante $q_L$ D/B=0	48
Tableau 3.10 Les résultats de l'ajustement pour la pente $\alpha$ et la capacité portante $q_L$ pour D/B=0.5	48
Tableau 3.11 Les résultats de l'ajustement pour la pente $\alpha$ et la capacité portante $q_L$ pour D/B=1	49
Tableau 3.12 Résultats de l'ajustement pour différent D/B	52
Tableau 3.13 Résultats de calcul de la capacité portante par formule de Crisp	52
Tableau 4.1 Résume les données géotechniques définies dans la modélisation.	60
Tableau 4.2 Résume les données géotechniques des sols étudiés.	60
Tableau 4.3 Les propriétés d'élément d'interface introduit dans la modélisation	61
Tableau 4.4 Les propriétés du matériau béton introduit dans la modélisation	61
Tableau 4.6 Les valeurs de la pente $\alpha$ dans sable lâche	72
Tableau 4.7 Les valeurs de la pente $\alpha$ dans sable moyen	72
Tableau 4.8 Les valeurs de la pente $\alpha$ dans sable dense	72
Tableau 4.9 Valeurs de a et b	75
Tableau 4.10 Les valeurs de la pente de chargement $\alpha$ dans l'argile molle	76
Tableau 4.11 Les valeurs de la pente de chargement $\alpha$ l'argile ferme	76
Tableau 4.12 Les valeurs de la pente de chargement $\alpha$ l'argile raide	77
Tableau 4.13 Valeurs de a et b	78
Tableau 5.1 Données géotechniques introduites dans la modélisation	84
Tableau 5.2 Données géotechniques introduites dans la modélisation	84
Tableau 5.3 Propriétés du matériau béton introduites dans la modélisation	85
Tableau 5.4 Propriétés des éléments d'interface introduite dans la modélisation	85
Tableau 5.5 Valeur de $\alpha$ dans le cas du sable lâche	91
Tableau 5.6 Valeur de $\alpha$ dans le cas du sable moyen	92
Tableau 5.7 Valeur de $\alpha$ dans le cas du sable dense	92
Tableau 5.8 Valeur de $\alpha$ dans le cas du argile molle	92
Tableau 5.9 Valeur de $\alpha$ dans le cas du argile ferme	92
Tableau 5.10. Valeur de $\alpha$ dans le cas du argile raide	93
Tableau 5.11. Valeurs du $\alpha'$ et $\alpha''$ des courbes de chargement (sables)	95
Tableau 5.12. Valeurs du $\alpha'$ et $\alpha''$ des courbes de chargement (argiles)	95

Tableau 5.13 Valeurs de l'ajustement a et b	96
Tableau 5.14 Valeurs de l'ajustement $a_1$ et $b_1$	96
Tableau 5.16 Valeurs du $\alpha^C$ et $\alpha^F$	98
Tableau 5.17 Valeurs du $\alpha^C$ et $\alpha^F$	98
Tableau 5.18 Valeurs du $\alpha^C$ et $\alpha^F$	99
Tableau 5.19 Valeurs du $\alpha^C$ et $\alpha^F$	99
Tableau 5.20 Valeurs du $\alpha^C$ et $\alpha^F$	100

## LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1.2.1: valeurs de  $I_v$  dans un sol homogène  $\nu=1/3$
- Tableau 1.2.2 : valeurs de  $I_v$  dans un sol de Gibson  $E = a.Z$   $\nu=1/3$
- Tableau 3.3.les résultats de l'ajustement pour la pente  $\alpha$  et la capacité portante  $q_L$  pour  $D/B=0$
- Tableau 3.4.les résultats de l'ajustement pour la pente  $\alpha$  et la capacité portante  $q_L$   $D/B=0.5$
- Tableau 3.6.les résultats de l'ajustement pour différent  $D/B$
- Tableau 3.7.les résultats de l'ajustement pour différent  $D/B$
- Tableau 3.9.les résultats de l'ajustement pour la pente  $\alpha$  et la capacité portante  $q_L$   $D/B=0.5$
- Tableau 3.10.les résultats de l'ajustement pour la pente  $\alpha$  et la capacité portante  $q_L$  pour différent  $D/B$
- Tableau 4.1 résume les données géotechniques définies dans la modélisation.
- Tableau 4.2 résume les données géotechniques des sols étudiés.
- Tableau 4.3 les propriétés d'élément d'interface introduit dans la modélisation
- Tableau 4.4 les propriétés du matériau béton introduit dans la modélisation
- Tableau 4.6 les valeurs de la pente  $\alpha$  dans sable lâche
- Tableau 4.7 les valeurs de la pente  $\alpha$  dans sable moyen
- Tableau 4.8 les valeurs de la pente  $\alpha$  dans sable dense
- Tableau 4.9 Valeurs de  $a$  et  $b$
- Tableau 4.10 les valeurs de la pente de chargement  $\alpha$  dans l'argile molle
- Tableau 4.11 les valeurs de la pente de chargement  $\alpha$  l'argile ferme
- Tableau 4.12 les valeurs de la pente de chargement  $\alpha$  l'argile raide
- Tableau 4.13 Valeurs de  $a$  et  $b$
- Tableau 5.1 Données géotechniques introduites dans la modélisation

Tableau 5.2 Donnée géotechniques introduites dans la modélisation

Tableau 5.3 Propriétés du matériau béton introduites dans la modélisation

Tableau 5.4 propriétés des éléments d'interface introduite dans la modélisation

Tableau 5.5. valeur de  $\alpha$  dans le cas du sable lâche

Tableau 5.6. valeur de  $\alpha$  dans le cas du sable moyen

Tableau 5.7. valeur de  $\alpha$  dans le cas du sable dense

Tableau 5.8. valeur de  $\alpha$  dans le cas du argile molle

Tableau 5.9. valeur de  $\alpha$  dans le cas du argile ferme

Tableau 5.10. Valeur de  $\alpha$  dans le cas du argile raide

Tableau 5.11. Valeurs du  $\alpha'$  et  $\alpha''$  des courbes de chargement (sables)

Tableau 5.12. Valeurs du  $\alpha'$  et  $\alpha''$  des courbes de chargement (argiles)

Tableau 5.13. Valeurs de l'ajustement a et b

Tableau 5.14. Valeurs de l'ajustement  $a_1$  et  $b_1$

Tableau 5.16. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$

Tableau 5.17. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$

Tableau 5.18. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$

Tableau 5.19. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$

Tableau 5.20. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$



## INTRODUCTION

Les sols de Gibson, regroupant les massifs sableux physiquement homogènes et les sols fins saturés normalement consolidés, sont caractérisés par une augmentation linéaire de la rigidité du sol avec la profondeur. Les figures "a" et "b" illustrent des exemples de profils de sols de Gibson, dans lesquels les caractéristiques mécaniques évoluent linéairement en profondeur.

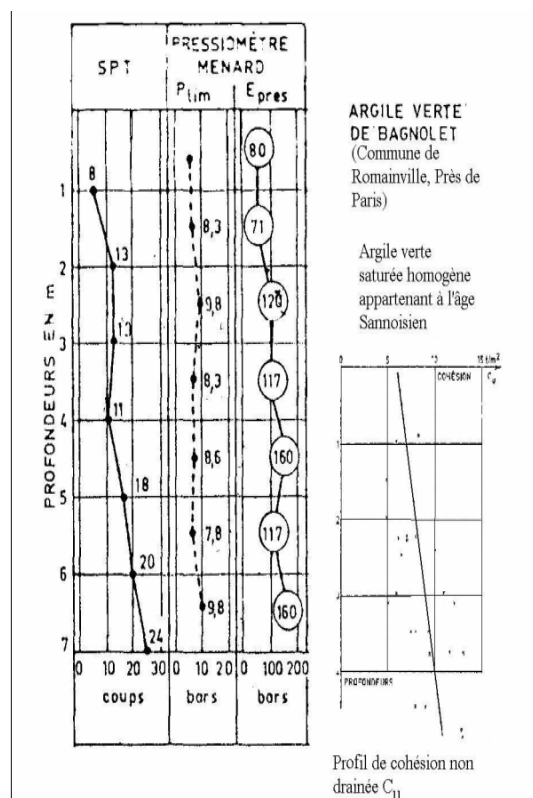


Figure "a". exemple de Gibson cas du sol purement cohérent

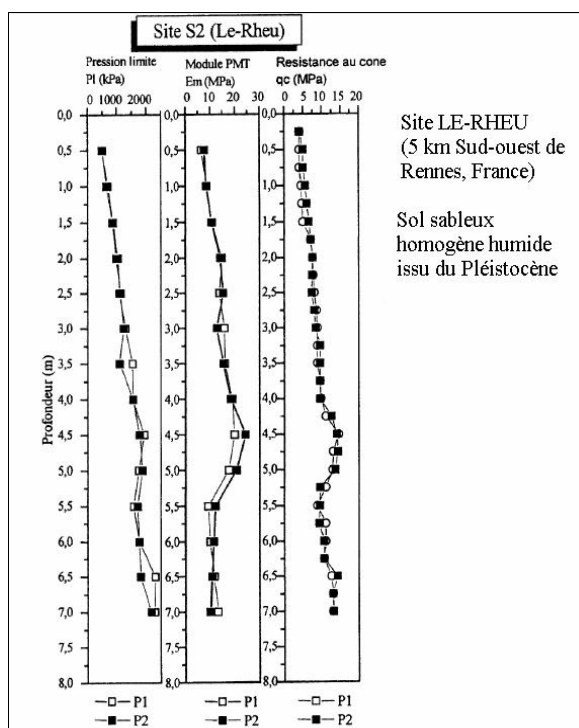


Figure "b". exemple de Gibson cas du sol pulvérulent

La littérature géotechnique comporte assez peu de solutions analytiques aux problèmes d'interaction sol-ouvrage, notamment dans le domaine des grandes déplacements.

Dans le premier chapitre, nous allons présenter quelques travaux d'ailleurs assez rares dans la littérature géotechnique.

Le deuxième chapitre est une présentation du logiciel CRISP (version 5.2), ses capacités, son domaine d'application, le type d'éléments finis qu'il accepte, les différents modèles et enfin les limitations de ce logiciel.

Dans le troisième chapitre, on propose d'étudier le comportement d'une fondation superficielle continue ou circulaire, soumise à un déplacement vertical centré, en étudiant les deux aspects de comportement de la fondation, à savoir le tassement et la capacité portante. La loi de comportement du sol est élastoplastique parfaite avec un critère de rupture de Drucker Prager.

Dans le quatrième chapitre, on se propose d'étudier le comportement d'un mur rigide de soutènement soutenant un sol de Gibson à travers une étude paramétrique par élément finis. Ce dernier reçoit une fondation d'ouvrage qui lui transmet une charge linéaire (par mètre de longueur du mur), la loi de comportement du sol est élastoplastique parfaite avec un critère de rupture de Drucker Prager. On va introduire les éléments d'interface dans la modélisation, pour présenter la non adhérence entre le mur et le sol. Par la suite, on interprètera la courbe de chargement ( $q-y_0$ ) reliant la pression  $q$  appliquée par la fondation au sol, au déplacement horizontal  $y_0$  en tête du mur pour déduire la pente  $\alpha$  de cette courbe, ainsi que la capacité de soutènement. On cherche aussi à vérifier l'existence d'une distance limite entre la fondation et la tête du mur au-delà duquel, le comportement du mur n'est pas influencé par la proximité d'un ouvrage fondé sur des semelles continues.

On a étudié les effets de la compressibilité relative pieu/sol et l'élancement du pieu sur le tassement du pieu isolé.

On a interprété la courbe de chargement ( $Q-v_0$ ) du pieu pour déduire la pente initiale  $\alpha$  de cette courbe, ainsi que la capacité portante du pieu. A la fin une formulation de la pente  $\alpha$  est proposée, en fonction de la compressibilité et de l'élancement suite à l'ajustement des résultats numérique obtenus.

Finalement, on termine ce mémoire par une conclusion générale dans laquelle on donne des recommandations sur les recherches future.

## CHAPITRE 1

### ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

#### 1.1. Introduction

Les quelques articles disponibles ont souligné le fait que l'étude de l'interaction sol-structure dans le sol de Gibson a été rarement entreprise, au moins sous forme d'études théorique ou numérique.

La dénomination de tels sols revient en honneur au Sir R.E.Gibson, suite à sa première étude en 1967, traitant du tassement d'une fondation continue.

On se propose ci –après de présenter une étude bibliographique des méthodes de calcul du tassement des fondations superficielles et des pieux relatives à ce type de sols.

#### 1.1.2. Présentation de la méthode de calcul de fondation superficielle:

Cette méthode consiste à déterminer le tassement  $S_0$  d'une fondation circulaire souple de rayon  $R$  reposant sur un sol de Gibson soumis à une pression  $q$ . De tels sols sont considérés comme un matériau élastique linéaire caractérisé par une variation linéaire du module d'Young avec la profondeur, cette relation s'écrit sous la forme:

$$E(z) = E(0) + \lambda z \quad (1.1)$$

Telle que:

$E(0)$ : le module d'Young à la surface du sol.

$\lambda$  : La pente de variation du module d'Young en fonction de profondeur.

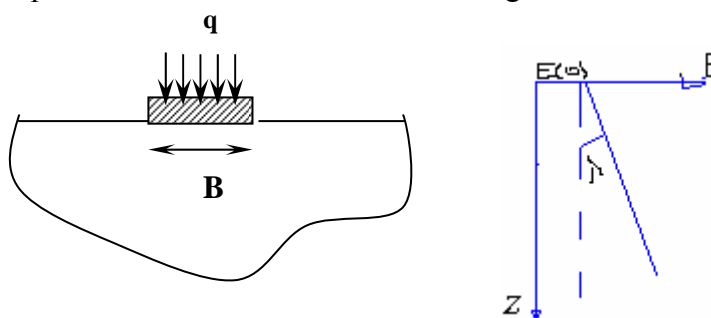


Figure 1.1. schéma d'une fondation reposant sur un sol de Gibson

A l'aide de la théorie de Buckingham relative à l'analyse dimensionnelle d'un phénomène, les deux termes adimensionnels sont comme suit:  $S_0/R$  et  $q/\lambda R$ , en fonction des grandeurs dimensionnelles du modèle à savoir  $R$ ,  $q$ ,  $\lambda$ ,  $S_0$  avec :

$R$ : rayon de la fondation circulaire.

$q$ : la pression verticale appliquée.

$\lambda$ : la pente du variation du module de Young.

$S_0$ : le tassement de la fondation en fonction du sol.

Les facteurs adimensionnels sont reliés par la relation suivante  $\frac{S_0}{R} = f\left(\frac{q}{\lambda R}\right)$  (1.2)

A travers un calcul mathématique laborieux d'intégration des équations d'équilibres d'un massif élastique, Gibson a montré que:

$$\frac{S_0}{R} = A \left( \frac{q}{\lambda R} \right) \quad ; \text{ A: constant dépendant uniquement du coefficient du Poisson.}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A=3/2 & \text{pour un milieu incompressible } \nu = 0.5 \text{ Gibson (1967)} \\ A=\infty & \text{pour un milieu compressible } (\nu \neq 0.5) \text{ (Awojobi et Gibson (1973))} \end{cases}$$

D'après (AWOJOBI, 1974), le tassement du fondation est indépendant de l'épaisseur de la couche du sol, donc la formule devient:

$$S_0 = \frac{3q}{2\lambda} \quad (1.3)$$

## Conclusion

Dans un massif élastique isotopique où le module de Young varie linéairement avec la profondeur à partir de zéro à la surface, le tassement d'une fondation souple est donnée par la relation  $S_0 = \frac{3q}{2\lambda}$  (milieu incompressible)[2].

### 1.2. Calcul des pieux:

#### 1.2.1. La méthode d'élasticité de calcul de tassement du pieu :

Le sol est considéré comme un massif élastique isotrope. Parmi les approches les plus utilisées sont celles de Poulos (1968), Banerjee & Butterfield (1978) et Randolph (1978). Ces

méthodes sont basées sur les solutions fondamentales de Mindlin (1936) du problème d'une force verticale enterrée dans un massif élastique semi infini. Le tassement en tête du pieu est donné en général par[3] :

$$v_0 = \frac{QI_v}{E(D)B} \quad (1.4)$$

E est le module d'élasticité du sol, D et B est respectivement la fiche et le diamètre du pieu.  $I_v$  est le facteur de tassement et dépend de la compressibilité relative  $K=E_p/E$ , de l'élancement  $D/B$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .  $E_p$  est le module d'élasticité du pieu.

Randolph et Wroth (1978) ont présenté une formulation analytique du facteur de tassement, valable aussi bien pour un sol homogène, (E constant avec la profondeur) que pour un sol de Gibson (variation linéaire du module E en fonction de la profondeur) :

$$I_v = 4.(1+\nu). \frac{1 + \frac{8}{\pi.\xi.\lambda.(1-\nu)} \frac{D}{B} \frac{\tanh(\mu.D)}{\mu.D}}{\frac{4}{(1-\nu)\xi} + \frac{4\pi.\beta}{\alpha} \frac{D}{B} \frac{\tanh(\mu.D)}{\mu.D}} \quad (1.5)$$

Où :

$$\xi = \frac{E(D)}{E_b} \quad (1.6)$$

Pour une couche sur substratum ( $E_b$  st le module du substratum), et  $\xi=1$  pour un massif semi infini.

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} \quad (1.7)$$

$$\alpha = Ln[(0.25 + (2.5x\beta(1-\nu) - 0.25).\xi).2.\frac{D}{B}] \quad (1.8)$$

$$\lambda = 2.(1+\nu).\frac{E_p}{E(D)} \quad (1.9)$$

$$\lambda.D = \frac{2\sqrt{2}.\frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha.\lambda}} \quad (1.10)$$

Les valeurs de  $I_v$  sont résumées pour le cas d'un sol homogène et celui de Gibson dans les tableaux (1.2.1) et (1.2.2) respectivement.

Il faut noter que le tassement à court terme est prépondérant, celui dû à la consolidation étant négligeable et localisé seulement à la base du pieu. En effet, le tassement d'un pieu se traduit par une mobilisation d'une part des contraintes de cisaillement le long du pieu et reprises instantanément par le sol, et d'autre part des contraintes normales à la base et qui causent une consolidation locale [2] (Poulos, 1980).

En cas d'une couche multicouche ou non homogène, Poulos (1978) a recommandé de calculer un module équivalent  $E_{eq}$  égal à la moyenne arithmétique pondérée des différentes valeurs de  $E(Z)$  de 0 à D :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \sum E_i \cdot (Z_i - Z_{i-1}) \quad (1.11)$$

$E_i$  est le module de Young du sol à la profondeur  $Z_i$ .

Les méthodes appartenant à cette catégorie exigent la connaissance des caractéristiques élastiques du sol. La difficulté de définition d'un module du sol, du fait que celui-ci dépend du chemin des contraintes dans le sol, présente un sérieux inconvénient pour ces méthodes. Il existe toutefois des corrélations empiriques entre le module  $E$  et les caractéristiques géotechniques du sol, telles que la cohésion, l'indice de densité, le module préssiométrique ou la résistance pénétrométrique du sol. On cite à ce titre les recommandations de Frank et Christoulas (1991), suite à l'analyse d'une vingtaine d'essais de chargement de pieux forés en France, quant à la corrélation entre le module d'élasticité et le module préssiométrique :

$E = 4.E_m < 60$  MPa pour les pieux travaillant en pointe

$E = 4.E_m < 50$  MPa pour les pieux flottant.

**Tableau 1.2.1: valeurs de  $I_v$  dans un sol homogène  $\nu=1/3$**

K = $E_p/E$		$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^6$
D/B	5	0.2140	0.1910	0.1884	0.1882
	10	0.1733	0.1323	0.1280	0.1274
	20	0.1580	0.0900	0.0820	0.0810
	50	0.1660	0.0615	0.0435	0.0414

**Tableau 1.2.2 : valeurs de  $I_v$  dans un sol de Gibson  $E = a.Z$   $\nu=1/3$**

K = $E_p/E$		$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^6$
D/B	5	0.2944	0.2603	0.2567	0.563
	10	0.2595	0.1960	0.1890	0.1882
	20	0.2504	0.1430	0.1290	0.1274
	50	0.2693	0.1053	0.0732	0.0692

## **CHAPITRE 2**

### **PRESENTATION DU LOGICIEL CRISP**

#### 2.1. Introduction :

CRISP (Critical State Soil Mechanics Program) est un programme des éléments finis appliqués en géotechnique et basé sur la théorie de l'état limite critique en mécanique des sols. CRISP a été créé en 1975 par une équipe de chercheurs du département des sciences de l'ingénieur de l'université de Cambridge, et a été vendu, pour la première fois, en 1982. Le programme a été utilisé principalement par les cercles académiques et par les ordinateurs (mainframe computers), jusqu'à 1990, date à laquelle une nouvelle version (CRISP90) basée sur le PC opérant sur MS DOS a vu le jour.

En 1995, SAGE Engineering Ltd a adapté CRISP au Windows en introduisant les interfaces Graphiques GUI (Graphical User Interfaces).

Aujourd'hui, CRISP est utilisé dans des centaines d'installations à travers le monde [33].

#### 2.2. Les Capacités de SAGE CRISP :

La version avec laquelle on a travaillé est la 5.2b sous Windows européen. Elle comprend deux parties :

- Pre-Processing .
- Post-Processing

Le Pre-Processeur offre une interface simple qui facilite la modélisation et faire introduire rapidement les données de modèle.

Le Post-Processeur comprend l'outil de visualisation du modèle qui sert à visualiser les résultats par les outils d'interprétation de données.

CRISP est aujourd'hui largement utilisé par les communautés scientifiques et industrielles pour résoudre une diversité de problèmes géotechniques, comme les structures de soutènement, remblais, tunnels, stabilité des pentes et fondations. Il est aussi utilisé dans : l'étude des pieux, le calcul des fondations, géotextiles, l'amélioration du sol, le clouage, et la stabilité des forages.

### 2.3. Pre-Processeur :

Le Pre-Processeur est utilisé pour générer les données introduites pour le programme d'analyse. Il nous permet de créer graphiquement la grille des éléments finis, de définir les propriétés des sols, de spécifier les conditions in situ de l'analyse, de définir les blocs d'incrément, d'appliquer les charges et fixations, de stimuler la construction des séquences et enfin de préparer le démarrage d'analyse.

Le Pre-Processeur nous permet aussi de visionner et de manipuler la grille des éléments finis. Les Interfaces Graphiques du Pre-Processeur contiennent entre autres les options suivantes :

- Une fenêtre graphique du style CAD, facile à manipuler, qui permet de créer et de modifier les grilles rapidement et efficacement.
- Le calcul semi-automatique des contraintes in-situ.
- Affichage en temps réel des séquences de construction du model.
- Affichage graphique des charges et des appuis.
- Une échelle de zoom complète
- Les couleurs fonctionnelles optimisent le control total des apparences des models affichés.

Le générateur de grille nous permet de créer automatiquement n'importe quel nombre d'éléments finis à partir d'une super grille bâtie sur un nombre restreint de super éléments.

Comme le montre la figure 2.1, ces super éléments sont a leurs tour subdivisés en éléments finis, nous permet ainsi, de créer, avec un effort minimal, des grilles des éléments finis de n'importe quelles taille et complexité.

Il existe deux différents générateurs de grille:

a- Générateur non structuré : qui est une super grille libre de super éléments dans

Lesquels sont générés les éléments finis suivant un model spécifique de grades.

b- Générateur structuré : qui est une grille de super éléments quadratiques, dans

Lesquels sont générés les éléments finis suivant le nombre et les positions des marqueurs de division le long des bords des super éléments.



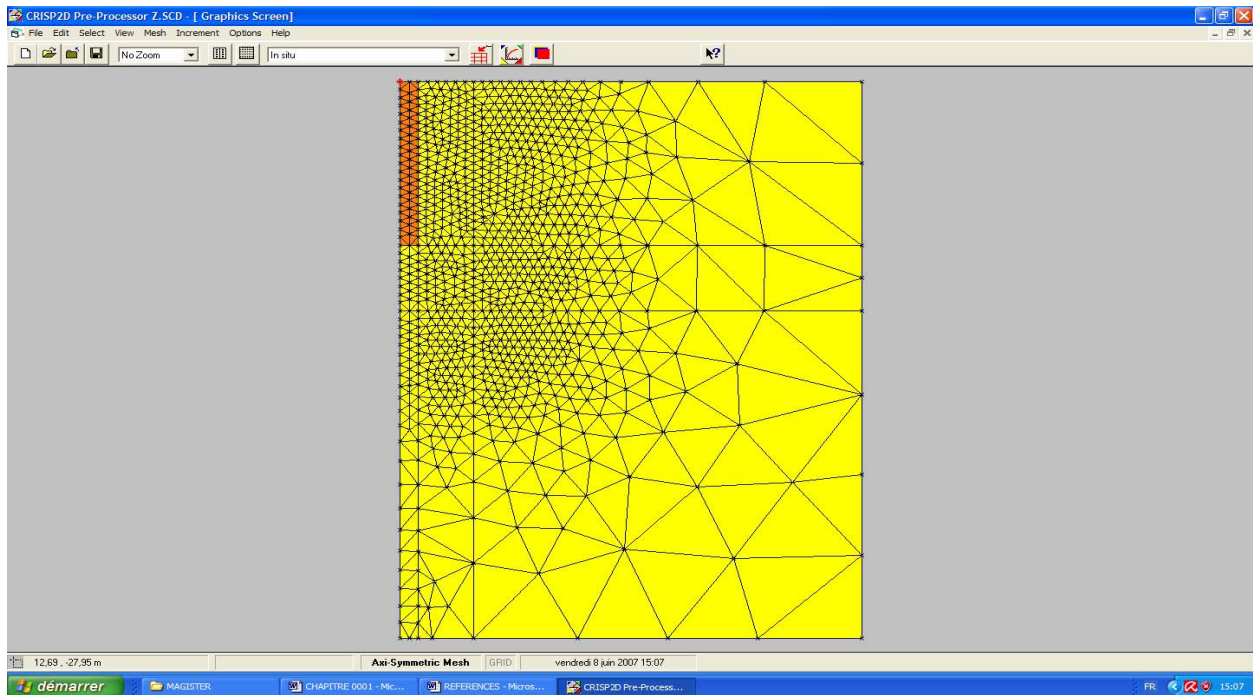


Figure 2.1 : Représentation du super grille (super éléments subdivisés en éléments finis).

### 2.3.1. Types d'analyse :

Le programme permet de traiter trois différent types d'analyse tels que :

- L'analyse non drainée des sols.
- L'analyse drainée.
- L'analyse en consolidation

### 2.3.2. Usage interactif des Interfaces Graphiques :

L'usage de CRISP est facilité par l'intégration des interfaces graphiques Windows pour une interaction aisée avec le sujet d'analyse.

Les options POINTER/CLIQUER (Point-and-Click) et CLIQUER/TRAINER (Click-and-Drag) rendent possible la création, la sélection, ou le positionnement des éléments de la grille, ajoutées a un affichage graphiques des points de charges et des séquences de construction du model.

De plus, une grande échelle de zoomage en plus des couleurs fonctionnelles optimisent le control total sur l'apparence du model.

### 2.3.3. Données :

Les données de l'analyse sont introduites à travers des boîtes de dialogue instructives et intuitives (Dialogue-Based Data Entry) accédées à partir du menu.

Les données peuvent être revues et éditées à n'importe quel moment, simplement, en redéployant la boîte de dialogue correspondante. Les figures 2.2, 2.3 et 2.4 indiquent comment introduire les données du problème.

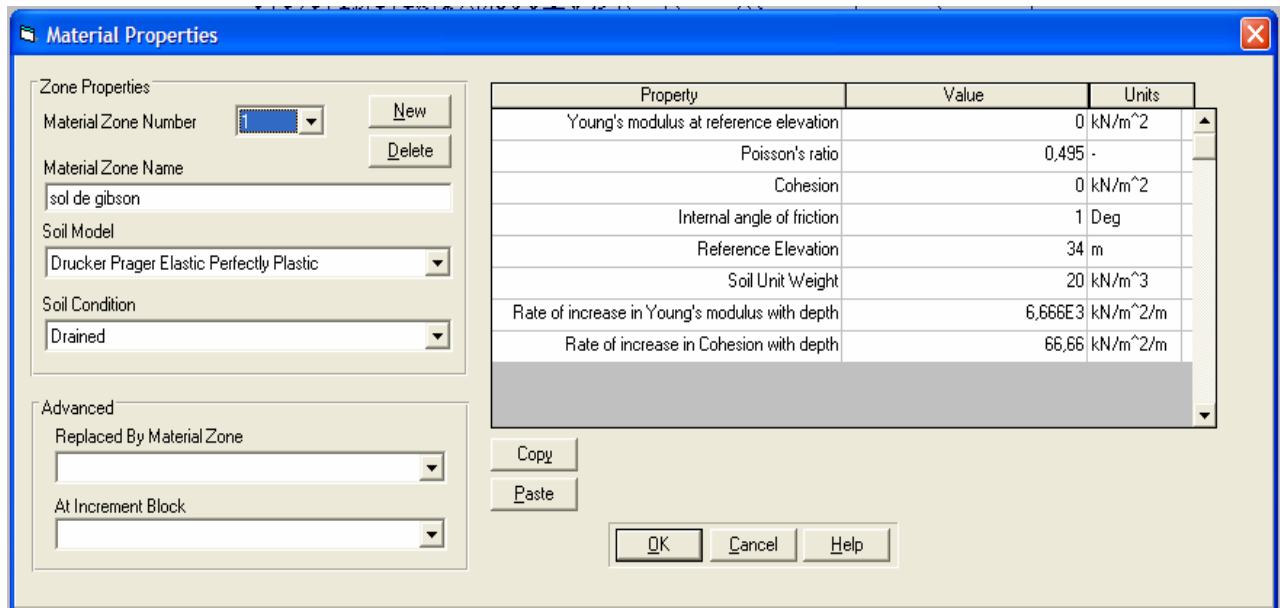


Figure 2.2 : Représentation de propriété des matériaux

La figure 1.3 : Présente la construction des étapes de modélisation, comme exemple, l'application de la charge et la diviser en incréments.

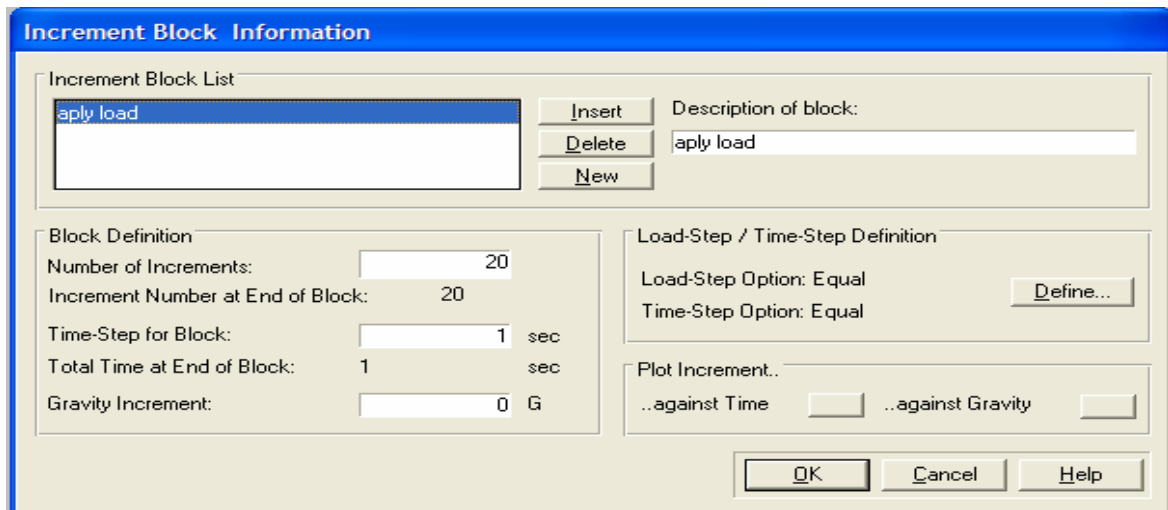


Figure 2.3 : La construction des étapes de modélisation.

La figure 2.4 indique le type d'éléments, soit des éléments cubiques (tridimensionnels), des éléments plans, ou bien des éléments unidimensionnels.

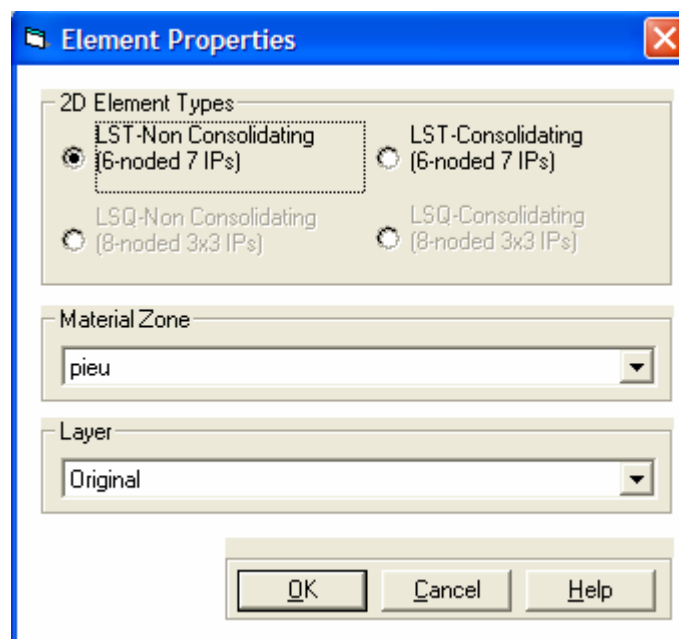


Figure 2.4 : Représentation de Type d'élément et de type de domaine.

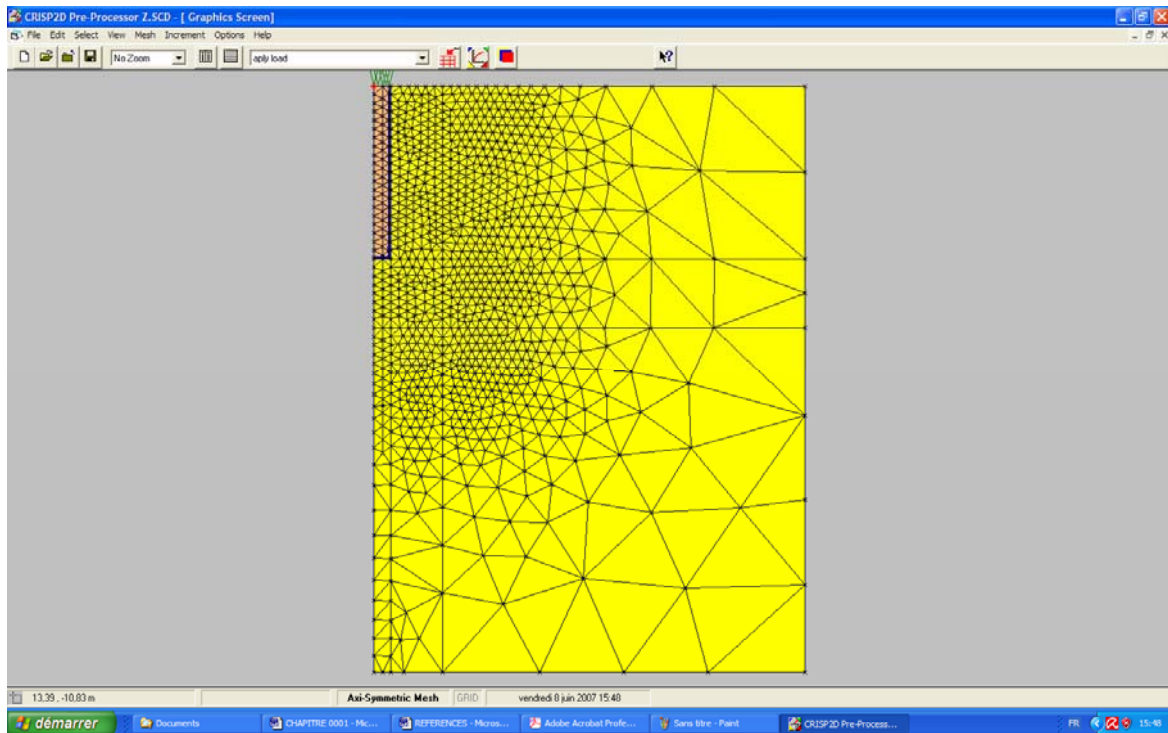


Figure 2.5 : Présentation des charges appliquées, en présence des éléments d'interfaces autour du mur

#### 2.3.4. Maillage des éléments finis :

Le programme permet une génération automatique de maillage (Mesh) des éléments finis à partir de la maillage supérieur (Super Mesh) en employant la technique structurée ou non-structurée du programme.

La figure (2.6) la grille en présence des appuis et en présence de la structure.

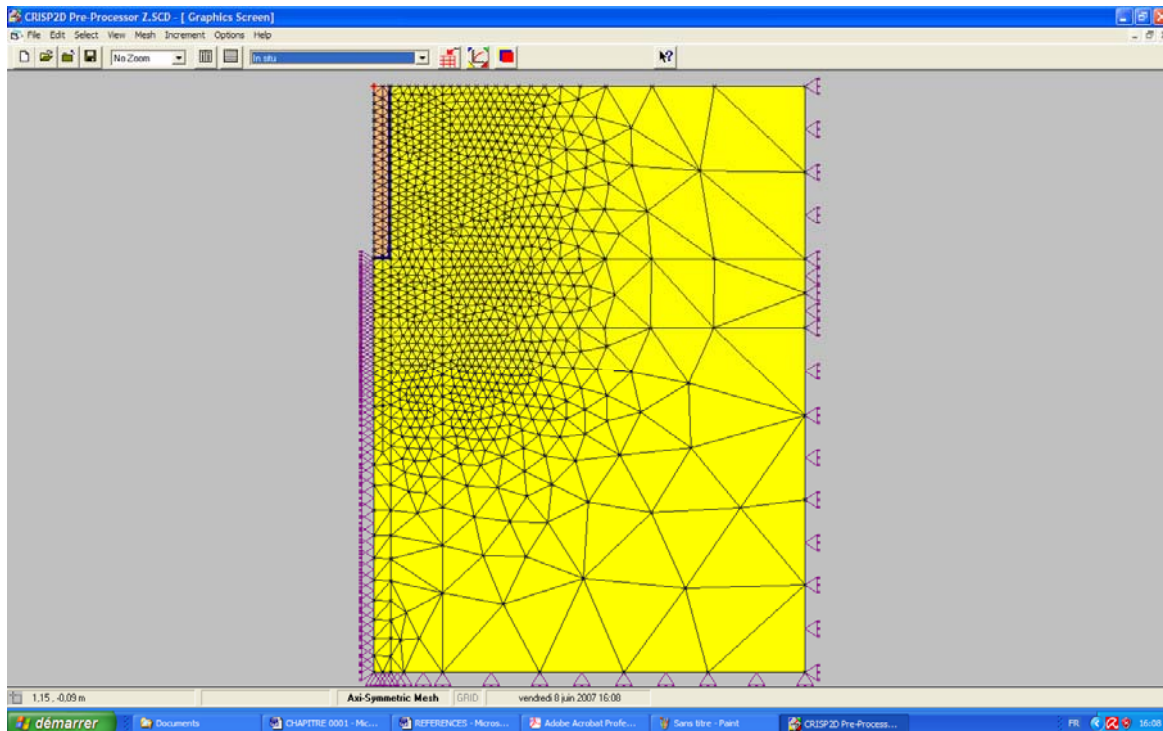


Figure 2.6 : Présentation du maillage en présence des appuis  
(Conditions aux limites)

### 2.3.5. Modèles :

Les calculs menés par CRISP sont basés sur les modèles suivants :

#### 2.3.5.1. Les modèles linéaires élastiques.

- Homogène
- Homogènes anisotropes.
- Non-homogenes isotropes dont les propriétés varient avec la profondeur.

#### 2.3.5.2. Les modèles linéaires élastiques parfaitement plastiques :

- Von Mises.
- Tresca Drucker-Prager.
- Mohr-Coulomb.
- Drucker Prager.

#### 2.3.5.3. Les modèles basés sur le concept l'état critique :

- l'argile Cam (Cam clay).
- l'argile modifiée Cam.
- Models de Schofield.

### 2.3.6. Types d'éléments finis :

Le programme convient à l'analyse de différents types d'éléments finis parmi lesquels

- les éléments à contraintes linéaires triangulées (Bar, Beam)
- les éléments à contraintes cubiques triangulées.
- les éléments à contraintes linéaires quadrangulaires.(éléments plans)
- les éléments à contraintes linéaires en briques (linear strain brick element)

et ce type est destiné pour l'analyse de 3D uniquement.

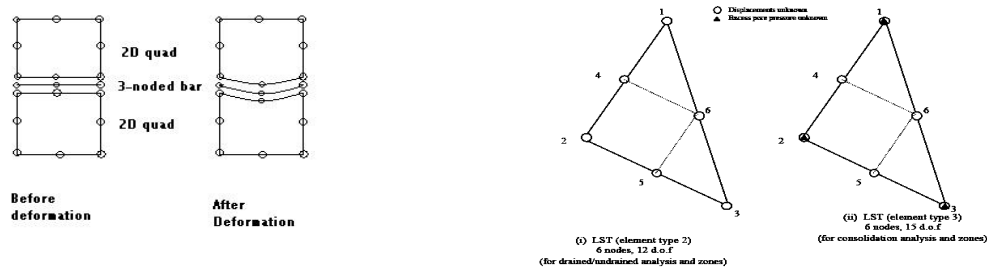


Figure 2.7 : Présentation de types d'éléments finis

### 2.4 : Le programme des éléments finis :

Le moteur de l'analyse des éléments finis est composé de deux sous programmes : le programme de géométrie et le programme principal. Essentiellement le programme de géométrie construit la grille des éléments finis, alors que le programme principal résout l'équation des éléments finis. Le programme d'analyse soumet des textes de message prompts sur le progrès de l'analyse. Il n'est pas interactif, cependant, quand il est mis en marche il ne s'arrête que lorsqu'il est interrompu ou l'analyse est complète.

Les résultats du programme d'analyse comprend :

- Les déplacements (horizontales, tassements)
- Les contraintes (normales et tangentielles)
- Les moments flechissants.
- Les efforts (normaux et horizontaux)
- Les pressions des pores.
- Les paramètres spécifiques du model de sol.
- Des animations (les éléments après déformations etc....)

## 2.5. Post-Processor :

Le Post-Processor est utilisé pour visualiser et interpréter les résultats du programme d'analyse. Les interfaces graphiques du Post-Processor sont basés sur le même style que celui du pre-processeur, les même fonctions de sélection, de zoom, de mise à l'échelle d'affichage.

Le Post-Processor entre autre insère les caractéristiques suivantes :

- Une gamme compréhensive des outils pour tracer les graphes et les courbes.
- La courbe de déplacement.
- Le schéma des pourtours (contours plots).
- Le graphe des moments flechissants.
- Le schéma de l'état des contraintes.
- Légende automatique pour tous les schémas etc....

La courbe de déplacement est tracée à partir données des déplacements verticaux et horizontaux des nœuds, et peut être tracée à n'importe quel stade de l'analyse.

La figure 2.8, illustre comment collecter les résultats et, les graphes. On peut aussi les collecter sous forme numérique.

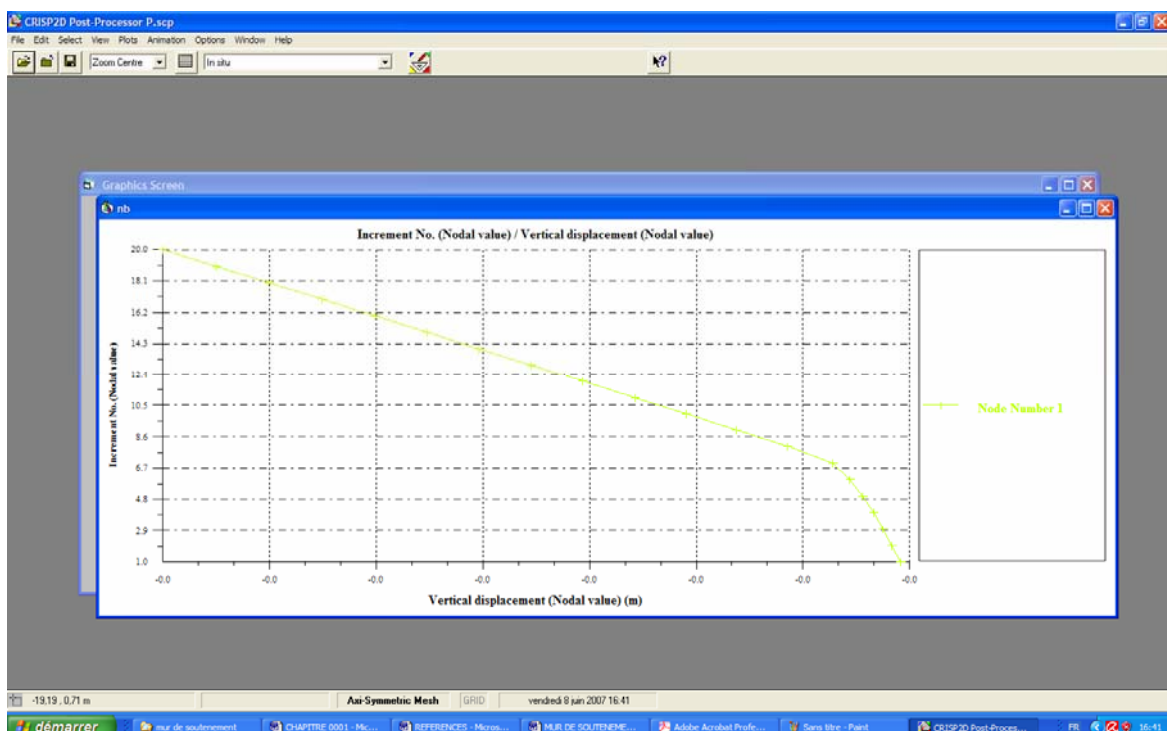


Figure 2.8 : Visualisation des résultats sous forme de graphe (le déplacement verticale du nœud 1 en fonction de la charge sous forme d'incrément.)

Les contours peuvent être tracés pour toute sélection d'éléments en quatre couleurs. Il est possible de comparer les résultats de plusieurs analyses, en utilisant l'option de l'analyse paramétrique, en plus, un maximum de dix graphes peuvent être ouverts simultanément en utilisant la dite option pour les créer.

Les graphes peuvent être produits avec légendes, avec une variété de ligne, style de symbole et des fontes.

#### 2.6. Limitation de SAGE CRISP :

SAGE CRISP est destiné à traiter les problèmes statiques, non dynamiques, dans des conditions monotones de charge et de décharge.

Dans sa forme actuelle, CRISP ne convient pas aux contraintes cycliques, de même qu'il est incapable de traiter les sols partiellement saturés.

La modélisation par CRISP, permet de traiter les petits déplacements relatifs aux petites contraintes, ainsi que l'analyse en grandes déformations.

Enfin, il est à noter que l'analyse des problèmes axisymétriques est limitée exclusivement aux charges symétriques, excluant les charges en torsion.

#### Conclusion :

SAGE CRISP est un outil de modélisation des problèmes géotechniques simple à utiliser, à introduire les données, à construire le modèle et leurs étapes, à calculer et à résoudre le problème d'éléments finis. Il est destiné à visualiser et interpréter les résultats du programme dans un environnement intuitif, interactif dans lequel les analyses peuvent être rapidement et aisément créées ou revues, et avec des outils d'interprétation interactive pour visualiser les résultats.

CRISP est aujourd'hui largement utilisé par les communautés scientifiques et industrielles pour résoudre plusieurs problèmes géotechniques et l'interaction sol/structure.



## CHAPITRE 3

### COMPORTEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

#### 3.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on se propose d'étudier le comportement d'une fondation superficielle continue et circulaire dans un sol de Gibson, soumise à un déplacement vertical centré, par le biais d'un calcul non linéaire par élément finis. On va étudier les deux aspects de comportement de la fondation, à savoir le tassement et la capacité portante.

#### 3.2. Analyse dimensionnelle – Théorème des $\pi$ :

Cette analyse a pour but de cerner tous les paramètres clefs du problème étudié tels que les propriétés physiques et géométriques de la fondation et les caractéristiques géotechniques du sol. Elle permet aussi de réduire leur nombre des variables, en créant de nouvelles fonctions adimensionnelles appelées "termes en  $\pi$ " entre ces mêmes paramètres. Le résultat d'étude est alors général, quelle que soit la valeur que puisse prendre un terme en  $\pi$ . Les termes en  $\pi$  sont déterminés, dans notre cas, par le théorème de Vashy-Buckingham dans le sol de Gibson, le module de Young  $E$  et la cohésion  $C$  varient avec la profondeur, et s'écrivant de la manière suivante :

$$C = \lambda_c Z \quad (3.1)$$

$$E = \beta Z \quad (3.2)$$

Le problème du comportement d'une fondation superficielle peut être formulé par l'équation suivante :

$$f(\varphi, \lambda_c, \beta, v_s, v_b, \gamma, B, D, q, E_s, E_b, s, \psi) = 0 \quad (3.3)$$

Selon le théorème des  $\pi$  de Vashy-Buckingham cette équation faisant intervenir des grandeurs physiques, se transforme en l'équation suivante, faisant intervenir des grandeurs adimensionnelles.

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0$$

$n$  : est le nombre de quantités physiques, soit  $n=13$ .

$k$  : est le nombre d'unité fondamentales, soit  $k=3$

Les termes en  $\pi$  sont donc sans dimension, et sont donnés par le théorème comme suit:

$$\pi_1 = \phi : \text{Angle de frottement.} \quad (3.4)$$

$$\pi_2 = \nu_s : \text{coefficient du poison du sol.} \quad (3.5)$$

$$\pi_3 = \nu_b : \text{Coefficient de Poisson du béton.} \quad (3.6)$$

$$\pi_4 = \frac{\lambda_c}{\gamma} : \text{rapport du taux d'augmentation de cohésion en fonction de la profondeur au poids volumique.} \quad (3.7)$$

$$\pi_5 = \frac{q}{\gamma B} : \text{le chargement adimensionnel.} \quad (3.8)$$

$$\pi_6 = \frac{D}{B} : \text{élancement de fondation.} \quad (3.9)$$

$$\pi_7 = \frac{S}{B} : \text{le tassement relatif de la fondation.} \quad (3.10)$$

$$\pi_8 = \psi : \text{Angle de dilatance du sol.} \quad (3.11)$$

$$\pi_9 = \frac{\beta_E}{\gamma} : \text{Pente du profil du module de Young en fonction de la profondeur.} \quad (3.12)$$

$$\pi_{10} = \frac{E_b}{E_s} : \text{Compressibilité relative fondation/sol.} \quad (3.13)$$

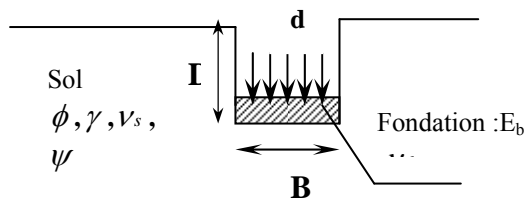


Figure 3.1: schéma du système sol/fondation

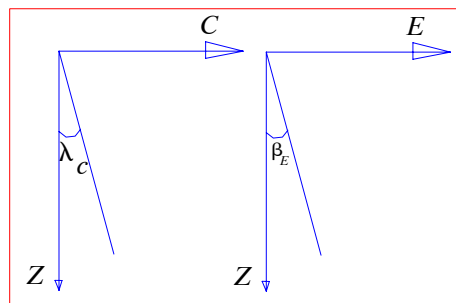


Figure 3.2 : Variation du module de Young et la cohésion en fonction de la profondeur

### 3.3. Etude paramétrique :

L'étude paramétrique menée a pour objectifs de déterminer la réponse du modèle, en faisant varier les différents paramètres, et analyser ainsi l'influence de ces derniers sur la réponse du modèle. Dans notre cas, les résultats recherchés sont la capacité portante de la fondation et le tassement de la fondation pour les très faibles charges verticales. Le deuxième paramètre

cherché s'exprime en fonction de la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement, qui est en fait le rapport de la pression appliquée et le tassement correspondant. En phase de petite déplacement, comme le schématise la figure 3.3.

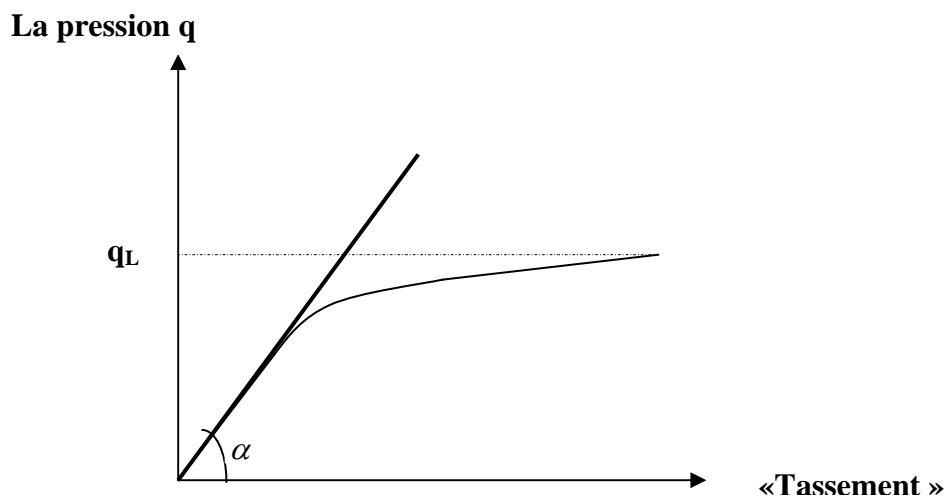


Figure 3.3 : représentation de la courbe( $q$ - $s$ ) et paramètre calculés

Les termes en  $\pi$ , représentant les paramètres adimensionnels du problème, ont été variés comme suit :

-Elancement de la fondation  $D/B$  :

Ce terme est défini comme étant le rapport entre la fiche  $D$  et la largeur  $B$  de la fondation  $B$  (ou  $B$  le diamètre de la fondation circulaire).

Les valeurs fixées sont :  $D/B=0$  ; 0,5 et 1.

- Angle  $\varphi$  de frottement du sol :

Deux principales catégories de sols ont été considérées : sols purement cohérents caractérisés par un angle de frottement nul ( $\varphi=0^\circ$ ), et des sols pulvérulents ayant des angles de frottement  $\varphi$  égaux à  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  et  $40^\circ$ .

- chargement adimensionnel  $\frac{q}{\gamma B}$  :

Ce paramètre est un résultat de calcul par élément finis. Il correspond au tassement relatif

$\frac{s}{B}$  introduit comme une donnée de calcul dans le logiciel CRISP.

- Coefficient de Poisson :

On s'est intéressé à étudier le comportement des sols à court terme dans le cas des argiles, pour cela on a pris la valeur du coefficient de Poisson  $\nu_s$  égale à 0.495. Concernant les sols pulvérulents, la valeur de  $\nu_s$  simule en fait le comportement drainé, soit  $\nu_s$  égale à 0.33.

- Pente  $\lambda$  du profil C(Z) :

Ce terme définit la pente de variation de la cohésion avec la profondeur dans les sols cohérents.

- Pente  $\beta_E$  du profil E(Z) :

Ce terme définit la pente de variation du module de Young avec la profondeur dans les sols cohérents et pulvérulents.

- le tassement relatif s/B

Ce paramètre est introduit dans le calcul par éléments finis sous forme d'incrément de tassement uniforme.

- Angle de dilatance du sol  $\psi$  : par souci on néglige l'effet de l'angle de dilatation dans cette étude, soit  $\psi = 0$ .

- Compressibilité relative fondation/sol  $\frac{E_b}{E_s}$  :

C'est le rapport entre le module de Young du béton et celui du sol

Une fondation rigide par rapport au sol aura un rapport  $\frac{E_b}{E_s}$  élevé.

3.4. Caractéristique du matériau sol :

Deux sols de natures différentes ont été simulés, à savoir:

- Sol pulvérulent
- Sol purement cohérent

## 1- Sol pulvérulent :

Tableau 3.1 les caractéristiques des sols pulvérulents

Les types des sols	caractéristique	Angle de frottement $\varphi$	La pente de module de Young (kPa)
Sable lâche	C=0 kPa $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ comportement drainé	30	1250
Sable moyen		35	2500
Sable dense		40	12500

## 1- Sol cohérent :

Tableau 3.2 les caractéristiques des sols purement cohérents

Les sols	caractéristique	$\lambda_c$ (kPa)	La pente de la cohésion (kPa)
Argile molle	$\phi = 1^\circ$ , $\nu = 0,495$ $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ analyse non drainée	50	12,5
Argile ferme		100	25
Argile raide		200	50

-Loi du comportement des matériaux :

Le matériau sol est supposé suivre une loi de comportement élasto-plastique parfaite, le critère de rupture étant celui de Drücker Prager. La fondation est supposée suivre une loi d'élasticité linéaire.

3.5. Modélisation par éléments finis :

L'étude d'une fondation continue se fait en déformation plane, en considérant seulement un demi-plan perpendiculaire à la longueur de la fondation, et présentant une symétrie par rapport à l'axe vertical central de la fondation. Voir figure (3.4)

L'étude de la semelle circulaire se fait en axisymétrie, en considérant seulement un demi-plan vertical représentant la moitié de la fondation comme schématisé la figure suivante.

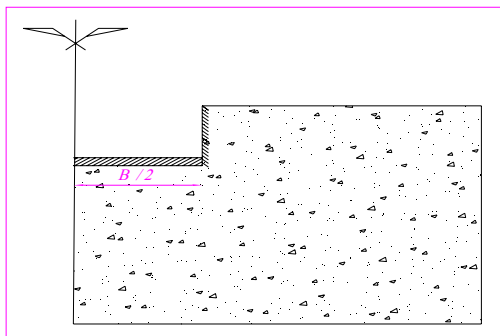


Figure 3.4 schéma d'étude d'une fondation continue ou circulaire

Les éléments choisis pour la génération du modèle d'élément finis sont du type triangulaire LST comme le schématise la figure 3.5

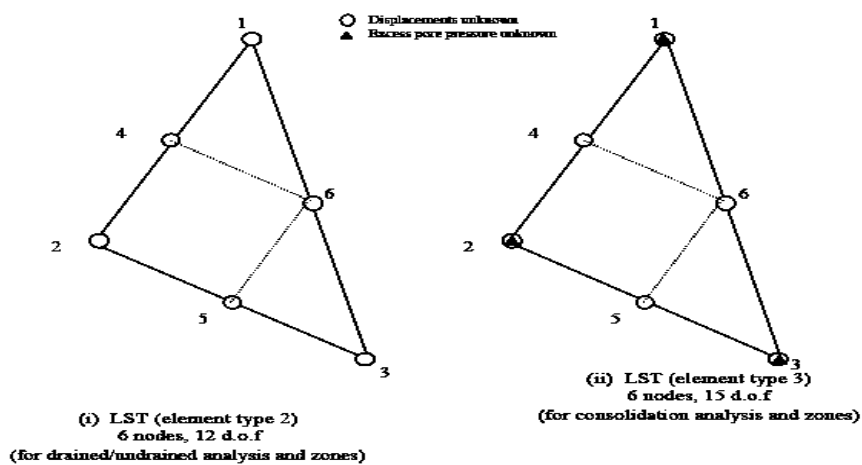


Figure 3.5 Représentation d'un élément finis à six nœuds

Le maillage final d'élément finis est donné par les figures suivantes.

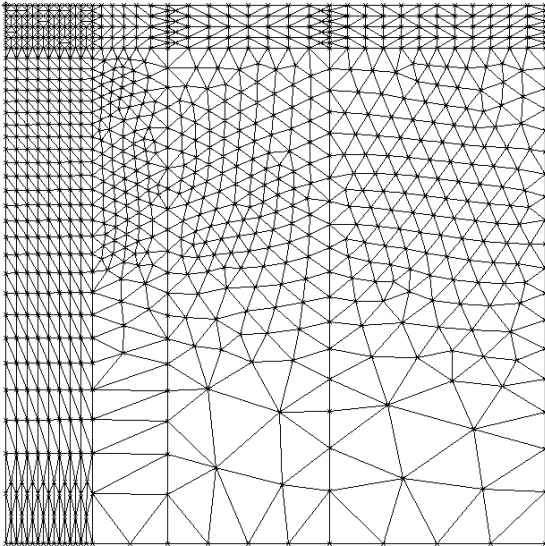


Figure 3.6. Vue générale d'un maillage de  $D=0m$

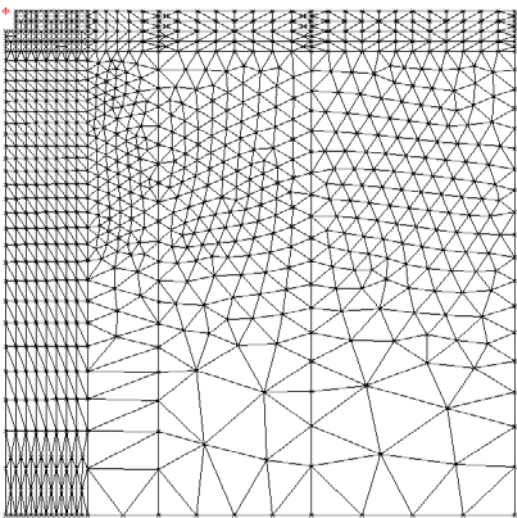


Figure 3.7. Vue générale d'un maillage de  $D=2m$

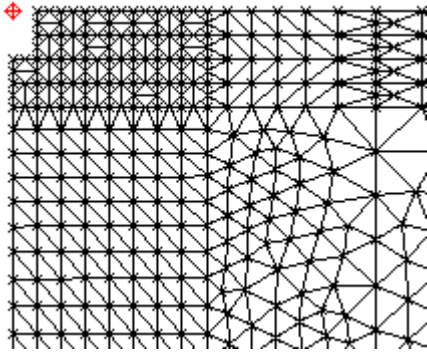


Figure 3.8. Vue agrandie au voisinage de la fondation ancré dans le sol

### 3.5.1. Les paramètres variables dans l'étude :

Les paramètres variables dans cette étude sont:

$$\pi_6 = \frac{D}{B}$$

$$\pi_1 = \varphi \text{ (angle de frottement)}$$

$$\pi_4 = \lambda_c / \gamma$$

### 3.5.2. Description du modèle

Le modèle d'éléments finis présente une symétrie plane ce qui nous ramène de modéliser la moitié du modèle, en considérant un état de déformation plane dans le cas d'une semelle continue et axisymétrique dans le cas du modèle de semelle circulaire.

Les conditions aux limites sont imposées sur la limite du maillage comme suit :

- Les nœuds horizontaux sont bloqués dans le sens horizontal.
- Les nœuds verticaux sont bloqués dans le sens vertical.
- Le reste des nœuds sont libres de déplacer dans leur plan.
- Dans le modèle on a imposé un déplacement vertical uniforme aux niveaux des nœuds de la fondation, ce qui correspond à une fondation rigide.
- La fondation étudiée est considérée comme infiniment rigide, ce qui permet d'imposer le chargement sous forme d'incrément de tassement uniforme le long de la semelle. La pression sur la fondation est donnée par calcul par éléments finis.

Les dimensions du modèle d'éléments finis plans étant à priori inconnues, il est donc nécessaire d'effectuer un dimensionnement au préalable de tout calcul.



Le principe du dimensionnement d'un modèle plan d'élément finis est de varier les dimensions verticale  $H$  et horizontale  $L$  jusqu'à stabilisation des déplacements des nœuds de la fondation, et on retiendra dans ce processus les dimensions minimales  $L$  et  $H$ .

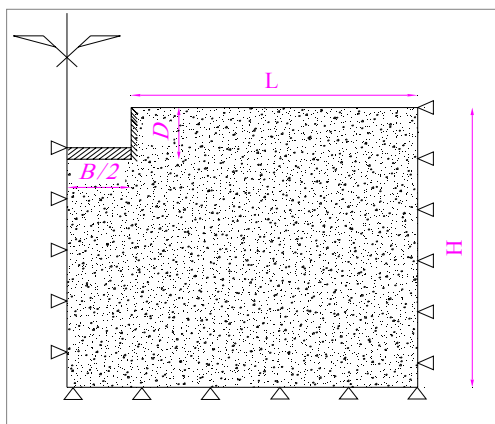


Figure 3.10 Schéma de dimensionnement d'un modèle d'élément finis plan

La figure 3.11 regroupe un exemple des courbes de variation du tassement en fonction de la pression pour les différentes dimensions du modèle.

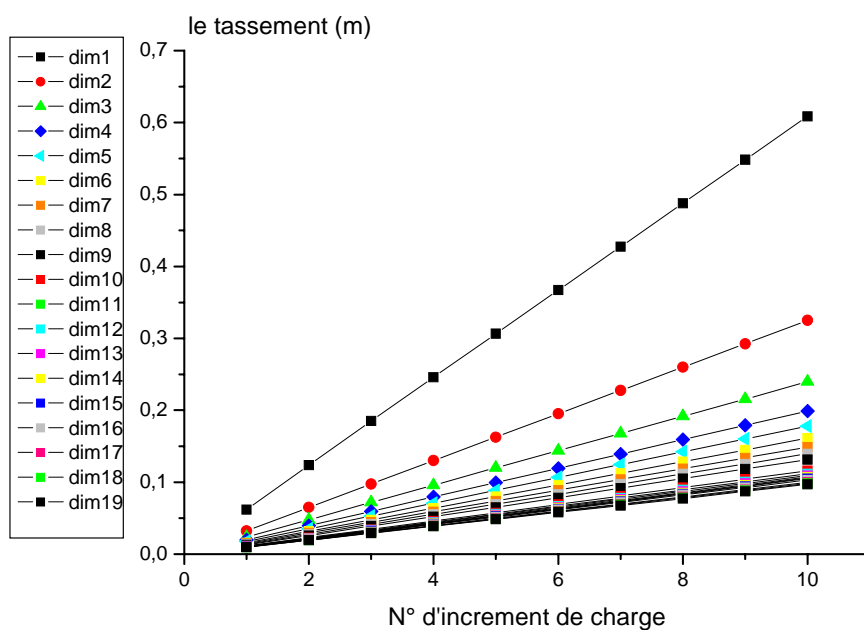


Figure 3.11 Schéma représente la stabilisation du tassement de la fondation en fonction du dimensionnement du maillage.

- On remarque d'après cette figure que pour un maillage de dimension 20mx20m, les courbes se stabilisent en terme de tassement.

### 3.6. Présentation les méthodes d'interprétation :

#### 3.6.1. Méthode du prédiction de la pente initiale ( $\alpha$ ) :

La méthode retenue pour la détermination de la pente initiale ( $\alpha$ ) est celle des différences divisées de Newton. Elle consiste à calculer la pente entre deux points proches au voisinage de l'origine par la formule si dessous :

$$\alpha \approx \frac{s_2 \frac{q_1}{s_1} - s_1 \frac{q_2}{s_2}}{s_2 - s_1} \quad (3.14)$$

$s_1$ ,  $s_2$ ,  $q_1$  et  $q_2$  sont schématisés à la figure N° 3.12

#### 3.6.2. Méthode d'interprétation de la capacité portante :

La méthode graphique d'Asaoka préconisée pour la détermination de la capacité portante à partir de la courbe de chargement-tassement a l'avantage de la simplicité. Le principe de la méthode s'explique comme suit :

La capacité portante est atteinte lorsque le tassement tend vers l'infini, ce qui revient à dire que pour un grand déplacement la charge appliquée à l'incrément N est égal à celui de l'incrément suivant, soit N+1.

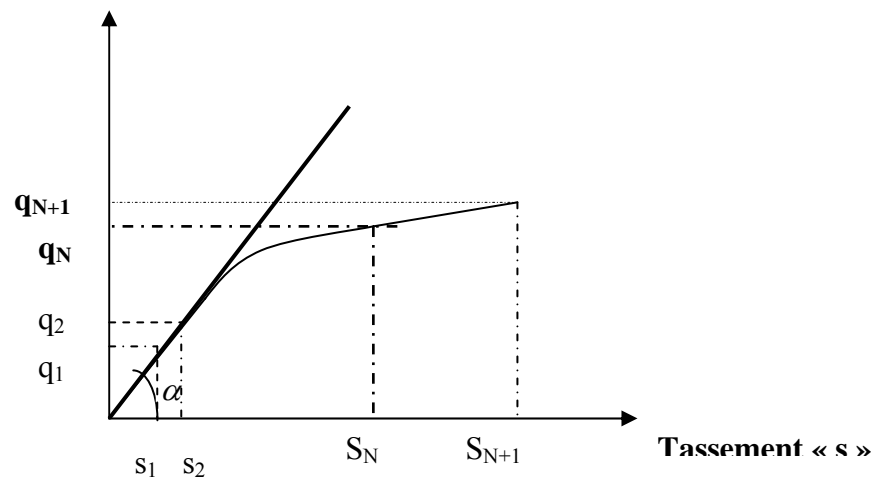


Figure 3.12. Représentation de la courbe (q-s) et paramètre calculés

Donc :  $\lim_{s \rightarrow \infty} q = q_1$

Ainsi lorsque  $s \rightarrow \infty$   $q_n = q_{n+1}$

La procédure d'Asaoka exige une interpolation de la pression pour des incréments réguliers du tassement de la courbe de chargement, et le point d'intersection de la courbe  $q_{N+1}=f(q_N)$  avec la première bissectrice représente la capacité portante recherchée.

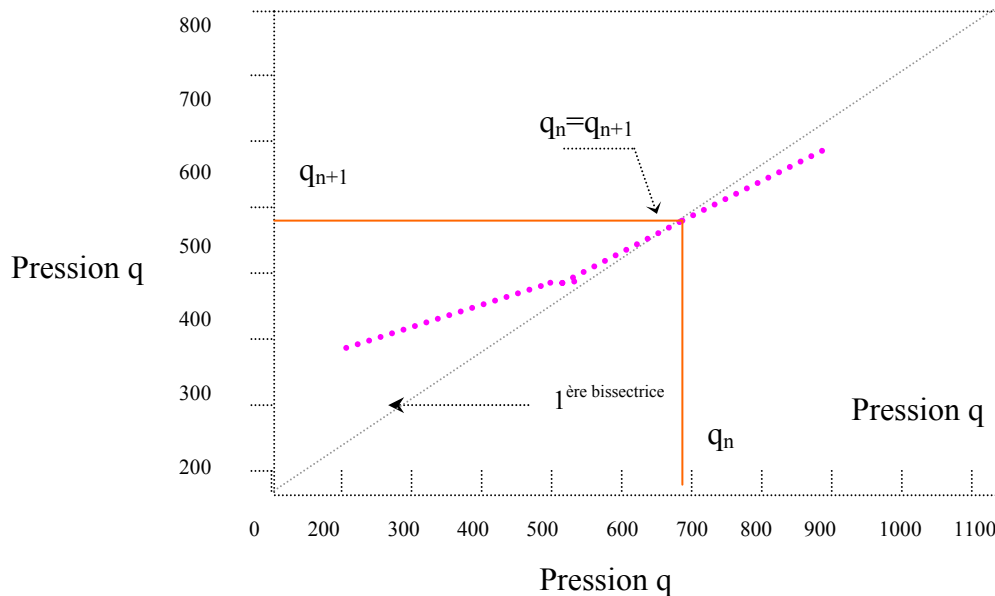


Figure 3.13 schéma type pour la détermination de  $q_I$  selon la procédure d'Aksaoka

### 3.7. Etude de la semelle continue :

#### 3.7.1. Interprétation des résultats :

Les résultats de calcul de la pente de la courbe de chargement  $\alpha$  par la méthode des différences divisées, et la capacité portante calculée par la méthode d'Azaoka, sont résumer aux tableaux (3.3), (3.4), (3.5).

Tableau 3.3. Pente  $\alpha$  et capacité portante  $q_I$ , pour  $D/B=0$

			Méthode de différence divisée	Méthode d'ASAOKA
			$\alpha$ (kN/m <sup>3</sup> )	$q_L$ (kPa)
D/B=0	Sol pulvérulent	Sable lâche	427,132	496,91
		Sable moyen	843,378	2600,4
		Sable dense	4132,26	14160,8
	Sol purement cohérent	argile molle	1354,72	154,6
		Argile ferme	2721,526	242,48
		Argile raide	5432,192	936,80

Tableau 3.4. Pente  $\alpha$  et capacité portante  $q_L$  D/B=0.5

			Méthode de différence divisée	Méthode d'ASAOKA
			$\alpha$ (kN/m <sup>3</sup> )	$q_L$ (kPa)
D/B=0.5	Sol pulvérulent	Sable lâche	1405,99	2712,22
		Sable moyen	2489,73	4500,90
		Sable dense	10792,76	21542,75
	Sol purement cohérent	Argile molle	2552,1	411,06
		Argile ferme	4695,62	866,2
		Argile raide	8966,36	2580,6

Tableau 3.5. Pente  $\alpha$  et capacité portante  $q_L$  D/B=1

			Méthode de différence divisée	Méthode d'ASAOKA
			$\alpha$ (kN/m <sup>3</sup> )	$q_L$ (kPa)
D/B=1	Sol pulvérulent	Sable lâche	1863,43	2416,22
		Sable moyen	3167,72	3030,48
		Sable dense	12996,84	39493,33
	Sol purement cohérent	argile molle	3175,78	547,54
		Argile ferme	5552,52	1165,35
		Argile raide	10284,52	2300,87

D'après les courbes (3.14, 3.15, 3.16), la capacité portante dépend des caractéristiques mécaniques ( $C, \varphi$ ), et la pente de la courbe de chargement dépend de ( $E, \nu$ ).

D'après la figure (3.14) qui montre à titre indicatif l'influence de l'élanement relatif D/B sur la capacité portante, cette dernière augmente pratiquement linéairement avec D/B dans le cas de sol fin ou de sol pulvérulent.

La capacité portante dans un sol pulvérulent augmente sensiblement avec l'angle de frottement, et dans le cas du sol fin, la capacité portante varie linéairement avec le taux  $\lambda_c$  de variation de la cohésion avec la profondeur.

On effectue un ajustement linéaire dans le cas du sol pulvérulent et sol cohérent pour obtenir une formule la capacité portante.

- Effet de l'élanement sur la capacité portante :

La figure 3.14 montre à titre indicatif l'influence de l'élanement relatif  $D/B$  sur la capacité portante. On remarque que la capacité portante augmente pratiquement linéairement avec l'élanement de la fondation.

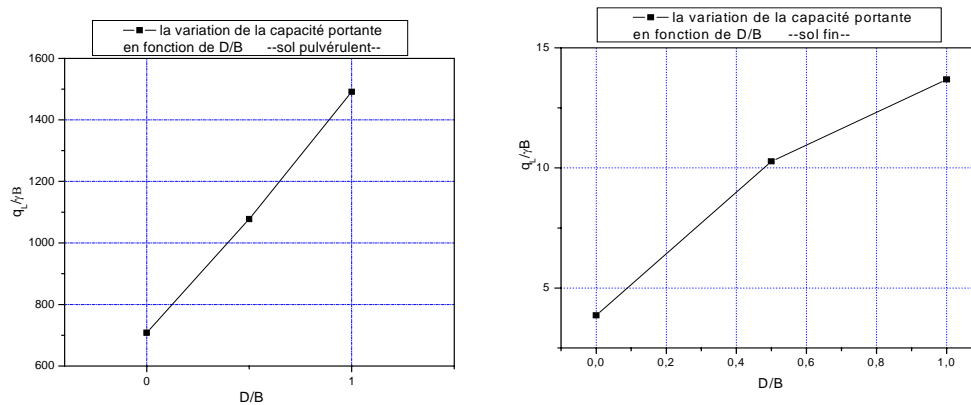


Figure 3.14. Variation de la capacité portante en fonction de  $D/B$

- Effet de la variation de l'angle de frottement sur la capacité portante :

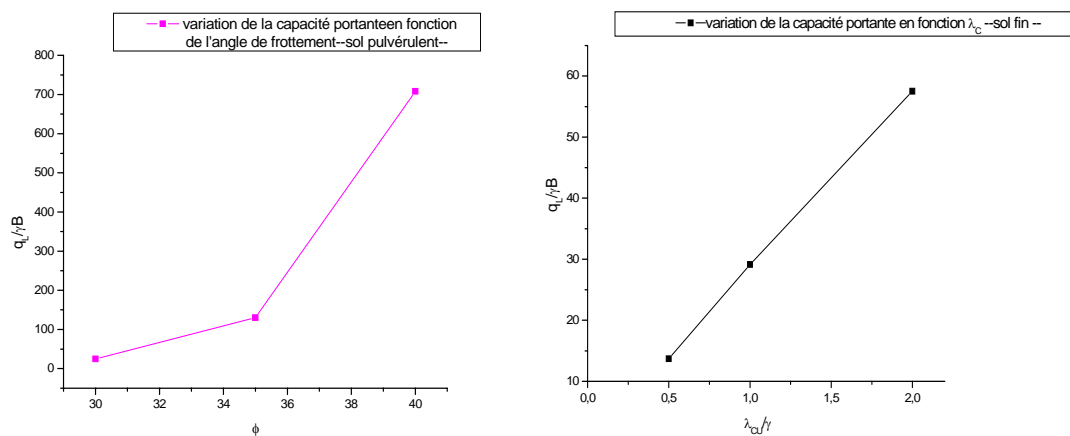


Figure 3.15. la variations de la capacité portante en de la cohésion

On remarque que la capacité portante augmente sensiblement avec l'angle de frottement dans un sol pulvérulent. Dans un sol purement cohérent, elle augmente linéairement avec  $\lambda_c$ .

- Effet de l'élanement sur la pente  $\alpha$  :

On remarque d'après la figure 3.16 que la pente de la courbe de chargement augmente linéairement avec l'élanement de la fondation.

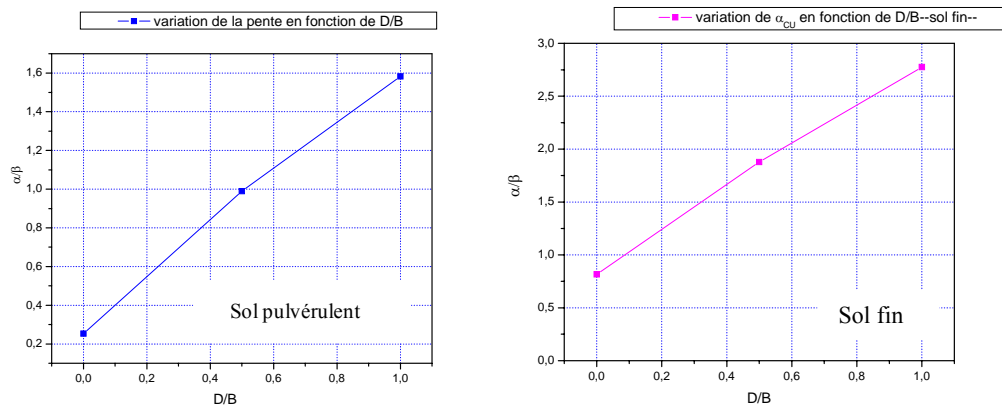


Figure 3.16. Variation de la pente  $\alpha$  en fonction de  $D/B$

- Effet du taux  $\lambda_c$  de la cohésion ou l'angle de frottement sur la pente  $\alpha$  :

On remarque d'après la figure 3.17 que le rapport  $\frac{\alpha}{\beta}$  est indépendant des propriétés de la résistance au cisaillement à savoir  $\phi$  pour sol pulvérulent et  $\lambda_c$  pour des sols purement cohérent.

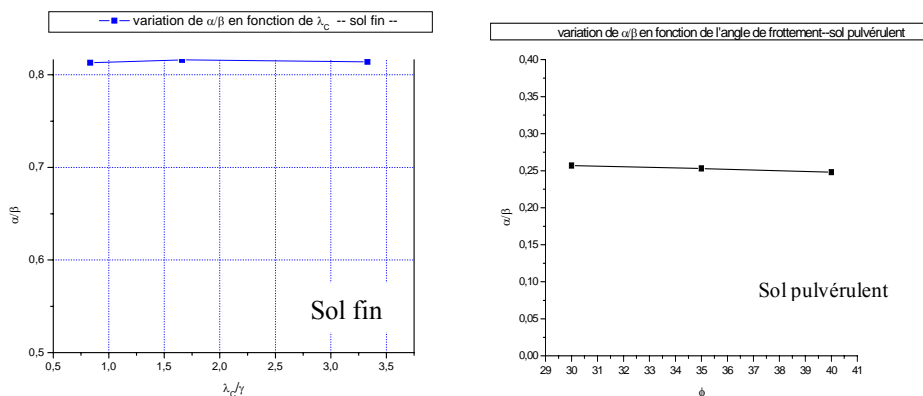


Figure 3.17. Variation de la pente en fonction de  $\lambda_c$  ou  $\phi$

### 3.7.2. Ajustement des résultats par des formules :

#### 3.7.2.1. Etude de la capacité portante :

- cas de sol pulvérulent :

Dans le cas du sol homogène, la formule de la capacité portante s'écrit sous la forme

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad (3.15)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{q_L}{\gamma B} = \frac{1}{2} N_\gamma + \frac{D}{B} N_q \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow \frac{q_L}{\gamma B} = f(e^{x \tan \varphi}) \\ N_\gamma \approx 2(N_q + 1) \tan \varphi \end{array} \right. \quad (3.16)$$

On propose un ajustement par moindres carrés des résultats par élément finis, de la forme

$$\frac{q_L}{\gamma B} = a e^{b\varphi} \quad (3.17)$$

Par ajustement exponentiel des courbes donnant  $\frac{q_L}{\gamma B}$  en fonction de  $\varphi$ , on a déduit de a et b regroupés au tableau (3.4).

Tableau 3.6. Résultats de l'ajustement pour différent D/B

D/B	0	0,5	1
a	0,00093	0,0039	$5 \times 10^{-5}$
b	0,3385	0,313	0,432
R %	100%	99,99%	99,99%

Les paramètres d'ajustement a et b seront reliés à D/B par ajustement, on obtient alors les résultats suivantes :

$$a = A + B \log\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \quad b = A' + B' \log\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$a = 10^{-5} - 0,0098 \log\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \quad \text{Coefficient d'ajustement } R=100\% \quad (3.18)$$

$$b = 0,432 + 0,396 \log\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \quad \text{Coefficient d'ajustement } R=100\% \quad (3.19)$$

$$\frac{q_L}{\gamma B} = 10^{-5} - 9,8 * 10^{-3} \log\left(\frac{D}{B}\right) e^{(0,432 + 0,4 \log\left(\frac{D}{B}\right)) \varphi} \quad \text{pour } (D/B)=0 ; 0,5 ; 1 \quad (3.20)$$

- cas de sol cohérent :

Dans le cas du sol homogène, la formule de la capacité portante s'écrit sous la forme :

$$q_L = \gamma D N_q + C N_c \quad (3.21)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{q_L}{\gamma B} = \frac{D}{B} N_q + \frac{C N_c}{\gamma B} \\ N_q = e^{\pi g \phi} g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \end{array} \right. \quad (3.22)$$

Tableau 3.7. Résultats de l'ajustement pour différent D/B

D/B	0	0,5	1
b	6,27	23,75	28,76
R %	97,40	99,08	99,97

$$b = A + B \left( \frac{D}{B} \right) \Rightarrow b = 8,35 + 22,5(D/B) \quad (3.23)$$

Ce qui donne la formule de la capacité portante adimensionnelle dans les sols cohérents comme suit :

$$\frac{q_L}{\gamma B} = (8,35 + 22,5(D/B)) \frac{\lambda_c}{\gamma} \quad \text{pour } (D/B) = 0 ; 0,5 ; 1 \quad (3.24)$$

On se propose de faire une comparaison entre les valeurs de la capacité portante calculées par les formules proposées, et celles données par l'ajustement des résultats de calcul par CRISP (cas de sol purement cohérent) :

Tableau 3.8. Comparaison des valeurs de la capacité portante

D/B	0			0,5			1		
Type de sol	Argile molle	Argile Ferme	Argile raide	Argile molle	Argile Ferme	Argile raide	Argile molle	Argile Ferme	Argile raide
CRSP	3.865	6.062	23.42	10.27	21.65	64.51	13.68	29.13	57.52
formule	6.95	13.86	27.8	12.05	25	49	15.42	30.85	61.7



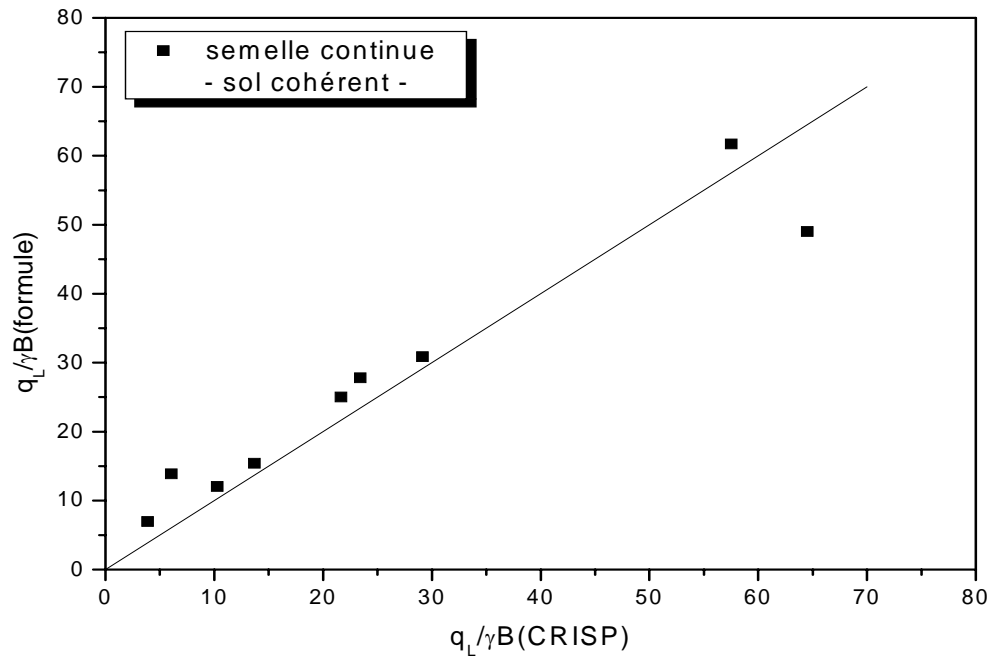


Figure 3. 19. Comparaison de la capacité portante donnée par CRISP et celle donnée par formule analytique

Il se dégage de la figure 3.19 et le tableau 3.8 que la formule proposée décrit en générale correctement les résultats numériques obtenus par la méthode des éléments finis.

### 3.7.2.2. Etude la variation de la pente de la courbe de chargement :

- sol pulvérulent :

$$\frac{\alpha}{\beta_E} = 0,31 + 1,14\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \text{ Coefficient d'ajustement } R=98,6\% \quad (3.25)$$

- sol cohérent :

$$\frac{\alpha}{\beta_E} = 0,828 + 2,36\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \text{ Coefficient d'ajustement } R=99,97\% \quad (3.26)$$

pour (D/B)=0 ; 0.5 ; 1

### 3.8. Etude de la semelle circulaire :

#### 3.8.1. Interprétation des résultats :

Les tableaux (3.9), (3.10), (3.11) présentent les résultats de calcul de la pente de la courbe de chargement  $\alpha$  par la méthode des différences divisées, et la capacité portante qui a été calculée par la méthode d'Azaoka.

Tableau 3.9. Résultats de l'ajustement pour la pente  $\alpha$  et la capacité portante  $q_L$   
D/B=0

	Types des sols		Méthode de différence divisée	Méthode d'ASAOKA
			$\alpha$	$q_L$
D/B=0	Sol pulvérulent	Sol lâche	2020,75	2146,96
		Sol moyen	3969,96	8034,66
		Sol dense	19360,19	19296,88
	Sol fin	Argile molle	8973,339	2020,8
		Argile ferme	16982,29	3262,69
		Argile raide	31836,265	6410,88

Tableau 3.10. Résultats de l'ajustement pour la pente  $\alpha$  et la capacité portante  $q_L$   
D/B=0.5

	Types des sols		Méthode de différence divisée	Méthode d'ASAOKA
			$\alpha$	$q_L$
D/B=0.5	Sol pulvérulent	Sol lâche	8293,988	5900,55
		Sol moyen	14636,64	27460,86
		Sol dense	64510,38	60380,93
	Sol fin	Argile molle	15323,367	3022,66
		Argile ferme	28554,022	7002,33
		Argile raide	54429,42	9695,58

Tableau 3.11. Résultats de l'ajustement pour la pente  $\alpha$  et la capacité portante  $q_L$   
D/B=1

			Méthode de différence divisée	Méthode d'ASAOKA
			$\alpha$	$q_L$
D/B=1	Sol pulvérulent	Sol lâche	11636,406	22754,66
		Sol moyen	20261,308	24815,60
		Sol dense	88008,34	31909,3
	Sol fin	Argile molle	20367,678	4094,73
		Argile ferme	37781,06	9571,3
		Argile raide	71863,032	20615,72

D'après les courbes (3.20), (3.21) qui montre la variation linéaire de la capacité portante en fonction de l'élanement relatif D/B, et l'angle de frottement (dans le cas du sol pulvérulent) et en fonction de la pente d'inclinaison de la cohésion  $\lambda_C$  (dans le cas du sol purement cohérent).

D'après la figure (3.22) qui montre la variation linéaire de la pente de la courbe de chargement en fonction de D/B.

- Effet de l'élanement sur la capacité portante :

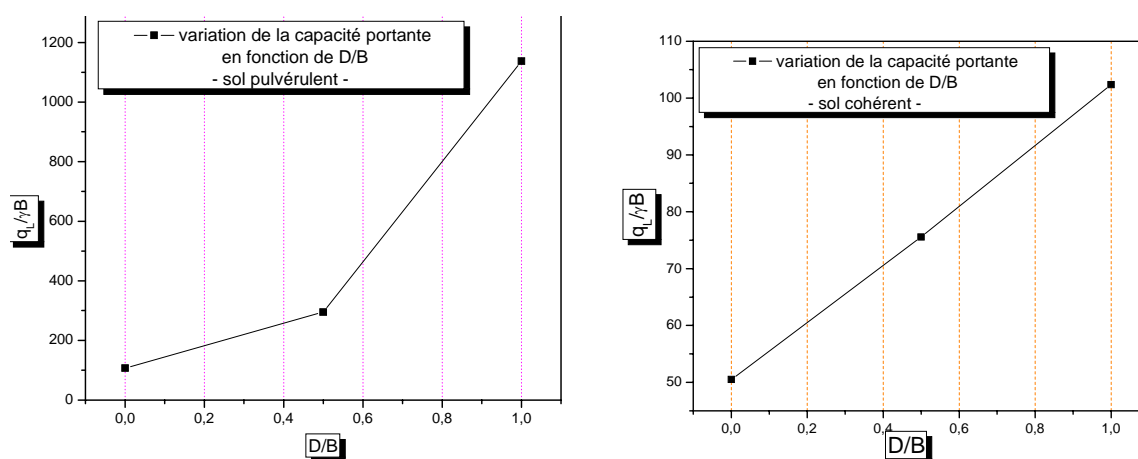


Figure 3.20. Variations de la capacité portante en fonction de D/B

- Effet du taux  $\lambda_C$  de la cohésion ou l'angle de frottement sur la pente  $\alpha$

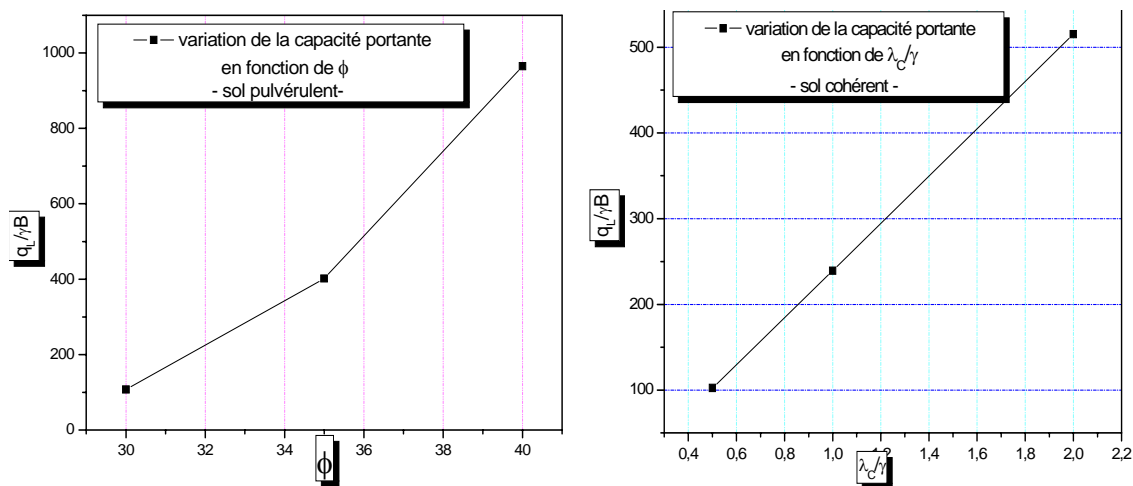


Figure 3.21. Variations de la capacité portante en fonction de l'angle de frottement (sol pulvérulent) et  $\lambda_C$  (sol cohérent)

- Effet de l'élançement sur la pente  $\alpha$  :

On remarque d'après la figure 3.22 que la pente initiale de la courbe de chargement augmente linéairement avec l'élançement de la fondation.

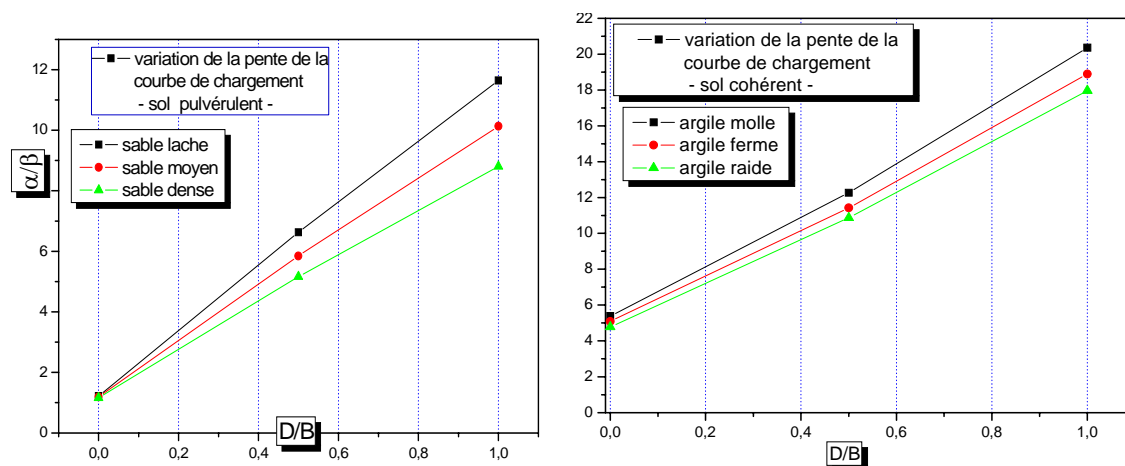


Figure 3.22 Variation de la pente  $\alpha$  en fonction de  $D/B$

- Effet du taux  $\lambda_C$  de la cohésion ou l'angle de frottement sur la pente  $\alpha$  :

On constate que le rapport  $\frac{\alpha}{\beta_E}$  ne dépend pas de  $\phi$  (cas du sol pulvérulent) ou de  $\lambda_C$  (cas du sol purement cohérent).

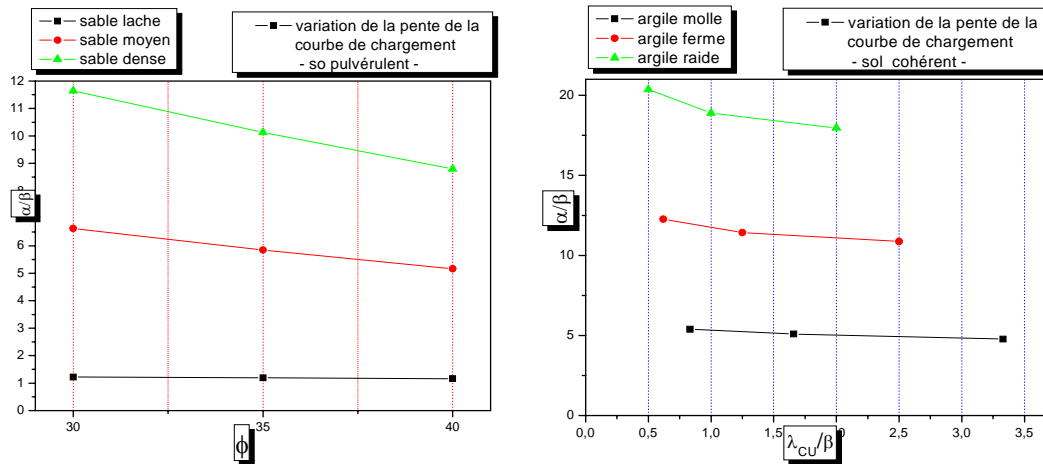


Figure 3.23. Variation de la pente  $\alpha$  en fonction de l'angle de frottement (sol pulvérulent) et  $\lambda_C$  (sol cohérent)

### 3.8.2. Ajustement des résultats par des formules :

#### 3.8.2.1. Etude de la pente de la courbe de chargement :

- sol pulvérulent :

$$\frac{\alpha}{\beta_E} = 1,25 + 9\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \text{ Coefficient d'ajustement } R=99,97\% \quad (3.27)$$

- sol cohérent :

$$\frac{\alpha}{\beta_E} = 4,90 + 13,98\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \text{ Coefficient d'ajustement } R=99,89\% \quad (3.28)$$

pour  $(D/B)=0 ; 0.5 ; 1$

#### 3.8.2.2. Etude la variation de la capacité portante :

-sol cohérent :

La formule de la capacité portante s'écrit sous la forme  $\frac{q_L}{\gamma B} = f(\lambda_C/\gamma)$

Dans le cas du sol homogène, la formule de la capacité portante s'écrit sous la forme :

$$q_L = \gamma D N_q + C N_c \quad (3.29)$$

$$\frac{q_L}{\gamma B} = \frac{D}{B} N_q + \frac{C N_c}{\gamma B}$$

$$N_q = e^{\pi g \phi} t g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.30)$$

On propose un ajustement du moindre carrés, les valeurs de a et b sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau 3.12. Résultats de l'ajustement pour différent D/B

D/B	0	0,5	1
b	48,92	106,34	251,66
R	99,86	95,56	1

On va étudier la variation du b :

On étudiera par la suite la variation de b qui va s'écrire sous la forme:

$$b = A + B \left( \frac{D}{B} \right) \Rightarrow b = 34,27 + 202,75 \left( \frac{D}{B} \right) \quad \text{pour } (D/B) = 0 ; 0,5 ; 1 \quad (3.31)$$

Ce qui donne la formule de capacité portante dans les sols cohérents

$$\frac{q_L}{\gamma B} = (34,27 + 202,75 \left( \frac{D}{B} \right)) \frac{\lambda_{cu}}{\gamma} \quad \text{pour } (D/B) = 0 ; 0,5 ; 1 \quad (3.32)$$

On a calculer les valeurs de la capacité portante donné par formule proposer et résultats donné par CRISP.

On se propose de faire une comparaison entre les valeurs de la capacité portante trouvées par les formules et celles trouvées par l'ajustement des résultats de calcul par CRISP.

Tableau 3.13. Résultats de calcule de la capacité portante par formule et CRISP

D/B	0			0,5			1		
Type de sol	Argile molle	Argile Ferme	Argile raide	Argile molle	Argile Ferme	Argile raide	Argile molle	Argile Ferme	Argile raide
CRISP	50.52	81.56	160.27	75.56	175.06	242.39	102.37	239.28	515.39
formule	28.55	56.88	114.12	84.09	169.56	339.11	118.51	237.02	474.04

Le graphe suivant illustre la comparaison de la capacité portante donnée par CRISP et celle donné par la formule ci-dessus pour le cas du sol purement cohérent.

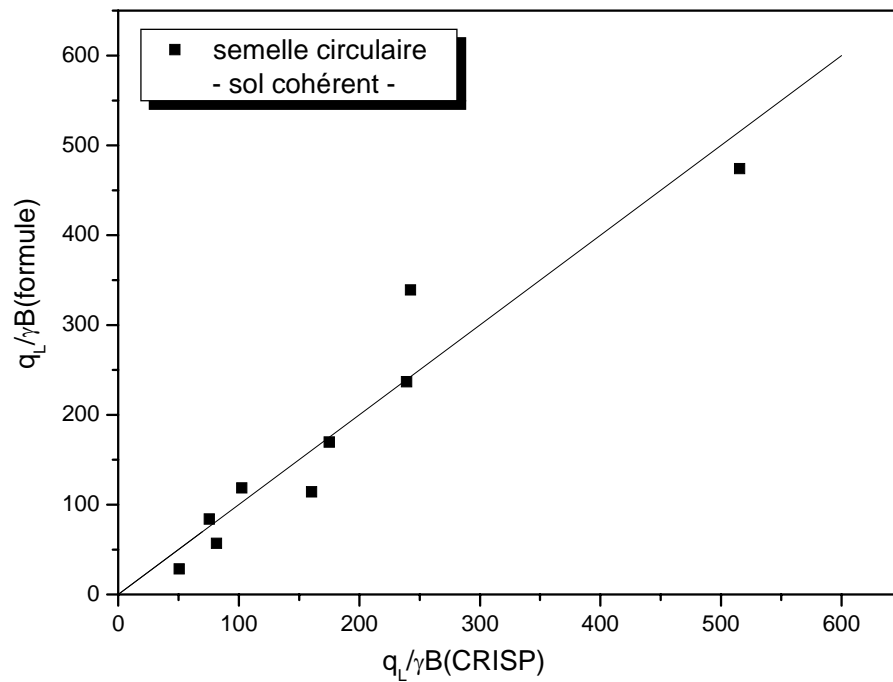


Figure 3. 24. Comparaison la capacité portante donnée par CRISP et celle donné par formule analytique

- cas de sol pulvérulent :

Dans le cas du sol homogène, la formule de la capacité portante sous la forme

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad (3.33)$$

$$\begin{cases} \frac{q_L}{\gamma B} = \frac{1}{2} N_\gamma + \frac{D}{B} N_q \\ N_q = e^{\pi g \varphi} \operatorname{tg}_2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow \frac{q_L}{\gamma B} = f(e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}) \end{cases} \quad (3.34)$$

$$N_\gamma \approx 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi$$

On propose l'ajustement des résultats par la formule suivante:

$$\frac{q_L}{\gamma B} = a e^{b \operatorname{tg} \varphi}$$

Par l'ajustement logarithmique de « a » et « b » en fonction de D/B, on trouve les résultats résumées dans le tableau 3.13.

Tableau 3.13. Résultats de l'ajustement pour différent D/B.

D/B	0	0,5	1
a	0,498	2,189	364,56
b	0,189	0,180	0,036
R%	99,49	98,52	93,94

Les paramètres d'ajustement a et b seront reliés par D/B, on obtient les résultats suivantes :

$$a = A + B \log\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \quad b = A' + B' \log\left(\frac{D}{B}\right)$$

On va trouver

$$a = 364,56 + 1203,77 \log\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \quad \text{Coefficient d'ajustement} \quad R=1 \quad (3.35)$$

$$b = 0,036 - 0,478 \log\left(\frac{D}{B}\right) \quad ; \quad \text{Coefficient d'ajustement} \quad R=1 \quad (3.36)$$

Donc

$$\frac{q_L}{\gamma B} = 364,56 + 1203,77 \log\left(\frac{D}{B}\right) e^{((0,036 - 0,478 \log\left(\frac{D}{B}\right)) \phi)} \quad (3.37)$$

pour (D/B)=0 ; 0.5 ; 1

### 3.9. Validation du modèle :

Pour valider le modèle de calcul on a comparé la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement de la fondation continue avec celle donné par la formule de Gibson. On a trouvé Les résultats suivants:

$$q=514 \text{ kN/m}^2, B=2\text{m}, D=0\text{m}, \nu=0,495, \beta_E=1666,3 \text{ kN/m}^3$$

Les résultats donnés par CRISP sont  $\alpha=1137 \text{ kN/m}^3$

$$\text{Par la formule de Gibson (équation N}^\circ(1.3) \quad \alpha = \frac{2}{3} \beta_E = \frac{2}{3} 1666,3 = 1111,06 \text{ kN/m}^3$$

$$\frac{SCRI}{SGIB} = \frac{1137}{1111,06} = 1,02$$

Par ce résultat, on conclut que la formule proposée permet de donner pratiquement le même résultat que la formule exacte de Gibson.



### 3.10. Application :

Considérant une semelle continue de largeur  $B=1.5\text{m}$ , fiché à  $2\text{m}$  dans un sol purement cohérent de grande profondeur caractérisé par une variation linéaire de la cohésion non drainée en fonction de la profondeur des grandeurs suivantes :

$$E = 2000Z \text{ (MPa)} , \lambda_c = 20\text{kPa} , \nu = 0.495$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

La capacité portante est calculée comme suit:

$$\frac{q_L}{\gamma B} = (8,35 + 22,5(D/B)) \frac{\lambda_c}{\gamma}$$

$$q_L = 1124.55 \text{ kN/m}^2$$

Sous une pression égale à la pression admissible  $\frac{q_L}{3} = 374.85 \text{ kPa}$  le tassement est calculé par

la formule suivante:

$$s_i = \frac{q_L}{\alpha}$$

$$\frac{\alpha}{\beta} = 0,828 + 2,36\left(\frac{D}{B}\right) \Rightarrow \alpha = 7949.33$$

Donc :

$$S_i = 0.0471\text{m} = 4.71\text{cm}$$

### 3.11. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a mené une analyse non linéaire par la méthode des éléments finis du comportement d'une fondation superficielle (continue et circulaire) soumise à un déplacement verticale fondée dans un massif de sol de Gibson, en utilisant le logiciel CRISP 5.2b.

L'analyse dimensionnelle nous a permis de dégager les paramètres sans dimensions qui décrivent le problème.

Le maillage du modèle est dimensionné en augmentant ses dimensions jusqu'à stabilisation des tassement des semelles.

Afin d'étudier le tassement des semelles, une formulation analytique est faite selon la méthode des moindres carrés pour estimer la pente de la courbe de chargement obtenue lors du calcul par élément finis. La méthode d'Azaoka a été utilisée pour estimer la capacité portante des

fondations. L'interprétation de l'ensemble des résultats obtenue a permis de proposer des formules analytiques pour calculer la capacité portante en fonction de  $D/B$  (élancement de fondation) et l'angle de frottement  $\varphi$  dans le cas du sol pulvérulent ou  $\lambda_c/\gamma$  dans le cas du sol purement cohérent, dans le cas d'une semelle continue ou une semelle circulaire.

Enfin, dans le but de valider les formules proposées, on a comparé les valeurs de la capacité portante par ces formules et celle données par la méthode d'Azaoka. La même démarche a été suivie dans la validation des formules de calcul de la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement.

## CHAPITRE 4

### COMPORTEMENT D'UN MUR RIGIDE DE SOUTÈNEMENT

#### 4.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on se propose d'étudier le comportement d'un mur rigide de soutènement soutenant un sol de GIBSON à travers une étude paramétrique par élément finis. Ce dernier reçoit une fondation d'ouvrage qui lui transmet une charge linéaire (par mètre de longueur du mur), La loi de comportement du sol est élastoplastique parfaite avec un critère de rupture de Drucker Prager. On interprètera la courbe de chargement  $(q-y_0)$  reliant la pression  $q$  appliquée par la fondation au sol, au déplacement horizontal  $y_0$  en tête du mur pour déduire la pente  $\alpha$  de cette courbe ainsi que la capacité de soutènement, on cherche aussi à vérifier l'existence d'une distance limite entre la fondation et la tête du mur, au delà de laquelle, le mur manifeste le même déplacement. Cette notion de distance limite est importante sur le plan pratique, puisqu'elle permet au cours de la conception d'un ouvrage à proximité d'un mur, de placer l'ouvrage à une distance adéquate afin de limiter les déplacement horizontaux du mur qui peuvent avoir des conséquences très sérieuses sur la stabilité du mur et la sécurité de l'ouvrage.

#### 4.2. Analyse dimensionnelle – Théorème des $\pi$ :

Le problème étudié est décrit par l'équation suivante :

$$f(\varphi, \lambda_c, \beta_E, \nu_s, \nu_b, \gamma, B, H, y_0, Q, d, L, E_b, \psi) = 0 \quad (4.1)$$

l'équation se transforme selon le théorème de  $\pi$  en :

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_{n-k}) = (\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{13})$$

$n$  : est le nombre de quantités physiques, soit  $n=14$ .

$k$  : est le nombre d'unité fondamentales, soit  $k=3$

Les termes en  $\pi$  sans dimension sont, comme suit :

$$\pi_1 = \varphi : \text{Angle de frottement.} \quad (4.2)$$

$$\pi_2 = \nu_s : \text{coefficient du poisson du sol.} \quad (4.3)$$

$$\pi_3 = \nu_b: \text{Coefficient de Poisson du béton.} \quad (4.4)$$

$$\pi_4 = \frac{d}{B} : \text{distance relative fondation/mur.} \quad (4.5)$$

$$\pi_5 = \frac{Q}{\gamma H^2} : \text{surchage adimensionnelle.} \quad (4.6)$$

$$\pi_6 = \frac{y_0}{B} : \text{Déplacement relatif en tête du mur.} \quad (4.7)$$

$$\pi_7 = \frac{\lambda_c}{\gamma} : \text{rapport du taux d'augmentation de cohésion en fonction de la profondeur au poids volumique.} \quad (4.8)$$

$$\pi_8 = \frac{\beta_E}{\gamma} : \text{Pente adimensionnelle du profil du module de Young du sol.} \quad (4.9)$$

$$\pi_9 = \frac{E_b I_p}{E_s(H)H^4} : \text{La rigidité relative du mur/sol.} \quad (4.10)$$

$$I_p = \frac{LB^3}{12}, \quad L=1\text{m est la longueur du mur: moment d'inertie du mur pour une unité de longueur} \quad (4.11)$$

$$\pi_{10} = \frac{H}{B} : \text{élancement adimensionnelle du mur} \quad (4.12)$$

$$\pi_{11} = \psi : \text{angle de dilatante du sol.} \quad (4.13)$$

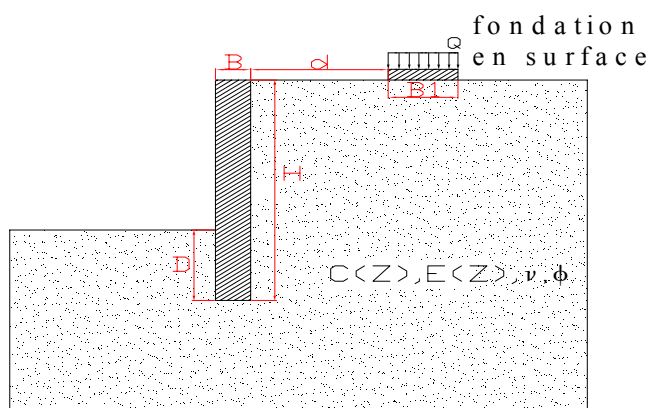
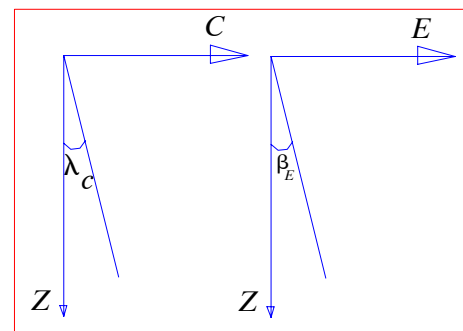


Figure 4.1 vue en plan du modèle



4.2 : schéma représente la variation du module de Young et la cohésion en fonction de la profondeur

#### 4.3. Etude paramétrique :

L'étude paramétrique sert à déterminer l'influence des paramètres du modèle sur leur comportement et qui sera illustrer par la courbe de chargement adimensionnelle  $Q/\gamma H^2$  en fonction de  $y_0/B$ .

Les termes en  $\pi$ , représentant les paramètres adimensionnels du problème, ont été variés comme suit :

- Distance de la fondation d/B :

Ce terme est défini comme étant la distance entre la tête du mur et la fondation de l'ouvrage. Les valeurs fixées sont : d/B=0.5, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20.

- Angle  $\varphi$  de frottement du sol :

Deux principales catégories de sols ont été considérées : sols purement cohérents caractérisés par un angle de frottement nul ( $\varphi=0^\circ$ ), et des sols pulvérulents ayant des angles de frottement  $\varphi$  égaux à  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  et  $40^\circ$ .

- chargement adimensionnel  $\frac{Q}{\gamma H^2}$  :

Ce paramètre est un résultat de calcul par élément finis, il correspondant au surcharge appliquer sous la fondation qui introduit comme une donnée de calcul.

- Coefficient de Poisson  $\nu$  :

On s'est intéressé à étudier le comportement des sols à court terme dans le cas des argiles, pour cela on a pris la valeur du coefficient de Poisson  $\nu_s$  égale à 0.495. Concernant les sols pulvérulents, la valeur de  $\nu_s$  simule en fait le comportement drainé, soit alors  $\nu_s$  égale à 0.33.

- Pente  $\lambda_c$  du profil C(Z) :

Ce terme définit la pente de variation de la cohésion avec la profondeur dans les sols cohérents.

- Pente  $\beta_E$  du profil E(Z) :

Ce terme définit la pente de variation du module de Young avec la profondeur dans les sols cohérents et pulvérulents.

- Compressibilité relative fondation/sol  $\frac{E_b}{E_s}$  :

C'est le rapport entre le module de Young du béton et celui du sol.

4.4. Caractéristique du matériau :

4.4.1. Le sol :

Deux catégories de sols de nature différente ont été simulés, a savoir

- Sol pulvérulent
- Sol purement cohérent

- *SOL PULVERULENT* :

Le tableau 4.1 résume les données géotechniques définies dans la modélisation.

sol	caractéristique	Angle de frottement $\varphi$	La pente de module de Young ( $\text{kN/m}^2/\text{m}$ )
Sable lâche	C=0 kPa $\gamma' = 10 \text{kN/m}^3$ analyse drainée	30	1250
Sable moyen		35	2500
Sable dense		40	12500

- *SOL PUREMENT COHERENT* :

Le tableau 4.2 résume les données géotechniques des sols étudiés.

Les sols	caractéristique	$\lambda_c$ (kPa)	La pente de la cohésion (kPa)
Argile molle	$\phi = 1^\circ, \nu = 0,495$ $\gamma_{sat} = 20 \text{kN/m}^3$ analyse non drainée	50	12,5
Argile ferme		100	25
Argile raide		200	50

-Loi du comportement des matériaux :

Le matériau sol est supposé suivre une loi de comportement élasto-plastique parfaite (Sans écoulement), le critère de rupture étant celui de Drucker Prager.

La fondation est supposée suivre une loi d'élasticité linéaire.

4.4.2. Elément d'interface :

- Caractéristique des éléments d'interface :

En réalité, il n'existe pas une adhérence parfaite entre le mur et le sol, ce qui nécessite d'introduire des éléments de contact au niveau de l'interface mur/sol.

L'interface est la zone de sol comprise entre la surface externe de l'ouvrage et une surface fictive déterminée expérimentalement (par visualisation), on considère ces deux limites comme des surfaces parallèles ou tout au moins des plans tangents parallèles en tout point.

Tableau 4.3 Propriétés d'élément d'interface introduit dans la modélisation

Rigidité axiale	10000 kN/m <sup>2</sup>
Rigidité tangentielle	1000 kN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement interne	2/3φ
Cohésion	2/3C
Rigidité tangentielle résiduelle	100 kN/m <sup>2</sup>
Epaisseur	0.001 m

#### 4.4.3. Le béton:

Tableau 4.4 les propriétés du matériau béton introduit dans la modélisation

Poids volumique	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
Module de Young	$E = 3.2 \text{E}4 \text{ Mpa}$
Coefficient de poisson	$\nu_{\text{sol}} = 0.2$

#### 4.5. Modélisation par élément finis :

L'étude du mur de soutènement se fait en déformation plane, en considérant seulement un demi-plan perpendiculaire à la longueur de la fondation, et présentant une symétrie par rapport à l'axe vertical central de la fondation.

- La modélisation du mur de soutènement est effectuée par une représentation bidimensionnelle en déformation plane.
- Le maillage non structuré est admis dans la modélisation.
- Les conditions d'appuis sont imposées sur la limite du maillage.
- Les nœuds horizontaux sont bloqués dans le sens horizontal.
- Les nœuds verticaux sont bloqués dans le sens vertical.
- Les restes des nœuds sont libres de déplacer dans leur plan.
- Les éléments utilisés sont du type triangulaire de déformation linéaire à 6 nœuds.

##### 4.5.1. Modélisation du massif de sol :

Le massif de sol est modélisé avec des éléments triangulaires à six nœuds. Les conditions aux limites sont imposées sur la limite du maillage comme suit :

- Les nœuds horizontaux sont bloqués dans le sens horizontal.
- Les nœuds verticaux sont bloqués dans le sens vertical.
- Le reste des nœuds sont libres de déplacer dans leur plan.

En considérant que le comportement du sol est décrit par une loi élasto-plastique parfait avec critère de rupture de Drucker-Prager. Un maillage d'élément finis doit être raffiné au niveau de la zone la plus sollicitée (autour du mur), afin d'augmenter la précision des résultats, en s'éloignant de cette zone il faut assurer une augmentation progressive toute en se rapprochant des frontières.

Le mur est considéré comme un corps élastique isotrope, et est aussi modélisé avec des éléments triangulaires à six nœuds. Il faut assurer un maillage raffiné le long du mur.

Les dimensions du modèle d'élément fini étant à priori inconnue, il faut augmenter graduellement les dimensions jusqu'à ce que la réponse de l'ouvrage (mur de soutènement, fondation) se stabilise et ne change pas en augmentant encore les dimensions  $L_1, L_2$  et  $H_1$  du modèle voir figure(4.5).

D'après la figure 4.3, donnant le déplacement horizontal  $y_0$  en tête du mur en fonction de la pression  $Q$  de la fondation pour différentes dimensions du modèle, les courbes se stabilisent pour  $L_1 = 2.5H$ ;  $L_2 = 4.4H$  ;  $H_1 = 1.5H$  voir figure (4.5).

On a travaillé sur la semelle filante de largeur  $B = 1\text{m}$  et mur rigide de hauteur de  $8\text{m}$  et largeur de  $0.5\text{m}$  avec un maillage non structuré, les limites du maillage est fixé de tel façon qu'au-delà de ces limites les déplacement de la tête du mur se stabilisent et ne varie plus avec les dimension du maillage.

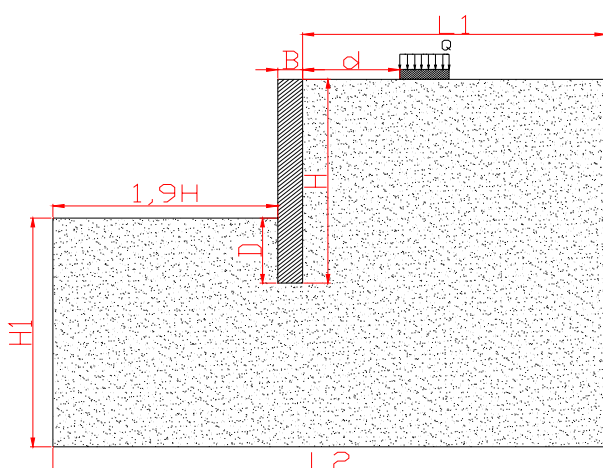


Figure 4.3 vue en plan du modèle



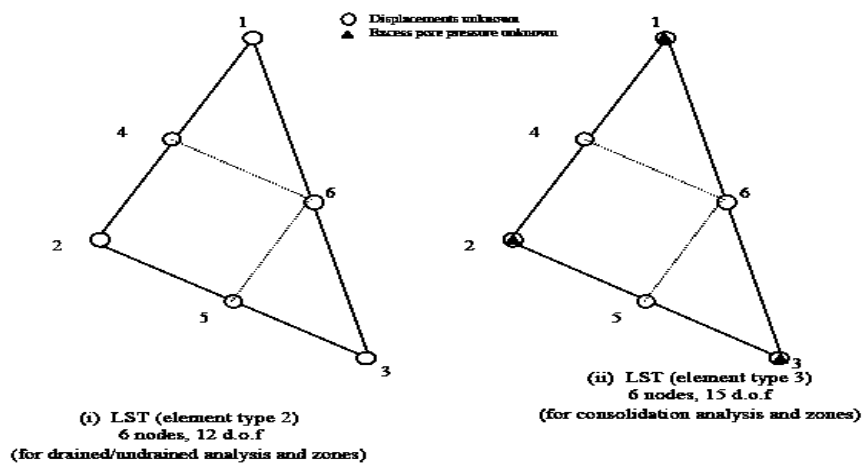
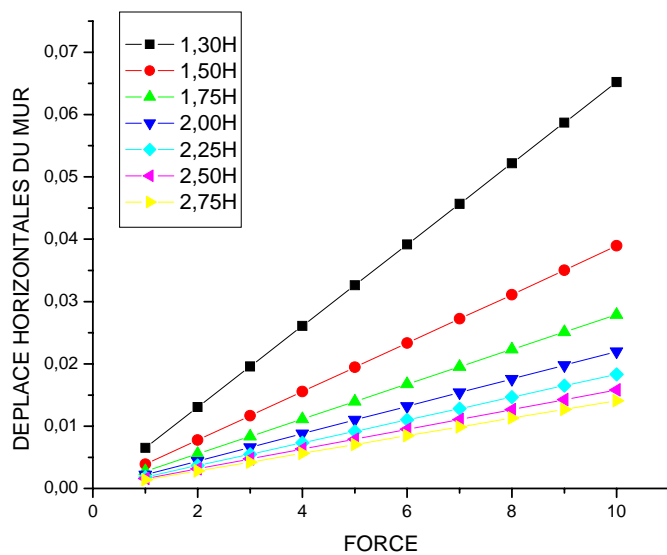


Figure 4.4 Représentation d'un élément finis à six nœuds



La figure 4.5. Courbes de chargement de la tête du mur.

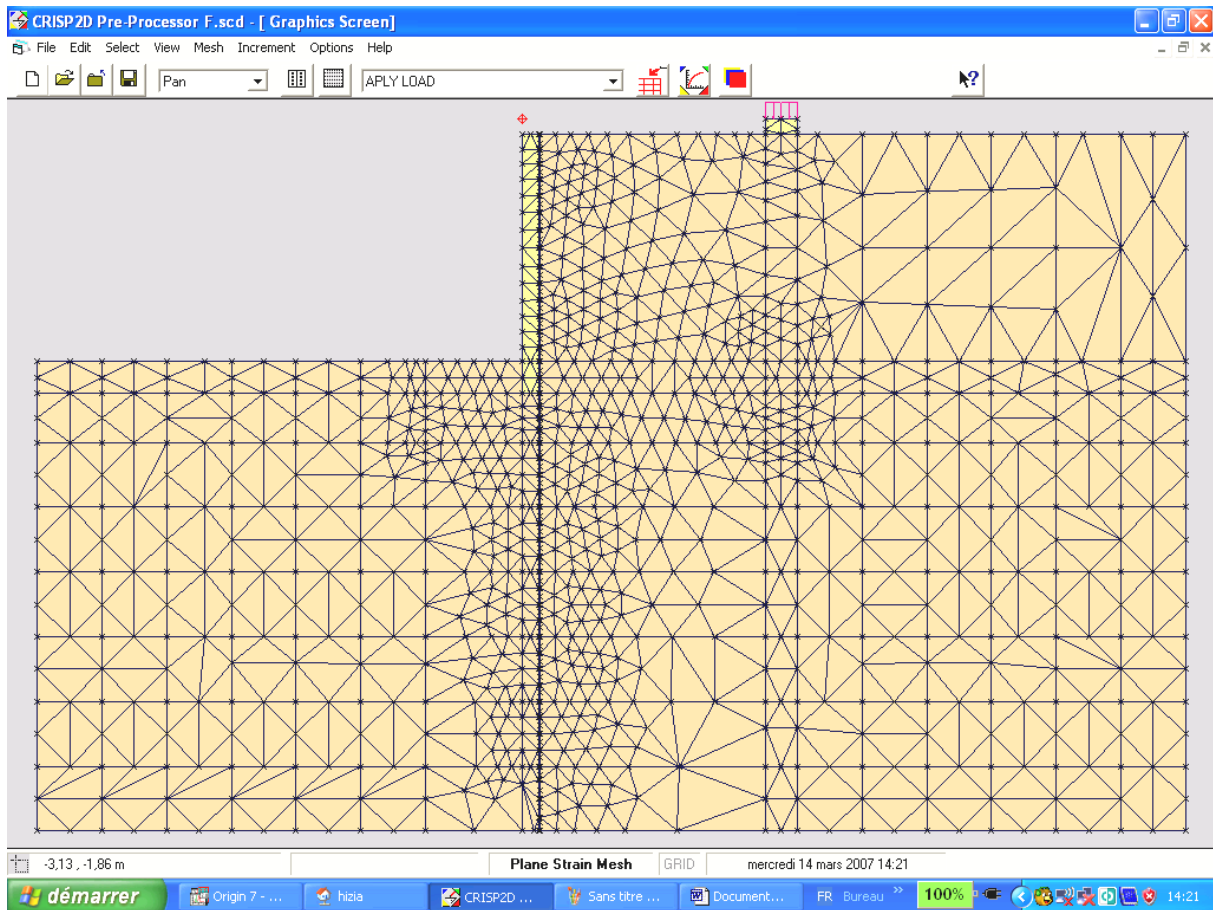


Figure 4.6. Le maillage du modèle par élément finis

Les dimensions retenues du maillage du modèle final Sont  $2,75H$  concernant la profondeur et  $2,5H$  pour largeur.

- le nombre d'élément est 1988 éléments.
- Le nombre des nœuds est 1078 nœuds.

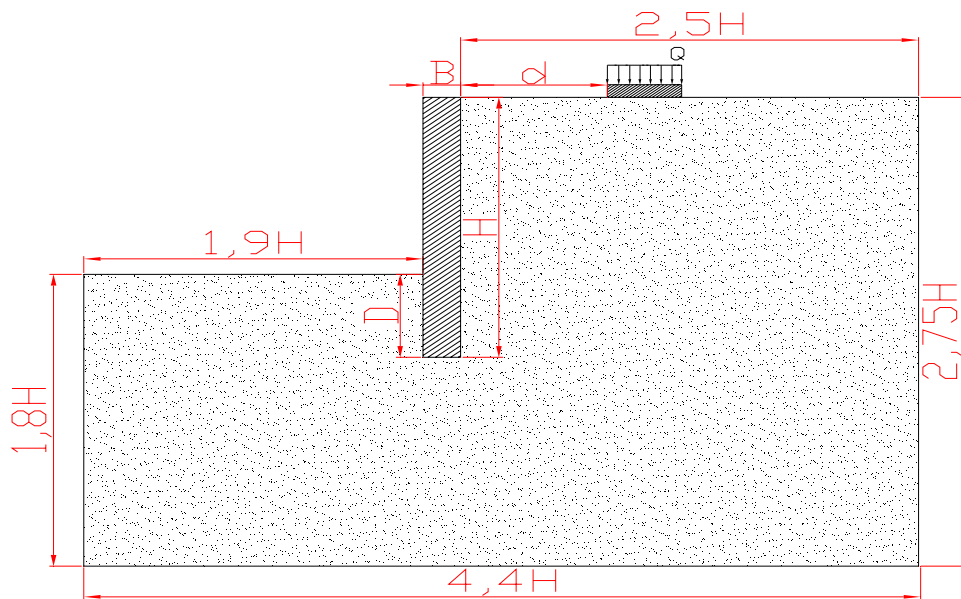


Figure 4.7 schéma des dimensions finales du maillage

#### 4.5.2. Paramètres de l'étude :

Les paramètres variables de l'étude sont :

$$\pi_1 = \phi$$

$$\pi_4 = \frac{d}{B}$$

$$\pi_8 = \frac{\beta E}{\gamma}$$

$$\pi_7 = \lambda_C / \gamma$$

- Les paramètres fixés dans l'étude sont :

$$\pi_3 = \nu_b = 0.20$$

$$\pi_2 = \nu_s = \begin{cases} 0.33 & \text{sols pulvérulents} \\ 0.495 & \text{sols purement cohérents} \end{cases}$$

$$\pi_{11} = \psi = 0$$

$$\pi_{10} = H/B = 16B$$

$$\pi_9 = \frac{E_b I_p}{E_s(H) H^4}$$

Les paramètres  $\pi_5$  et  $\pi_6$  représentent les résultats de calcul par élément finis qui sont

interprétés par la suite.  $\pi_5 = \frac{Q}{\gamma H^2}$ ,  $\pi_6 = \frac{y_0}{B}$

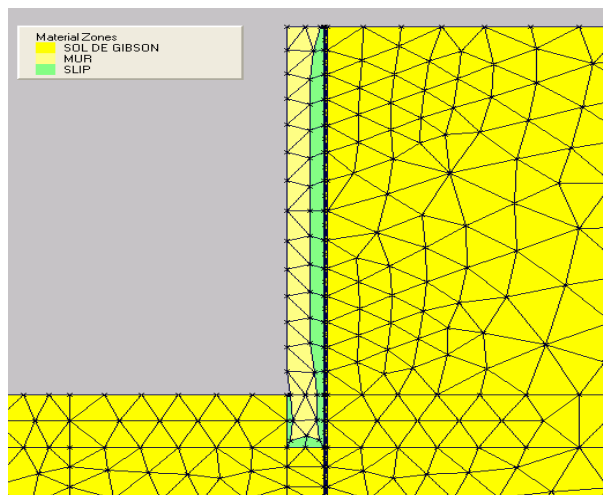


Figure 4.8 Présentation de la modélisation des éléments de contacts

L'interprétation sera faite sur la courbe de chargement adimensionnelle  $(Q/\gamma H^2)$  en fonction du déplacement horizontal relatif  $(y_0/B)$  dans le cas de la semelle continue, On étudiera ensuite la variation de  $y_0/B$  en fonction de la distance relative  $d/B$  entre la fondation et le mur. Cette distance prendra les valeurs suivantes:

$d/B = 1, 3, 5, 7, 9, 10, 11, 14, 16, 18.$

On applique une charge linéaire  $Q$  sur la fondation, supposée rigide, jusqu'à une valeur maximale égale à la capacité portante de la fondation, trouvée d'ailleurs dans le chapitre précédent.

## 4.6. Présentation des résultats :

### 4.6.1. Déterminations la distance limite :

#### 4.6.1.1 sol pulvérulent :

Les figures suivantes présentent les courbes de chargement dans le cas d'une semelle filante, en surface d'un sol pulvérulent soutenu par un mur de 8 m de hauteur. On remarque qu'à partir d'une distance de 14B les courbes commencent de se stabiliser, on fixe ainsi

$d_{\text{limite}} = 14B$ .

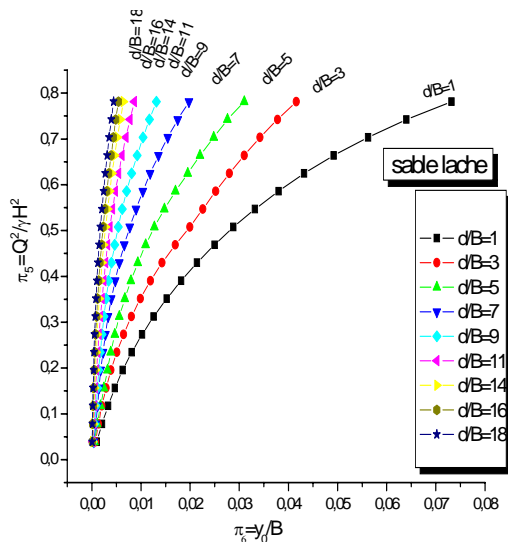


Figure 4.9 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur. – sable lâche-

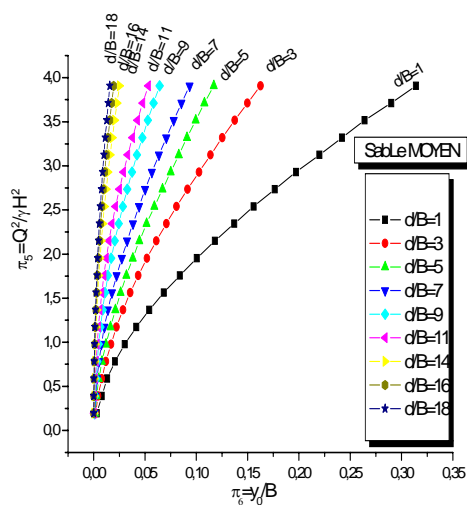


Figure 4.10 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur. – sable moyen-

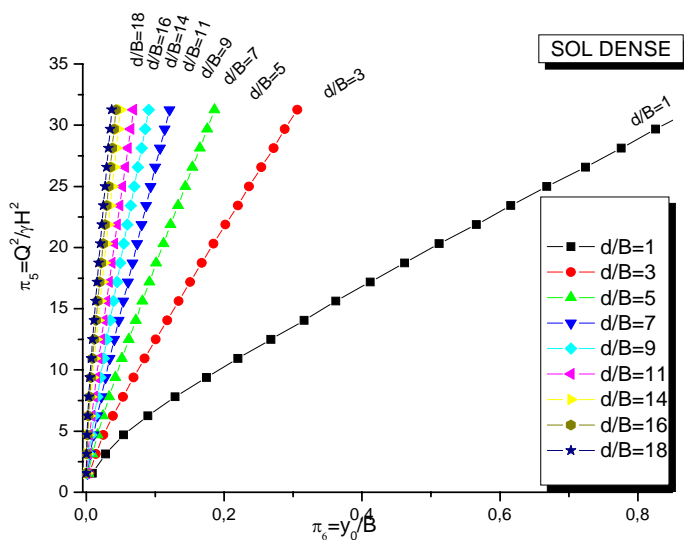


Figure 4.11 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement a la tête du mur. – sable dense-

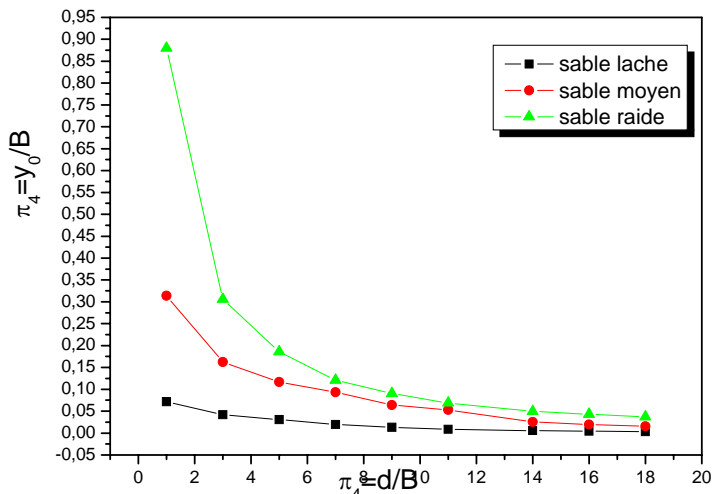


Figure 4.12 : Variation de  $y_0/B$  en fonction de  $d/B$  ( $d_{lim}=14B$ )

Cette courbe  $y_0=f(d/B)$  montre clairement une distance limite égale à  $14B$  quel que soit la densité du sable.

4.6.1.2. Sol cohérent:

Les figures 3.12, 3.13 et 3.14 présentent les courbes de chargements, pour le même mur, dans le cas du sol purement cohérent, pour des différentes distances  $d$ .

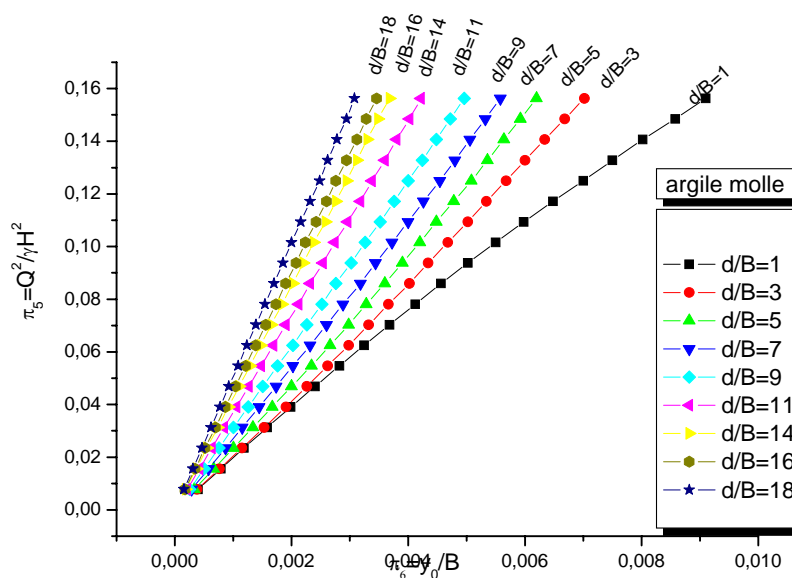


Figure 4.13 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur. – argile molle-

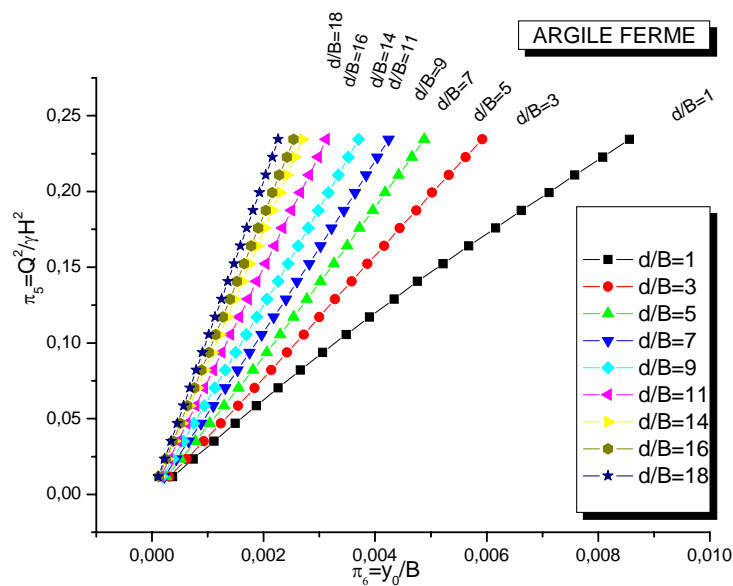


Figure 4.14 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur. – argile ferme-

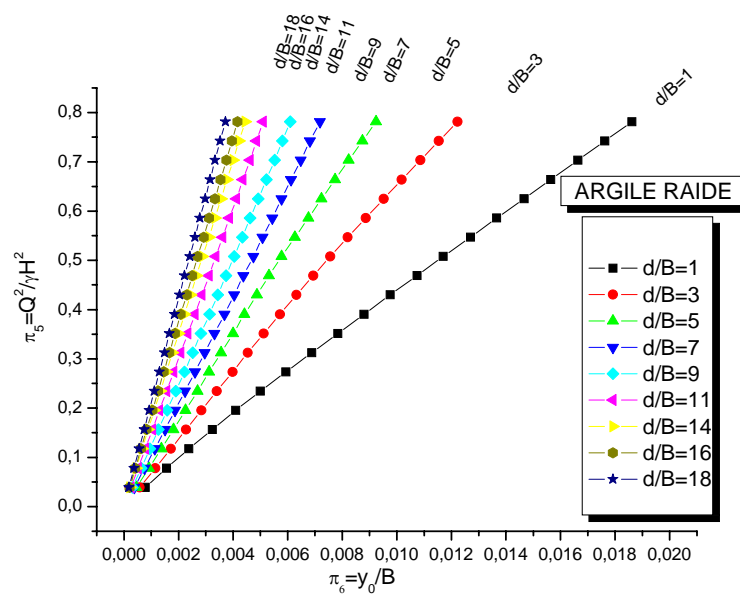


Figure 4.15 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement en tête du mur. – argile raide-

On remarque que les déplacements de la tête du mur commencent à se stabiliser à partir de :  $d=14B$ , pour le mur de 8m de hauteur. Donc on prend  $d_{lim}=14B$ .

La figure 4.15 présente la variation de déplacement horizontale en tête du mur  $Y_0/B$  en fonction de  $d/B$ .

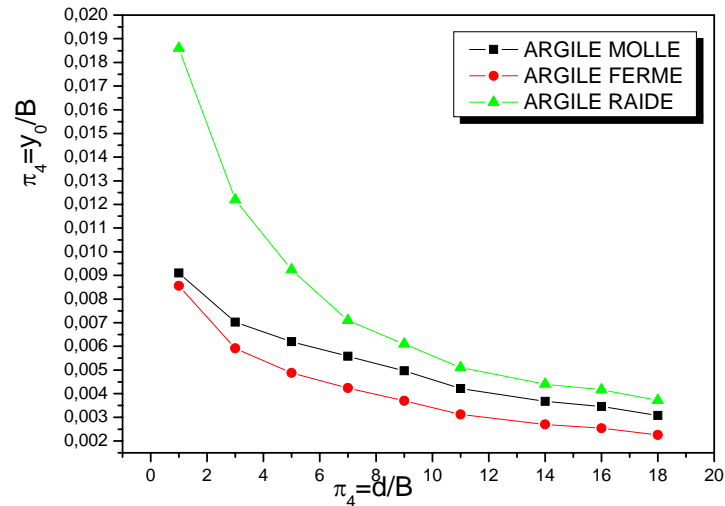


Figure 4.16 : Variation de  $Y_0/B$  en fonction de  $d/B$  ( $d_{lim}=14B$ )

Ainsi, quelle que soit la capacité du sol argileux, le déplacement de la tête du mur est stabilisée à partir que d'une distance limite soit égale à  $14B$ .

#### 4.6.2. Etude de la pente de la courbe de chargement du mur :

Les tableaux suivants présentent la variation de la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement en fonction de la distance relative  $d/B$ , dans le cas des mur de 8m de hauteur, soutenant un massif de sol possèdent un module de Young varie selon le profondeur, on utilisé la méthode des différences divisées de Newton.

En cas d'une fonction  $f(x)$  continue et dérivable, approchée par un polynôme de deuxième degré, dans l'intervalle  $[0, x_2]$ , la méthode de différences divisées de Newton permet d'obtenir l'expression approchée de la pente à l'origine de cette fonction [28] :

La figure suivante présente la courbe un schéma de calcul par la méthode des différences divisées :



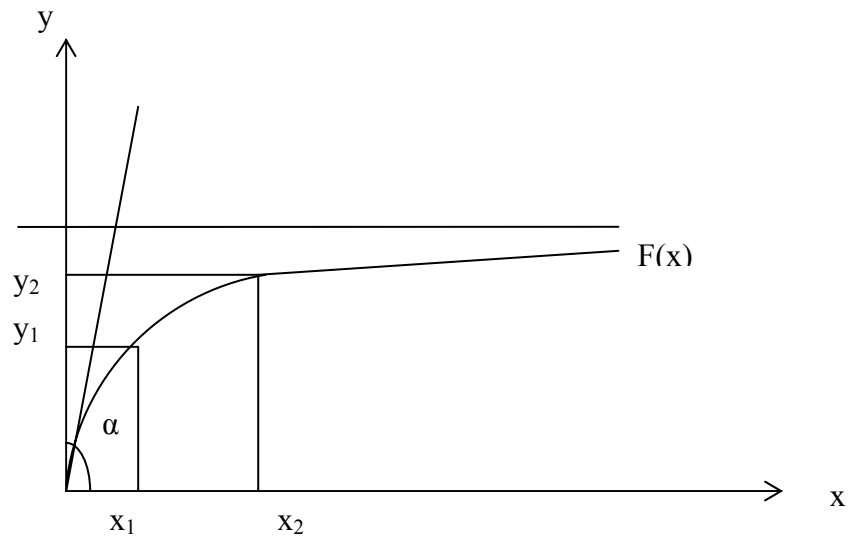


Figure 4.17 schéma de calcul par la méthode des différences divisées

$$\alpha = \left. \frac{df}{dx} \right|_{x \rightarrow 0} \approx \frac{y_2 \frac{y_1}{x_1} - y_1 \frac{y_2}{x_2}}{(y_2 - y_1)} \quad (4.14)$$

#### 4.6.2.1. Cas d'un sol pulvérulent :

Les tableaux suivants (4.6 - 4.7 - 4.8), présentent la variation de la pente initiale  $\alpha$  en fonction de rapport  $d/B$ , pour une semelle continue et dans le cas d'un mur de 8 m de hauteur.

		$\frac{d}{B}=1$	$\frac{d}{B}=3$	$\frac{d}{B}=5$	$\frac{d}{B}=7$	$\frac{d}{B}=9$	$\frac{d}{B}=11$	$\frac{d}{B}=14$	$\frac{d}{B}=17$	$\frac{d}{B}=19$
Méthode de diff divisées	$\alpha$	52524,26	64134,03	90712,95	124066,4	173611,11	257731,98	518114,4	771575,12	1246851,4
	$\frac{\alpha}{\beta}$	52.52426	64.13403	90.71295	124.0664	173.61111	257.73198	518.1144	771.57512	1246.851

Tableau 4.6. Valeurs de la pente  $\alpha$  dans sable lâche en kN/m

		$\frac{d}{B}=1$	$\frac{d}{B}=3$	$\frac{d}{B}=5$	$\frac{d}{B}=7$	$\frac{d}{B}=9$	$\frac{d}{B}=11$	$\frac{d}{B}=14$	$\frac{d}{B}=17$	$\frac{d}{B}=19$
Méthode de diff divisées	$\alpha$	88224,65	130807,46	164637,88	229856,97	362720,86	521703,5	1091621,4	1718354,01	3166540,5
	$\frac{\alpha}{\beta}$	44.1123	65.403	82.3139	114.928	181.3604	260.85	545.81	859.177	1583.27

Tableau 4.7. Valeurs de la pente  $\alpha$  dans sable moyen en kN/m

		$\frac{d}{B}=1$	$\frac{d}{B}=3$	$\frac{d}{B}=5$	$\frac{d}{B}=7$	$\frac{d}{B}=9$	$\frac{d}{B}=11$	$\frac{d}{B}=14$	$\frac{d}{B}=17$	$\frac{d}{B}=19$
Méthode de diff divisées	$\alpha$ kPa	262324,77	485240,33	749590,98	1122032,01	1674732,5	2649125,5	6211485,77	10367785	20617206,7
	$\frac{\alpha}{\beta}$	26.2324	48.524	74.9590	112.2032	167.4732	264.9125	621.1485	1036.7785	2061.7206

Tableau 4.8. Valeurs de la pente  $\alpha$  dans sable dense en kN/m



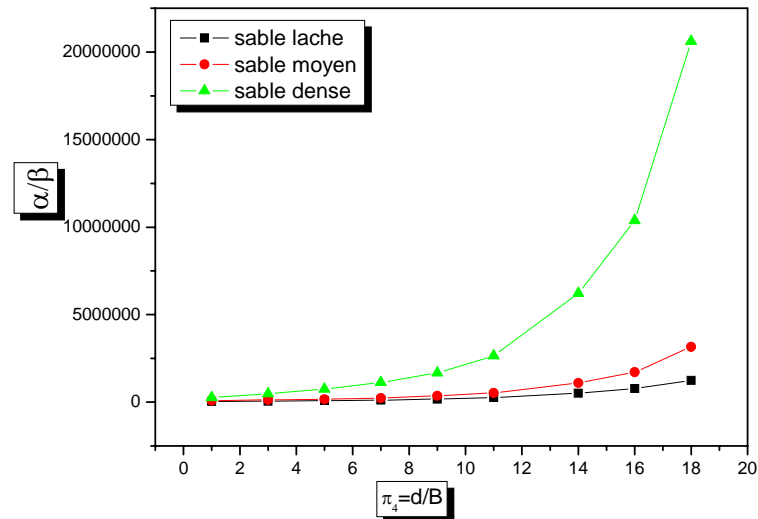


Figure 4.18 : Variation de la pente initiale  $\alpha$  en fonction de rapport  $d/B$  dans les sables.

D'après de ce graphe, on conclut que la pente de la courbe de chargement augmente de manière sensible. Car le déplacement en tête du mur diminue quand la distance  $d$  augmente.

A partir le graphe ci-dessus nous avons ajusté la valeur de la pente  $\alpha$  par une formule analytique suivante :

$$\alpha = ae^{b(d/B)} \quad (4.15)$$

Les valeurs de  $a$  et  $b$  sont donnés par le tableau 4.9

	a	b	R(%)
Sol lâche	26006,84	0,40	99,63
Sol moyen	65190,96	0,60	99,42
Sol dense	22492,76	0,50	99,21

Tableau 4.9 Valeurs de  $a$  et  $b$

#### 4.6.2.2. Sol purement cohérent

Les tableaux suivants (4.10 – 4.11 – 4.12), présentent la variation de la pente initiale  $\alpha$  en fonction de rapport  $d/B$ , pour une semelle continue et dans le cas d'un mur de 8 m de hauteur.

		$\frac{d}{B}=1$	$\frac{d}{B}=3$	$\frac{d}{B}=5$	$\frac{d}{B}=7$	$\frac{d}{B}=9$	$\frac{d}{B}=11$	$\frac{d}{B}=14$	$\frac{d}{B}=17$	$\frac{d}{B}=19$
Méthode différentielle divisée	$\alpha$	80426,61	96774,19	114935,66	135735,26	159913,98	192056,47	222222,22	236220,47	264546,95
	$\frac{\alpha}{\beta}$	80.426	96.774	114.935	135.735	159.913	192.056	222.222	236.220	264.546

Tableau 4.10. Valeurs de la pente de chargement  $\alpha$  dans l'argile molle en kN/m

		$\frac{d}{B}=1$	$\frac{d}{B}=3$	$\frac{d}{B}=5$	$\frac{d}{B}=7$	$\frac{d}{B}=9$	$\frac{d}{B}=11$	$\frac{d}{B}=14$	$\frac{d}{B}=17$	$\frac{d}{B}=19$
Méthode différentielle divisée	$\alpha$	127387,7	173308,13	217860,74	265957,44	317447,7	386077,76	450450,45	480769,23	539946,82
	$\frac{\alpha}{\beta}$	63.69	86.65	108.93	132.97	158.72	193.038	225.22	240.38	269.97

Tableau 4.11. Valeurs de la pente de chargement  $\alpha$  l'argile ferme en kN/m

		$\frac{d}{B}=1$	$\frac{d}{B}=3$	$\frac{d}{B}=5$	$\frac{d}{B}=7$	$\frac{d}{B}=9$	$\frac{d}{B}=11$	$\frac{d}{B}=14$	$\frac{d}{B}=17$	$\frac{d}{B}=19$
Méthode différentielle divisée	$\alpha$	262324,77	485240,33	749590,98	1122032,01	1674732,5	2649125,5	6211485,77	10367785	20617206,7
	$\frac{\alpha}{\beta}$	26.2324	48.5240	74.9590	112.2032	167.4732	264.9125	621.1485	1036.7785	2061.7206

Tableau 4.12. Valeurs de la pente de chargement  $\alpha$  l'argile raide en kN/m

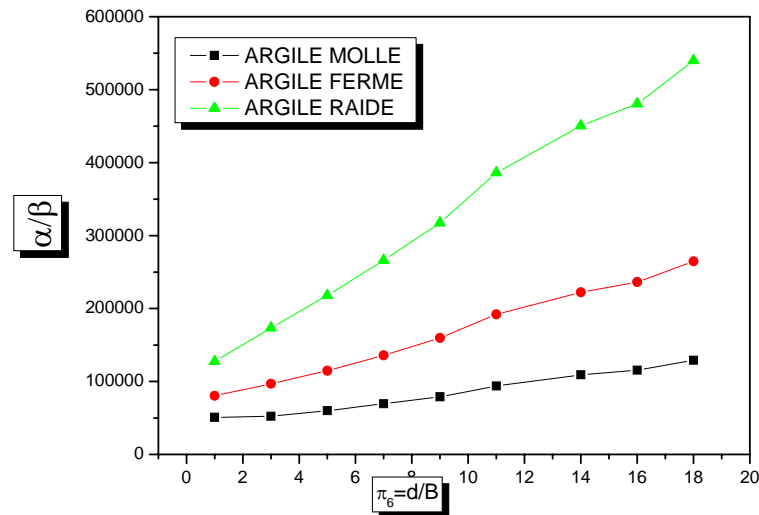


Figure 4.19 : Variation de la pente initiale  $\alpha$  en fonction de rapport  $d/B$ .

D'après de ce graphe, on conclut que la pente de la courbe de chargement augmente de manière sensible. Car le déplacement en tête du mur diminue quand la distance  $d$  augmente.

A partir le graphe ci-dessus nous avons ajusté la valeur de la pente  $\alpha$  par une formule analytique suivante :

$$\alpha = a + b(d/B) \quad (4.16)$$

Les coefficients de  $a$  et  $b$  sont donnés par le tableau 4.13

Tableau 4.13 Valeurs de  $a$  et  $b$

	A	b	R(%)
Argile molle	40520,46	9081,14	99,36
Argile ferme	67429,13	20597	99,69
Argile raide	108721,84	45533,55	99,69

#### 4.6.3. Détermination des abaques :

On a rassemblé les différents résultats trouvés sous forme d'abaques pour faciliter à l'ingénieur l'estimation de la valeur de la pente de la courbe de chargement pour les différents types du sol, et qui permet d'estimer la valeur du déplacement du mur implanté à proximité d'un ouvrage.



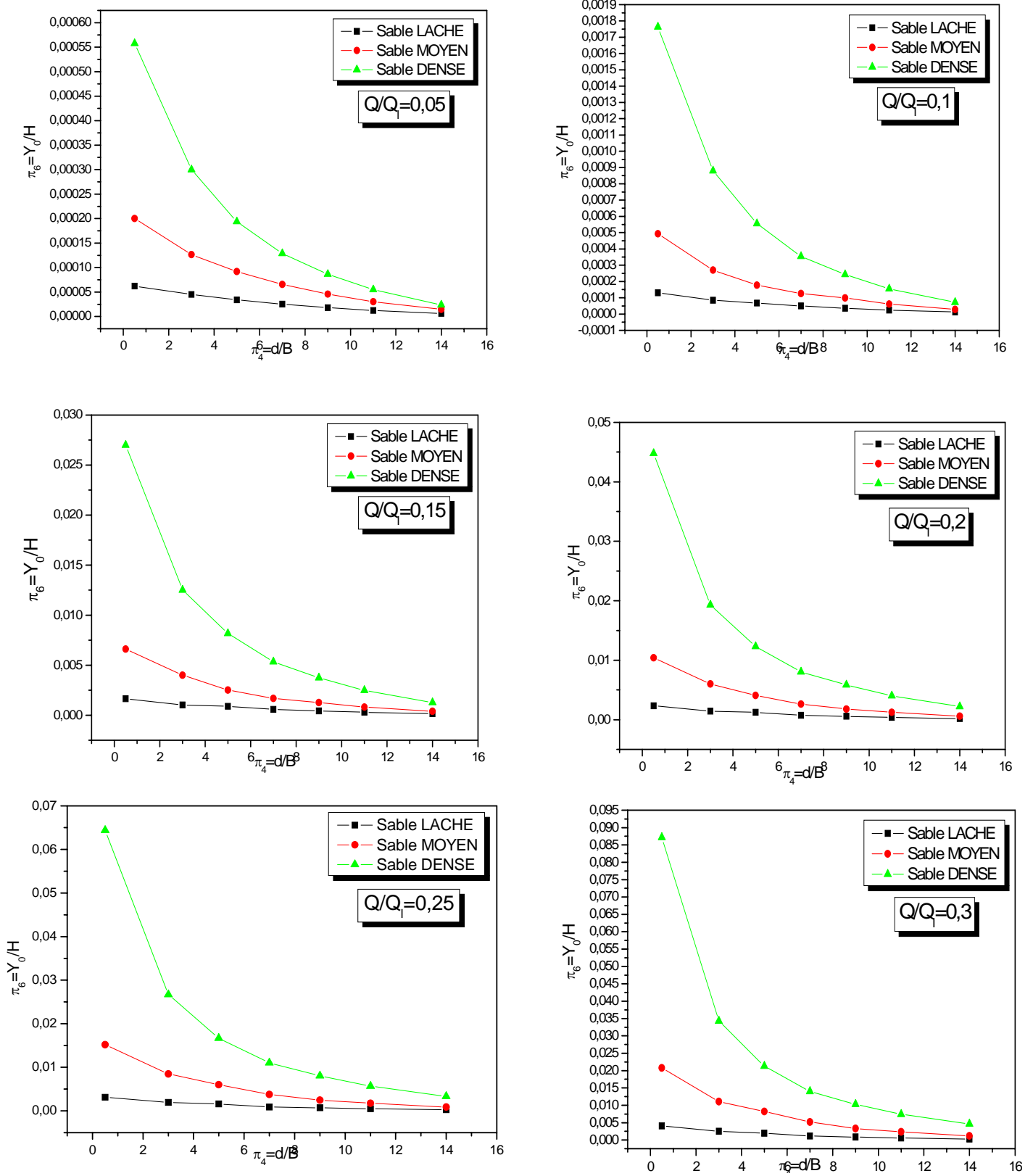


Figure 4.20 Abaqués représente la variation de  $Q/Q_1$  pour le cas du sable

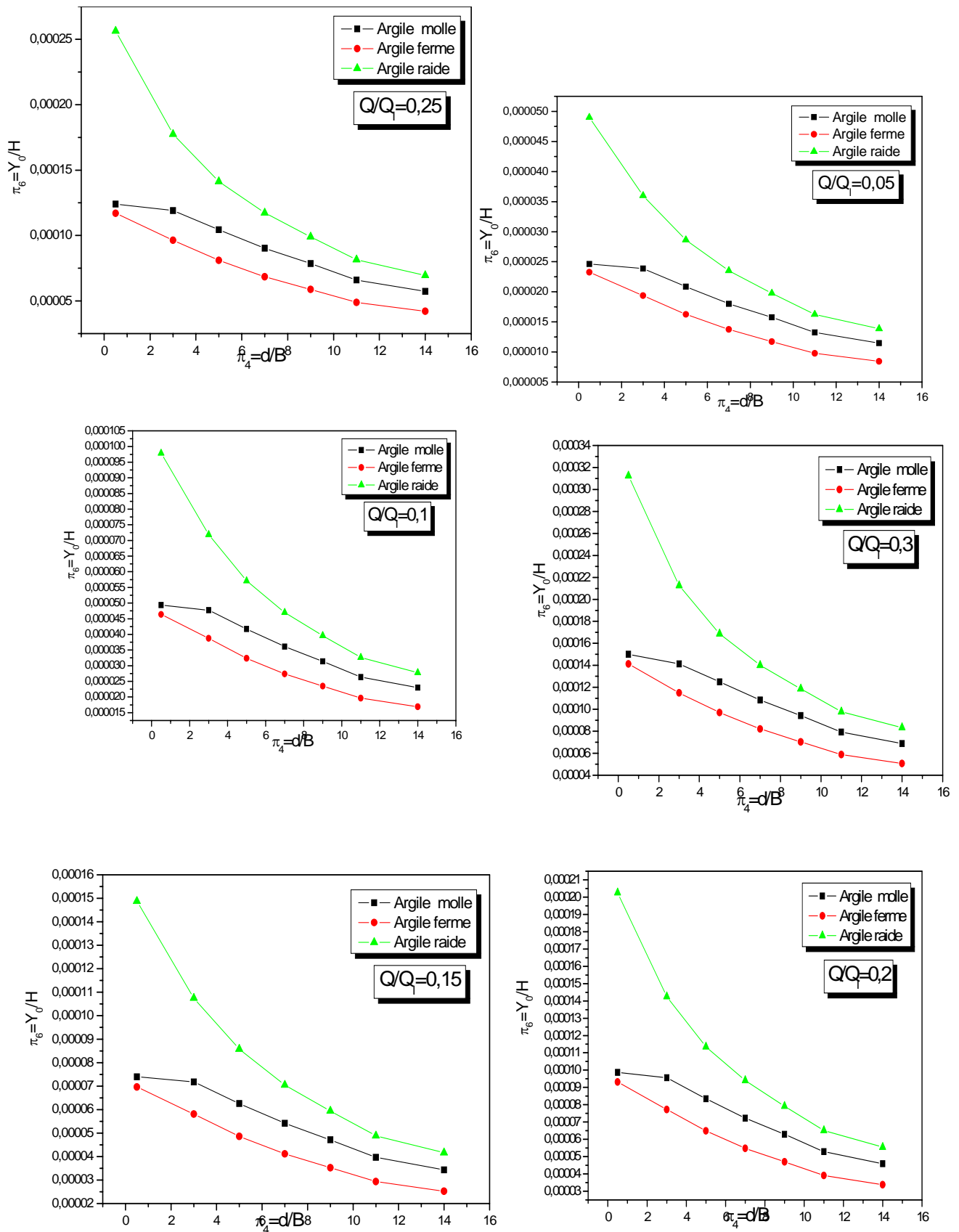


Figure 4.21 Abaques représente la variation de  $Q/Q_1$  pour le cas du sol cohérent

#### 4.6.4. Application:

#### 4.6.4. Application:

Considérons un mur implanté dans une argile raide qui est à coté d'un ouvrage la distance qui sépare le mur est  $d=5B$ , ce mur reçoit une charge de l'ouvrage  $Q=0.3QL$

On cherche à estimer le déplacement en tête du mur.

Le facteur recherché  $y_0$ :

Par l'interpolation à partir de l'abaque on trouve la distance limite  $y_0/H= 0.00017$

Donc  $Y_0 = 0.028\text{mm}$ .

#### 4.7. Conclusion :

Ce chapitre étudie le comportement d'un mur de soutènement implanté à proximité d'un ouvrage. Une étude paramétrique par la méthode des éléments finis a été menée à l'aide du logiciel CRISP.

Le maillage du modèle est dimensionné en augmentant ses dimensions jusqu'à stabilisation des déplacements du mur. Un maillage irrégulier est utilisé, en serrant les éléments dans les zones de contact mur/sol, afin d'aboutir une meilleure précision de calcul des contraintes et des déformations dans l'élément, et avoir un nombre maximum des points a interprété.

Le comportement du sol est décrit par une loi élasto-plastique parfait avec critère de rupture de Drucker Prager.

En variant la distance entre le mur et la fondation de l'ouvrage, une distance limite a été mise en évidence au delà la quelle le mur est stable. On remarque que les déplacements à la tête du mur diminuent avec l'augmentation de la distance  $d$ , dans notre cas la valeur limite enveloppe de la distance relative est de  $14B$  pour tous types du sol.

On a abouti à proposer des formules pour la détermination de la distance limite en fonction de l'élancement  $H/B$ .

Pour trouver cette distance limite, des abaques ont été proposés d'après notre étude, ce qui facilite à l'ingénieur de déterminer la distance convenable entre le mur de soutènement et l'ouvrage avant son implantation.

## **CHAPITRE 5**

### **COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLE**

#### 5.1. Introduction :

Dans ce chapitre on étudiera le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement vertical dans le sol de GIBSON. Le loi de comportement non linéaire utilisé est celle de l'élastoplasticité parfaite suivant le critère de rupture de Drucker Prager. On décrit dans ce chapitre modèle axisymétrique pieu/sol, ainsi que les éléments d'interface, et les conditions aux limites qui devront être adéquates pour la modélisation de notre problème.

On étudiera par la suite l'effet de la compressibilité relative pieu/sol et l'effet de l'élançement du pieu sur le tassement du pieu isolé soumis au chargement vertical dans un sol le Gibson.

Enfin, on interprète la courbe de chargement ( $Q-v_0$ ) pour déduire la pente initiale  $\alpha$  de cette courbe, ainsi que la capacité portante du pieu. A la fin, une formulation de la pente  $\alpha$  est proposée, en fonction de la compressibilité et de l'élançement, suite à l'ajustement des résultats numérique obtenus.

#### 5.2. Définition du modèle axisymétrique pieu/sol :

Une modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus du comportement réel d'un problème physique, en tenant compte le plus correctement possible de toutes les propriétés mécaniques et géométriques du système à étudier.

Dans ce chapitre, on modélise l'ensemble pieu/sol dans le but de la recherche du comportement d'un pieu isolé dans un massif de sol de GIBSON soumis a des charges verticales.

La disponibilité du logiciel SAGE CRISP 5.2b nous a permis de bien modéliser le problème.

### 5.2.1. Présentation du modèle :

#### 5.2.1.1. Modélisation du matériaux constituant le pieu

Les pieux utilisés en génie civil sont généralement fabriqués en bois, en béton, ou en métal. Les caractéristiques élastiques de ces matériaux sont donc en général beaucoup plus élevées que celles des sols ou des roches meubles.

Le pieu peut être en premier lieu considéré comme rigide par rapport du sol. On a introduit les éléments d'interface entre le pieu et le sol, pour éviter tous genre de collage ente le sol et le pieu, et autoriser un éventuel glissement relatif pieu/sol.

#### 5.2.1.2. Choix du modèle axisymétrique pieu/sol :

Le comportement d'un pieux isolé chargé verticalement peut être modélisé par un système axisymétrique dont l'axe de symétrie est celui du pieu (voir figure 5.1). Cela traduit le fait que les points diamétralement opposés, admettent les mêmes états de contraintes et de déformations.

Donc, en tenant compte de la symétrie axiale du problème, il suffit d'étudier un demi-plan contenant le pieu et le massif du sol. Le schématise la figure5.2. Les éléments utilisés sont triangulaires à 6 nœuds comme monte la figure 5.2

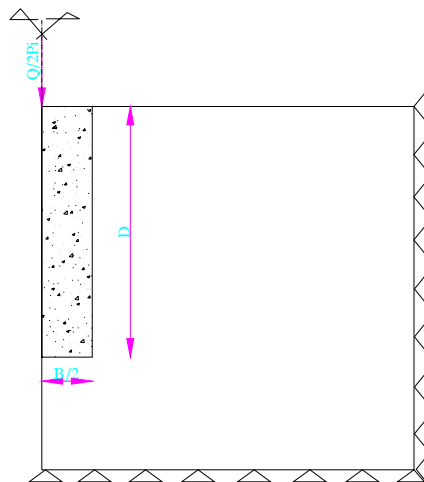


Figure 5.1. schéma d'un demi plan du modèle

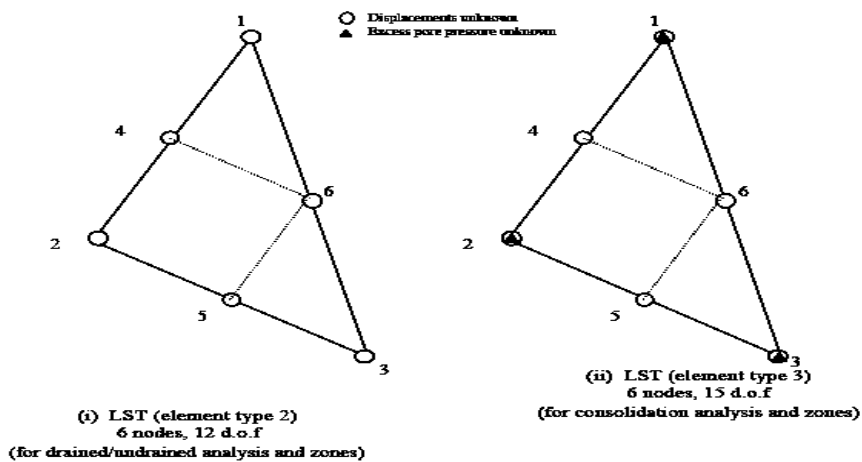


Figure 5.2 Représentation d'un élément finis à six nœuds

Le nombre des éléments LST ainsi que le nombre des nœuds pour différents maillages est fonction de l'élancement  $D/B$ .

- $D/B = 50$  le maillage contient 1880 éléments et 1060 nœuds.
- $D/B = 20$  le maillage contient 1680 éléments et 927 nœuds.
- $D/B = 10$  le maillage contient 1828 éléments et 968 nœuds.
- $D/B = 5$  le maillage contient 1882 éléments et 999 nœuds.

### 5.2.1.3. Caractéristiques des matériaux :

#### 5.2.1.3.1. Le sol :

Deux sols de nature différente ont été simulés

- Sol pulvérulent
- Sol cohérent

- *SOL PULVERULENT* :

Tableau 5.1 Données géotechniques introduites dans la modélisation

caractéristique	Les types	Angle de frottement $\phi$	La pente $\beta_E$ de module de Young (kPa)
C=0 kPa $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ analyse drainée	Sable lâche	30	1250
	Sable moyen	35	2500
	Sable dense	40	12500

- *SOL COHERENT* :

Tableau 5.2 Données géotechniques introduites dans la modélisation

caractéristique	Les types	$C_u$ (kPa)	La pente de la cohésion $\lambda_c$ (kPa)
$\phi = 1^\circ$ , $\nu = 0,495$ $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ analyse non drainée	Argile molle	50	12,5
	Argile ferme	100	25
	Argile raide	200	50

#### 5.2.1.3.2. Le béton:

Tableau 5.3 Propriétés du matériau béton introduites dans la modélisation

Poids volumique Module de Young Coefficient de poisson	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ $E = 4 \times 10^7 \text{ Mpa}$ $\nu_{sol} = 0.2$
--	--

### 5.2.1.3.3. Elément d'interface :

Tableau 5.4 propriétés des éléments d'interface introduite dans la modélisation

Rigidité axiale	10000 kN/m <sup>2</sup>
Rigidité tangentielle	1000 kN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement interne	$2/3\phi$
Cohésion	$2/3C$
Rigidité tangentielle résiduelle	100 kN/m <sup>2</sup>
Epaisseur	0.001 m

### 5.2.1.4. Dimensionnement du maillage :

Le modèle utilisé présente une symétrie par rapport à l'axe du chargement, uniquement un demi-plan du modèle a été étudié et calculé comme illustré la figure 5.3.

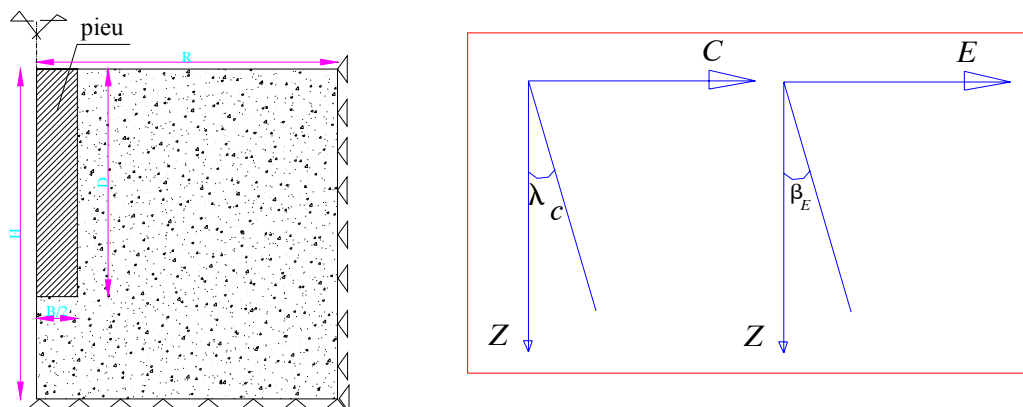


Figure 5.3 : Variation du module de Young et la cohésion en fonction de la profondeur

En augmentant les limites horizontale et verticale du maillage, on cherche des valeurs limites, au-delà desquelles les déplacements du pieu se stabilisent, et ne varient plus avec les dimensions du maillage.

En présente, en la figure 5.4 la stabilisation du déplacement de la tête du pieu en fonction de la dimension verticale H du maillage. Les dimensions retenues sont  $H=3D$ , et  $R=2.5D$ .



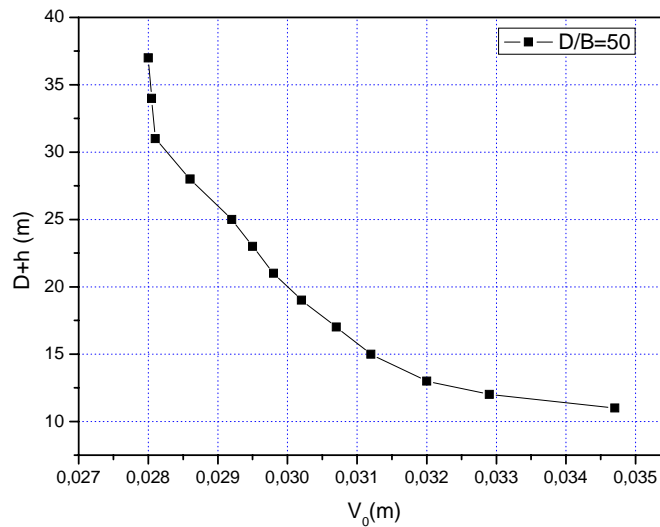


Figure 5.4 courbe de stabilisation des tassements en tête du pieu

Comme tous calcul par élément finis, des conditions en déplacements ou on contraintes doivent être imposée aux frontières du maillage comme suit :

- Les nœuds de la limite radiale et de la limite inférieure sont privés de tout déplacement et tout rotation dans les trois directions(X,Y,Z).
- Pour les nœuds appartenant au pieu et même ceux qui sont situés-au-dessous de la pointe, seul le déplacement verticale selon l'axe de chargement est permis.
- Le reste des nœuds sont libre de se déplacer dans leur plan et la rotation autour de l'axe perpendiculaire à l'axe du chargement est permise.
- On a introduit les éléments d'interface entre le sol et le pieu.

Par ailleurs, on s'intéresse surtout aux comportement de la pointe, de la tête et de l'interface sol/pieu, Il serait adéquat de serrer le maillage dans ces zones pour avoir plus des nœuds et plus d'élément et donc avoir des résultats plus précis. Le maillage du modèle est grossier en dehors de ces zones. Comme schématise la figure suivante :

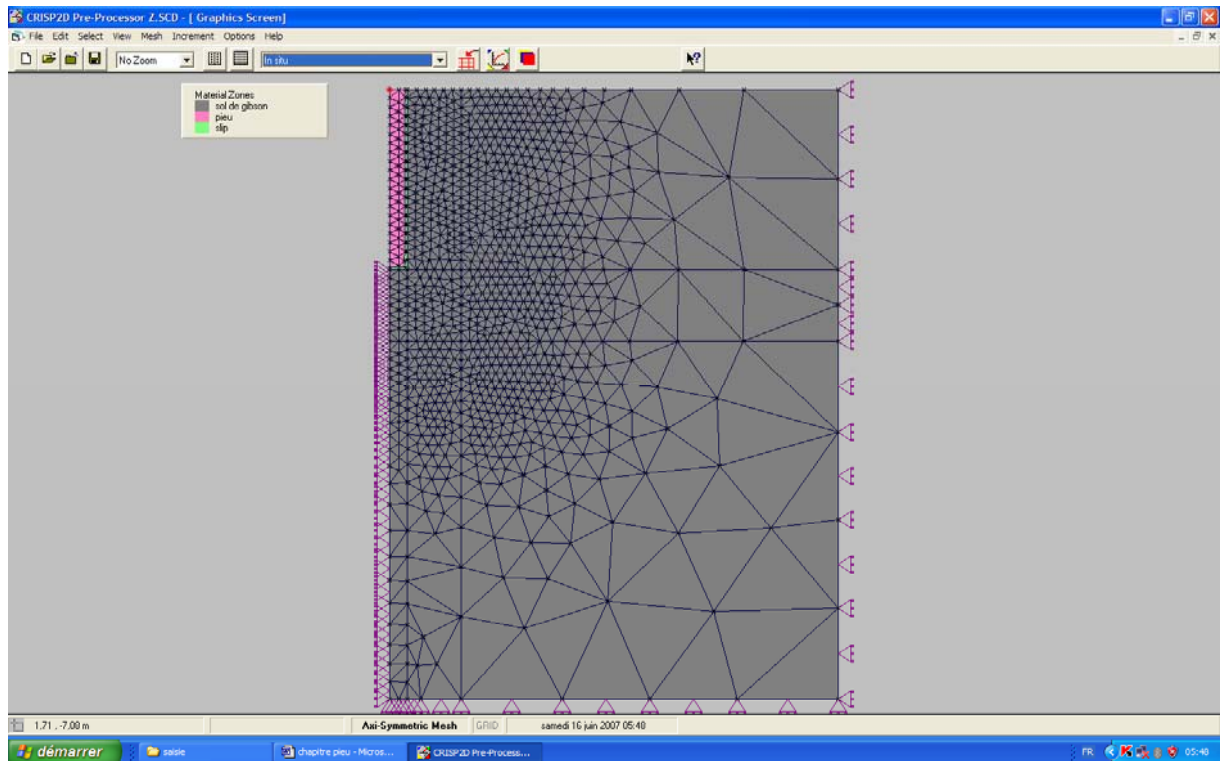


Figure 5.5 le maillage du modèle par élément finis

### 5.3. Etude paramétrique du tassement d'un pieu :

La détermination du tassement du pieu sous la charge de service dépend de plusieurs facteurs, certains sont difficiles à déterminer pour les besoins de calculs, en particulier :

- Le mode de mise en place du pieu: L'évolution de charge dans le pieu est très différente selon qu'on a un pieu moulé en place ou un pieu battu.
- Le mode de travail du pieu (en pointe ou flottant).

Une étude paramétrique du tassement est menée pour préciser les effets des paramètres clés régissant le tassement du pieu.

#### 5.3.1. Analyse dimensionnelle – Théorème des $\pi$ :

Cette analyse a pour but de cerner tous les paramètres clés du problème étudié. Tels que les propriétés physiques et géométriques de la fondation, les caractéristiques géotechniques du sol. Elle permet aussi de réduire leur nombre des variables en créant de nouvelles fonctions adimensionnelles appelées "termes en  $\pi$ " entre ces mêmes paramètres. Le résultat d'étude est beaucoup plus général, quelle que soit la valeur que puisse prendre un terme en  $\pi$ . Les termes en  $\pi$  sont déterminés, dans notre cas, par le

théorème de Buckingham dans le sol de GIBSON, le module de Young  $E$  et la cohésion  $C$  varient avec la profondeur, et s'écrivant de la manière suivante :

$$C = \lambda_C Z \quad (5.1)$$

$$E_s = \beta_E Z \quad (5.2)$$

La relation générale décrivant le comportement d'un pieu petits déplacements est de la forme suivantes :  $f(\varphi, \lambda_C, \beta_E, \nu_s, \nu_b, \gamma, B, D, v_0, Q, E_b) = 0$  (5.3)

La relation additionnelle est donc de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0$$

Avec  $n$  : est le nombre de quantités physiques, soit  $n=11$ . (5.4)

Et  $k$  : est le nombre d'unité fondamentales, soit  $k=3$  (5.5)

Les termes en  $\pi$  sont donc sans dimension, comme suit :

$$\pi_1 = \frac{D}{B} : \text{l'élanement relative du pieu} \quad (5.6)$$

$$\pi_2 = \nu_s : \text{coefficient de poisson pour le sol} \quad (5.7)$$

$$\pi_3 = \nu_b : \text{coefficient de poisson pour le sol} \quad (5.8)$$

$$\pi_4 = \varphi : \text{angle de frottement} \quad (5.9)$$

$$\pi_5 = \frac{E_p}{\beta_E D} : \text{la compressibilité relative du sol/pieu} \quad (5.10)$$

$$\pi_6 = \frac{Q}{\gamma B^2 D} : \text{la surcharge adimensionnelle appliquée} \quad (5.11)$$

$$\pi_7 = \frac{v_0}{B} : \text{le tassement relative du pieu} \quad (5.12)$$

$$\pi_8 = \frac{\lambda_C}{\gamma B^3} : \text{la pente adimensionnelle du profile de cohésion..} \quad (5.13)$$

### 5.3.2. Définition des paramètres de l'étude :

#### 5.3.2.1. L'élanement du pieu :

On doit étudier le comportement du pieu en fonction de son élanement, défini par le rapport de la fiche  $D$ , sur le diamètre  $B$ . Dans cette étude, on a pris quatre valeurs de  $D/B$  à savoir 5, 10, 20, 50.

#### 5.3.2.2. La compressibilité pieu/sol :

Ce terme est défini comme étant le rapport du module de déformation du pieu à celui du sol à la base du pieu. Pour décrire l'influence de ce paramètre, plusieurs valeurs qui ont été prises et qui sont :

$K=100, 300, 500, 5000, 10000, 50000, 10^5, 10^7$ . Ces valeurs sont obtenues en fixant les caractéristiques du sol étudié, et en variant le module de Young  $E_b$  du pieu.

#### 5.3.2.3. Coefficient de Poisson $\nu_s$ :

Pour analyser le comportement du pieu, on a pris deux valeurs du coefficient  $\nu$  celui à court terme c'est pour les argiles, égal à 0.495, et celui à long terme pour les sols pulvérulent égal à 0.33.

#### 5.4. Présentation des résultats :

##### 5.4.1. L'effet de la compressibilité :

D'après les graphes ci-après, ainsi que ceux présentés dans l'annexe, on constate qu'à partir d'une certaine valeur de la compressibilité, le tassement se stabilise, quelque soit l'élanement ( $D/B$ ) du pieu, ce qui implique que pour réduire le déplacement vertical d'un pieu il suffit d'augmenter le diamètre de pieu et lui donner une valeur de compressibilité convenable.

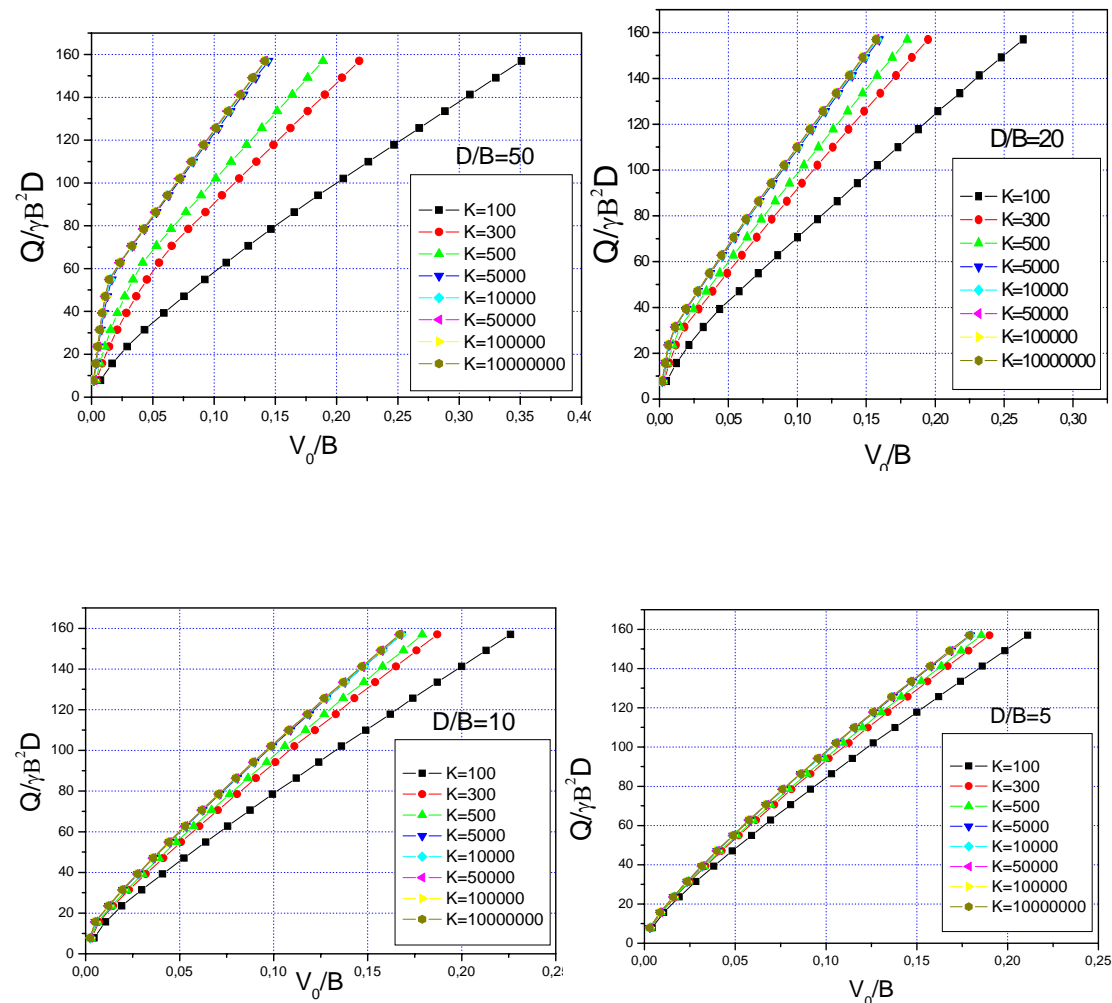


Figure 5.6 Exemples de courbes de chargement selon les différents cas de  $D/B$  et pour différentes compressibilités. (sable lâche)

#### 5.5. Etude paramétrique :

L'étude paramétrique menée a pour objectif de déterminer la réponse du modèle, en faisant varier les différents paramètres. Le paramètre recherché dans notre cas est la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement, afin d'aboutir à des formules qui servent à

calculer le tassement pour une charge donnée en fonction de la compressibilité  $k$  et l'élanement relative  $D/B$ .

#### 5.5.1. Estimation de la pente $\alpha$ :

La méthode retenue pour la détermination de la pente initiale ( $\alpha$ ) est celle des différences divisées de newton. Elle consiste à calculer la pente entre deux points proches au voisinage de l'origine par la formule si dessous :

$$\alpha = \frac{V_2 \frac{Q_1}{V_1} - V_1 \frac{Q_2}{V_2}}{V_2 - V_1} \quad (5.14)$$

$V_1$ ,  $V_2$ ,  $Q_1$  et  $Q_2$  sont schématisés à la figure 5.7

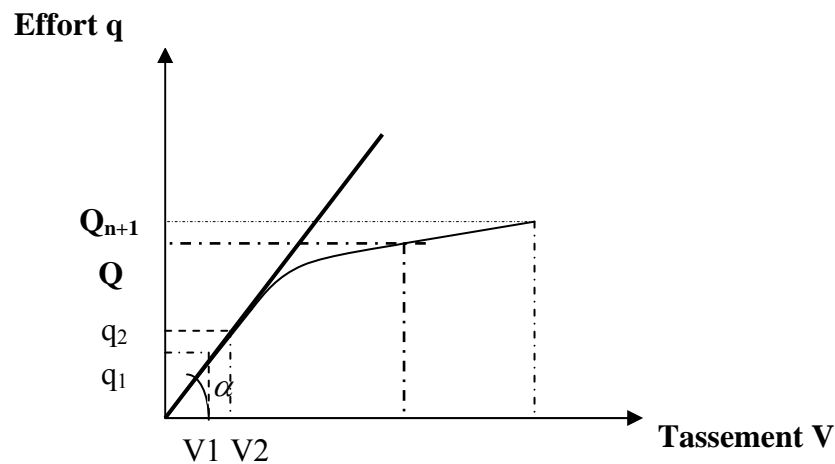


Figure 5.7.Représentation de la courbe (q-s)

Les résultats du calculs de la pente  $\alpha$  par la méthodes des moindres carré pour tous types du sol sont résumés dans les tableaux suivant.

Tableau 5.5. Valeur de  $\alpha$  dans le cas du sable lâche (kN/m)

K D/B	100	300	500	5000	10000	50000	100000	1000000
50	1205.6	1904.24	2336	4209	4485.71	4686.40	4714.54	4801.04
20	1659.10	2483.40	2831.42	3738.1	3866.63	3886.14	3944.33	3944.33
10	1944.68	2655.63	2885.30	3331.25	3350.04	3373.75	3373.75	3393.13
5	2107.23	2641.19	2796.74	3044.07	3068.02	3068.02	3066.44	3066.44

Tableau 5.6. Valeur de  $\alpha$  dans le cas du sable moyen (kN/m)

K \ D/B	100	300	500	5000	10000	50000	100000	10000000
50	1778.81	2735.05	3347.49	5164.47	5340.13	5547.43	5528.17	5586.91
20	2557.17	3620.36	4036.78	4936.35	4968.35	5032.05	5032.05	5032.05
10	3099.27	4018.88	4318.73	4800.88	4821.68	4851.03	4851.03	4842.55
5	3497.03	4207.37	4372.04	4690.66	4685.01	4717.97	4717.97	4717.97

Tableau 5.7. Valeur de  $\alpha$  dans le cas du sable dense (kN/m)

K \ D/B	100	300	500	5000	10000	50000	100000	10000000
50	3676.73	4983.92	5451.38	6304.82	6254.57	6304.81	6407.74	6407.74
20	5075.21	5935.84	6175.38	6487.6	6487.6	6541.66	6541.66	6541.66
10	6190.05	6952.58	7081.68	7391.52	7391.52	7375.80	7375.8	7375.8
5	7435.18	8127.8	8278.61	8423.92	8435.11	8435.11	8435.11	8435.11

Tableau 5.8. Valeur de  $\alpha$  dans le cas du argile molle (kN/m)

K \ D/B	100	300	500	5000	10000	50000	100000	10000000
50	602.04	947.96	115.41	2098.93	2211.19	2336.31	2350.30	2364.46
20	824.64	1283.98	1401.71	1842.55	1914.45	1952.55	1943.07	1943.07
10	978.35	1336.62	1458.62	1679.75	1689.32	1698.88	1696.34	1708.74
5	1076.35	1353.34	1431.34	1569.02	1577.37	1583.45	1583.45	1583.45

Tableau 5.9. Valeur de  $\alpha$  dans le cas du argile ferme (kN/m)

K \ D/B	100	300	500	5000	10000	50000	100000	10000000
50	883.87	1379.46	1663.13	2565.36	2652.02	2716.13	2744.75	2773.71
20	1280.16	1815.88	2016.42	2437.88	2468.55	2500	2500	2500
10	1563.27	2034.09	2171.03	2419.05	2429.689	2440.36	2440.36	2440.36
5	1775.86	2137.77	2258.15	2393.19	2419.10	2419.10	2419.10	2419.10

Tableau 5.10. Valeur de  $\alpha$  dans le cas du argile raide (kN/m)

K \ D/B	100	300	500	5000	10000	50000	100000	10000000
50	1227.63	1877.99	2180.55	288.03	2962.09	2950.44	2996.18	2996.18
20	1814.98	2382.34	2575.86	2886.03	2907.40	2929.10	2929.10	2929.10
10	2248.80	2731.63	2874.22	3073.65	3097.42	3098.42	3098.42	3098.42
5	2637.87	3038.19	3147.97	3298.03	3316.1	3316.1	3316.1	3316.1

5.5.2. Effet de la compressibilité :

On a fait varier la compressibilité du pieu de manière graduelle, en variant le module de Young du sol de telle façon atteint les valeurs de la compressibilité K=100, 300, 500, 5000, 10000, 50000,  $10^5$ ,  $10^7$ .

On constate qu'à partir d'une certaine valeur la compressibilité les valeurs de la pente  $\alpha$  soient égales de manière générale.

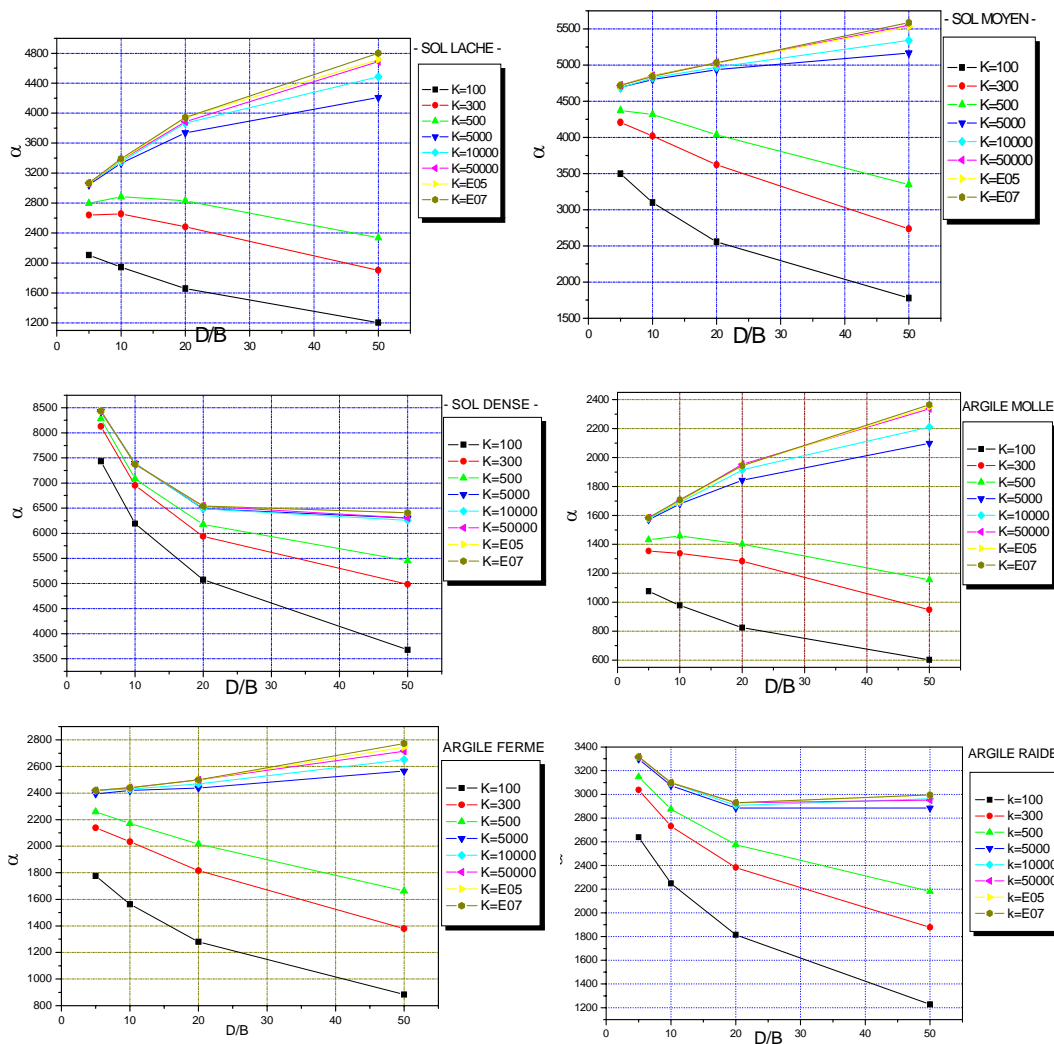


Figure 5.8 Courbes de l'effet de la compressibilité sur la pente  $\alpha$  selon les différentes valeurs de D/B



### 5.5.3. Interprétation des courbes :

D'après les graphes qui sont présentés au-dessus, on constate qu'à partir d'une certaine valeur de la compressibilité, la pente initiale  $\alpha$  est constante et ne varie plus à partir de  $k \geq 5000$ , quelque soit l'élanement du pieu.

### 5.6. Formulation de la pente $\alpha$ :

Pour faire sortir les formules avec lesquelles on peut calculer les valeurs de la pente  $\alpha$ , on fait un ajustement hyperbolique des valeurs de  $\alpha$  qui sont données par les graphes suivants.

Les résultats de l'ajustement sont donnés par les tableaux 5.11 et 5.12 et le reste est présenté dans l'annexe 2.

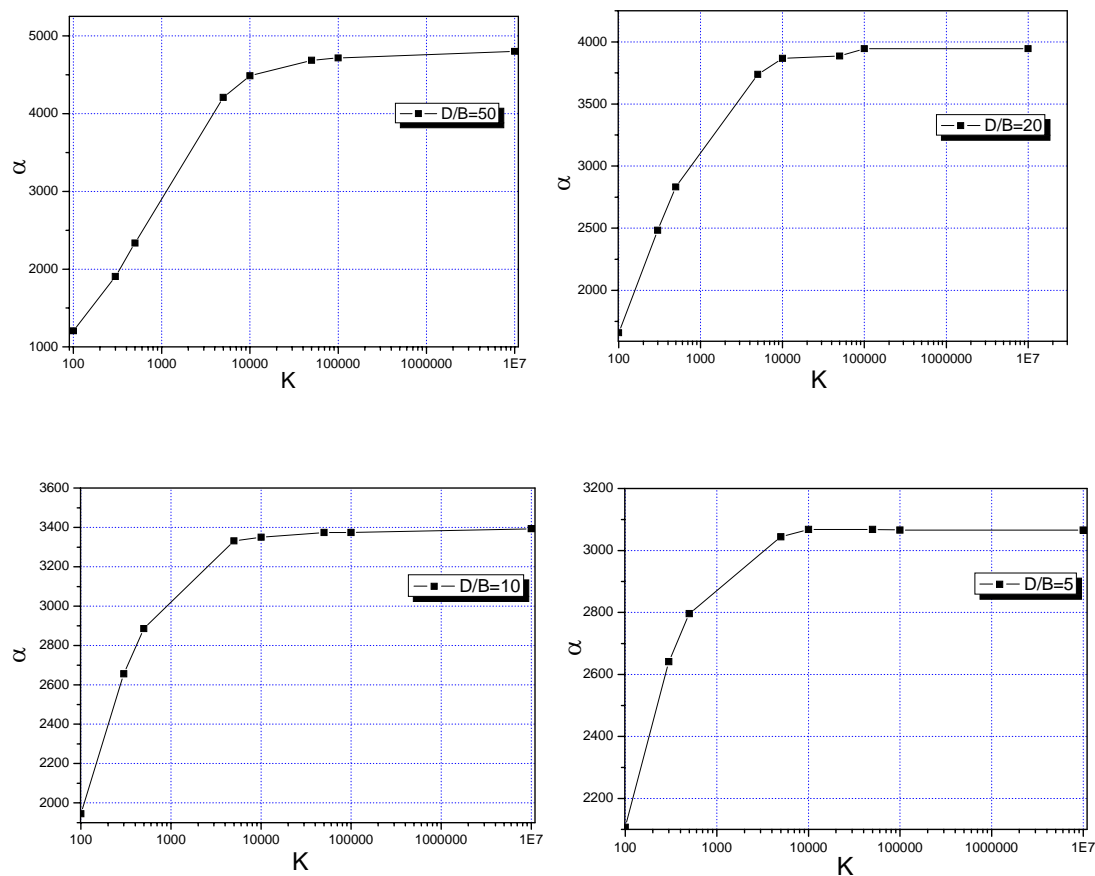


Figure 5.9. Variation de  $\alpha$  en fonction de  $K$  (sol lâche)

Pour une courbe donnée, l'équation de la forme hyperbolique s'écrit par la formule suivante:

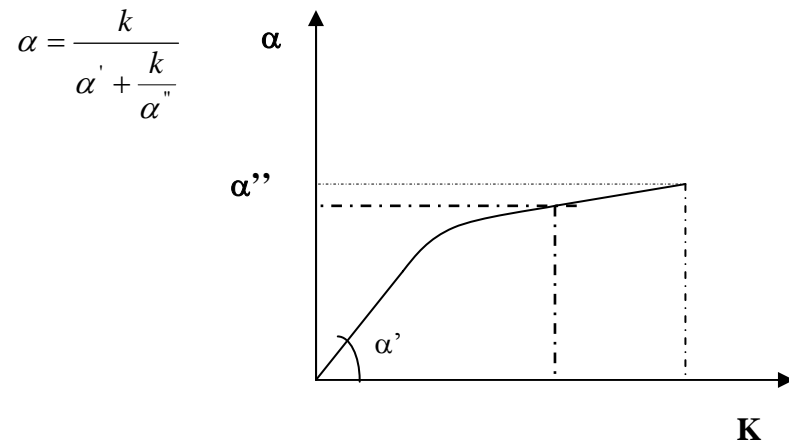


Figure 5.10 courbe de  $\alpha=f(K)$

Tableau 5.11. Valeurs du  $\alpha'$  et  $\alpha''$  des courbes de chargement (sables)

	Sable lâche			Sable moyen			Sable dense		
	$\alpha'$	$\alpha''$	R(%)	$\alpha'$	$\alpha''$	R(%)	$\alpha'$	$\alpha''$	R(%)
(D/B)=50	5.847	4801.43	100	12.4	5587.16	100	32.19	6407.87	100
(D/B)=20	15.86	3944.43	100	62.36	5032.09	100	212.77	6541.68	100
(D/B)=10	17.88	3393.19	100	85.11	4842.55	100	1923.9	7375.80	100
(D/B)=5	143.82	3066.45	100	156.31	4717.98	100	8435.1	8435.12	100

Tableau 5.12. Valeurs du  $\alpha'$  et  $\alpha''$  des courbes de chargement (argiles)

	Argile molle			Argile ferme			Argile raide		
	$\alpha'$	$\alpha''$	R(%)	$\alpha'$	$\alpha''$	R(%)	$\alpha'$	$\alpha''$	R(%)
(D/B)=50	4.35	236.59	100	5.06	2773.86	100	13.15	2996.25	100
(D/B)=20	20.41	1943.09	100	29.85	2500.02	100	58.61	3029.11	100
(D/B)=10	28.16	1703.77	100	63.85	2440.37	100	134.73	3098.43	100
(D/B)=5	46.83	1583.46	100	102.32	3316.11	100	213.26	3316.11	100

On a relié les valeurs de  $\alpha'$  à celles de D/B, à partir d'un ajustement logarithmiques sous la forme:

$$\text{Log}_{10} \alpha' = a + b \cdot \log_{10}(D/B) \Rightarrow \alpha' = 10^a \cdot (D/B)^b \quad (5.15)$$

$\alpha'' = a_1 + b_1 (D/B)$  pour les sols meubles. (Sable lâche, sable moyen, argile molle, argile ferme)

$$\alpha'' = a_1 + b_1 \cdot \log(D/B) \text{ Pour les compacts (sable dense, argile raide)}. \quad (5.16)$$

Donc la formule de la pente  $\alpha$  s'écrit finalement sous la forme suivante:

$$\alpha = \frac{K}{\left(\frac{D}{B}\right)^b + \frac{K}{10^a + a_1 + b_1 \left(\frac{D}{B}\right)}} \quad \text{Pour les sols meubles.} \quad (5.17)$$

$$\alpha = \frac{K}{\left(\frac{D}{B}\right)^b + \frac{K}{10^a + a_1 + b_1 \log\left(\frac{D}{B}\right)}} \quad \text{Pour les sols compacts} \quad (5.18)$$

Pour D/B = 5, 10, 20, 50.

1- pour  $\alpha'$  :

Tableau 5.13. Valeurs de l'ajustement a et b

	Sol lâche	Sol moyen	Sol dense	Argile molle	Argile ferme	Argile raide
a	2.82	3	5.67	2.44	3	3.27
b	1.26	1.06	2.47	1	1.30	1.22
R (%)	92.37	96.84	99.63	96.15	97.42	98.36

2- pour  $\alpha''$  :

Tableau 5.14. Valeurs de l'ajustement  $a_1$  et  $b_1$

	Sol lâche	Sol moyen	Sol dense	Argile molle	Argile ferme	Argile raide
$a_1$	3014.88	4640.52	4	1540.83	2361.44	3.54
$b_1$	37	19.03	-0.12	16.90	8.08	0.04
R (%)	98.31	99.93	94	99.10	99.44	90.42

### 5.6.1 La validation de la formule:

Pour valider la formule de la pente,  $\alpha$  obtenue par l'ajustement hyperbolique des résultats de calcul par la méthode des éléments finis, on a calculé par cette formule et comparé les résultats à ceux obtenus par éléments finis, les résultats de comparaison sont résumés dans les tableaux suivants.

Tableau 5.15. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$  dans un sable lâche (kN/m)

D/B		100	300	500	5000	10000	50000	E05	E07
50	$\alpha^C$	1205.6	1904.24	2336	4209	4485.71	4686.40	4714.54	4801.04
	$\alpha^F$	435.12	1107.28	1602.93	4041.89	4415.37	4767.80	4815.85	4864.38
20	$\alpha^C$	1659.10	2483.40	2831.42	3738.1	3866.63	3886.14	3944.33	3944.33
	$\alpha^F$	1079.97	2056.78	2511.01	3577.65	3664.12	3736.37	3745.60	3754.79
10	$\alpha^C$	1944.68	2655.63	2885.30	3331.25	3350.04	3373.75	3373.75	3393.13
	$\alpha^F$	1751.76	2582.38	2852.94	3322.92	3353.61	3378.58	3381.73	3384.84
5	$\alpha^C$	2107.23	2641.19	2796.74	3044.07	3068.02	3068.02	3066.44	3066.44
	$\alpha^F$	2339.11	2850.25	2980.52	3176.50	3188.15	3197.53	3198.70	3199.87

$\alpha^C$ : la pente donné par CRISP ;  $\alpha^F$ : la pente donné par formule

Tableau 5.16. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$  dans un sable moyen (kN/m)

D/B		100	300	500	5000	10000	50000	E05	E07
50	$\alpha^C$	1778.81	2735.05	3347.49	5164.47	5340.13	5547.43	5528.17	5586.91
	$\alpha^F$	1210.89	2534.88	3244.35	5214.67	5396.76	5551.8	5571.86	5591.82
20	$\alpha^C$	2557.17	3620.36	4036.78	4936.35	4968.35	5032.05	5032.05	5032.05
	$\alpha^F$	2251.66	3561.11	4029.81	4900.57	4960.11	5008.79	5014.95	5021.05
10	$\alpha^C$	3099.27	4018.88	4318.73	4800.88	4821.68	4851.03	4851.03	4842.55
	$\alpha^F$	3081.72	062.27	4338.35	4776.60	4803.56	4825.34	4828.08	4830.79
5	$\alpha^C$	3497.03	4207.37	4372.04	4690.66	4685.01	4717.97	4717.97	4717.97
	$\alpha^F$	3738.1	4348.82	4495.72	4710.53	4723.06	4733.14	4734.41	4735.66

Tableau 5.17. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$  dans un sable dense (kN/m)

D/B		100	300	500	5000	10000	50000	E05	E07
50	$\alpha^C$	3676.73	4983.92	5451.38	6304.82	6254.57	6304.81	6407.74	6407.74
	$\alpha^F$	2281	4665.43	5898.64	9171.42	9463.11	9710.17	9741.97	9773.65
20	$\alpha^C$	5075.21	5935.84	6175.38	6487.6	6487.6	6541.66	6541.66	6541.66
	$\alpha^F$	7284.80	8774.48	9148.64	9707.47	9740.52	9767.13	9770.47	9773.77
10	$\alpha^C$	6190.05	6952.58	7081.68	7391.52	7391.52	7375.80	7375.8	7375.8
	$\alpha^F$	9205.97	9576.83	9654.61	9761.65	9767.67	9772.48	9773.08	9773.68
5	$\alpha^C$	7435.18	8127.8	8278.61	8423.92	8435.11	8435.11	8435.11	8435.11
	$\alpha^F$	9665.99	9737.46	9751.87	9771.41	9772.49	9773.36	9773.47	9773.58

Tableau 5.18. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$  dans une argile molle (kN/m)

D/B		100	300	500	5000	10000	50000	E05	E07
50	$\alpha^C$	602.04	947.96	115.41	2098.93	2211.19	2336.31	2350.30	2364.46
	$\alpha^F$	447.52	976.30	1278.41	2195.63	2286.78	2365.34	2375.54	2385.72
20	$\alpha^C$	824.64	1283.98	1401.71	1842.55	1914.45	1952.55	1943.07	1943.07
	$\alpha^F$	794.65	1291.49	1476.06	1828.92	1853.54	1873.72	1853.54	1878.57
10	$\alpha^C$	978.35	1336.62	1458.62	1679.75	1689.32	1698.88	1696.34	1708.74
	$\alpha^F$	1054.92	1416.67	1520.98	1688.86	1699.28	1707.70	1708.77	1709.82
5	$\alpha^C$	1076.35	1353.34	1431.34	1569.02	1577.37	1583.45	1583.45	1583.45
	$\alpha^F$	1255.02	1479.78	1534.76	1615.79	1602.55	1624.37	1624.85	1625.32

Tableau 5.19. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$  dans une argile ferme (kN/m)

D/B		100	300	500	5000	10000	50000	E05	E07
50	$\alpha^C$	883.87	1379.46	1663.13	2565.36	2652.02	2716.13	2744.75	2773.71
	$\alpha^F$	527.80	114597	1496.52	2549.28	2652.96	2742.18	2753.76	2765.32
20	$\alpha^C$	1280.16	1815.88	2016.42	2437.88	2468.55	2500	2500	2500
	$\alpha^F$	1163.87	1816.09	2045.42	2465.46	2493.91	2517.16	2520.09	2523.01
10	$\alpha^C$	1563.27	2034.09	2171.03	2419.05	2429.689	2440.36	2440.36	2440.36
	$\alpha^F$	1676.36	2119.47	2237.77	2420.13	2431.13	2440.01	2441.12	2442.22
5	$\alpha^C$	1775.86	2137.77	2258.15	2393.19	2419.10	2419.10	2419.10	2419.10
	$\alpha^F$	2032.71	2264.75	2317.66	2393.14	2397.49	2400.97	2401.40	2401.83

Tableau 5.20. Valeurs du  $\alpha^C$  et  $\alpha^F$  dans une argile raide (kN/m)

D/B		100	300	500	5000	10000	50000	E05	E07
50	$\alpha^c$	1227.63	1877.99	2180.55	288.03	2962.09	2950.44	2996.18	2996.18
	$\alpha^F$	1029.77	1825.54	2159.26	2866.74	2919.89	2963.85	2969.43	2974.99
20	$\alpha^c$	1814.98	2382.34	2575.86	2886.03	2907.40	2929.10	2929.10	2929.10
	$\alpha^F$	1854.98	2494.49	2679.51	2977.68	2996.20	3011.19	3013.07	3014.94
10	$\alpha^c$	2248.80	2731.63	2874.22	3073.65	3097.42	3098.42	3098.42	3098.42
	$\alpha^F$	2392.46	2788.91	2884.51	3024.46	3022.64	3039.21	3040.03	3040.85
5	$\alpha^c$	2637.87	3038.19	3147.97	3298.03	3316.1	3316.1	3316.1	3316.1
	$\alpha^F$	2740.46	2946.41	2991.37	3054.29	3057.87	3060.73	3061.09	3061.45

A partir de la figure 5.11, on peut déduire que les formulations proposées de  $\alpha$  permettent de bien décrire les résultats trouvés par la modélisation par élément finis.

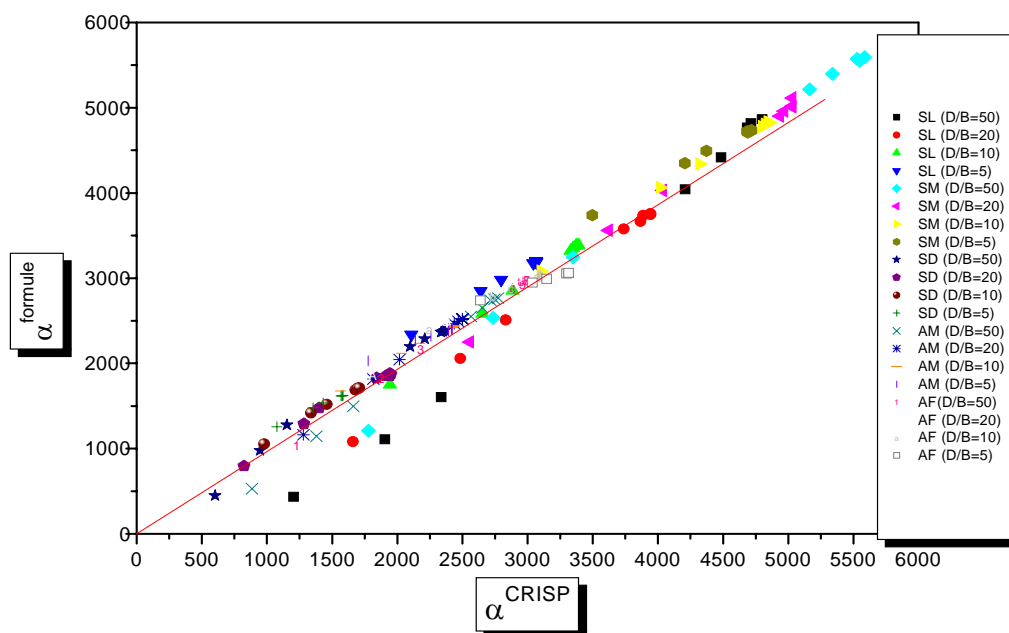


Figure 5.11 courbe de validation de la formule proposée

SL:sable lâche. SM:sable moyen. SD:sable dense.

AM:argile molle. AF:argile ferme. AR:argile raide.

### 5.7. Application

Un pieu de diamètre de 1m et de fiche de 6m est implanté dans un sol pulvérulent (Sable lâche) et soumis à un effort de 100kN. sa compressibilité est de 10000.

Le calcul de pente de la courbe de chargement donnée par cette formule donne

$$\alpha = \frac{K}{\frac{\left(\frac{D}{B}\right)^b}{10^a} + \frac{K}{a_1 + b_1 \left(\frac{D}{B}\right)}}$$

Donc  $\alpha$  est égale à 3222.20 kN/m, et son tassement en tête est égale à

$$\frac{100}{3222.2} = 0.031\text{m}=31\text{mm}.$$

### 5.8. Conclusion

Ce chapitre traite de l'analyse non linéaire par la méthode des éléments finis du comportement des pieux isolés chargés verticalement dans un massif de sol de Gibson, en utilisant le logiciel SAGE CRISP 5.2b.

Le maillage du modèle est dimensionné en augmentant ses dimensions jusqu'à stabilisation des tassements du pieu. Un maillage non structuré (irrégulier) est utilisé, en serrant les éléments dans les zones du sol en contact avec le pieu, et surtout au niveau de la pointe et la tête du pieu, afin d'obtenir une meilleure précision de calcul, On a aussi introduit aussi les éléments de contact pour autoriser un éventuel glissement relative pieu/sol.

Afin d'étudier le tassement du pieu isolé chargé verticalement, une étude paramétrique est menée en étudiant la variation du paramètre adimensionnel du tassement en fonction de la compressibilité pieu/sol et l'élancement du pieu, et on a étudié ainsi la pente initiale de la courbe de chargement, En fin, des formules analytiques sont proposées pour estimer la valeur de la pente, ce qui permet un calcul simple du tassement en tête du pieu dans le sol de Gibson.



## CONCLUSION

Ce travail de modélisation numérique par élément finis nous a permis de traiter certains problèmes d'interaction sol/ouvrage dans les sols de Gibson, caractérisés par la variation linéaire d'une ou plusieurs propriétés mécaniques avec la profondeur.

Dans le premier chapitre, on a présenté une étude bibliographique des différents travaux traitant de ce type de sols.

Le deuxième chapitre a traité de la présentation de logiciel SAGE CRISP version 5.2, ses capacités de calcul, son domaine d'utilisation, le types d'analyse, la manière d'introduire les données, de faire le maillage, les différents modèles, les types d'éléments finis et enfin les limitations de ce logiciel.

Le comportement du sol est défini dans tous les chapitres par une loi élasto-plastique parfaite avec critère de rupture de Drucker-Prager. Les éléments finis utilisés sont des éléments triangulaires à six nœuds.

Dans le troisième chapitre, on a étudié l'analyse non linéaire par la méthode des éléments finis du comportement du fondation superficielle (continue et circulaire) soumise à un déplacement vertical, et fondée dans un massif de Gibson. La semelle circulaire à été simulée à travers un problème axisymétrique et la semelle continue par celui de déformations planes. L'analyse dimensionnelle nous a permis de dégager les paramètres adimensionnels ils décrivant le problème étudié.

Le maillage du modèle est dimensionné en augmentant ses dimensions jusqu'à stabilisation des tassement des semelles.

Afin d'étudier le tassement des semelles, une formulation analytique est faite selon la méthode des moindres carrés pour estimer la pente de la courbe de chargement obtenue lors du calcul par élément finis. La méthode d'Azaoka a été utilisée pour estimer la capacité portante des fondation, l'interprétation de l'ensemble des résultats obtenus a permis de proposer des formules analytiques pour calculer la capacité portante en fonction de  $D/B$  (élancement de fondation), et l'angle de frottement  $\phi$  dans

le cas du sol pulvérulent ou  $\lambda_c/\gamma$  dans le cas du sol purement cohérent, dans le cas d'une semelle continue ou une semelle circulaire.

Dans le but de valider les formules proposées on a comparé les valeurs de la capacité portante données par ces formules et celle données par la méthode d'Azaoka, la même démarche a été suivie dans la validation des formules de calcul de la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement.

Dans le quatrième chapitre, on a étudié le comportement d'un mur de soutènement réalisé à proximité d'un ouvrage, à travers une étude paramétrique par la méthode des éléments finis.

Le maillage du modèle est dimensionné en augmentant ses dimensions jusqu'à stabilisation des déplacements en tête du mur. Un maillage irrégulier est utilisé, en serrant les éléments dans les zones de contact mur/sol, afin d'aboutir une meilleure précision de calcul des contraintes et des déformations dans l'élément et avoir un nombre maximum des points à interpréter.

En variant la distance entre le mur et la fondation de l'ouvrage, une distance limite a été dégagée au delà de laquelle le comportement du mur et son influence par la présence de l'ouvrage. On remarque que les déplacements en tête du mur diminuent avec l'augmentation de la distance  $d$ , dans notre cas, la valeur limite enveloppe de la distance est de  $14B$  pour tous types du sol,  $B$  étant la largeur de la tête du mur

On a abouti à des formules pour la détermination de la distance limite en fonction de l'élanement  $H/B$  du mur.

Pour trouver cette distance limite, des abaques ont été proposés d'après notre étude, ce qui facilite à l'ingénieur de déterminer la distance convenable entre le mur de soutènement et l'ouvrage avant son implantation.

On a proposé aussi des formules pour calculer la pente initiale de la courbe de chargement dans le cas du sol pulvérulent et dans le cas du sol purement cohérent.

Le cinquième chapitre contient l'analyse non linéaire par la méthode des éléments finis du comportement des pieux isolés chargés verticalement dans un massif de Gibson.

Le maillage du modèle est dimensionné en augmentant ses dimensions jusqu'à stabilisation des tassements du pieu. Un maillage non structuré (irrégulier) est utilisé, en serrant les éléments dans les zones du sol en contact avec le pieu, et surtout au niveau de la pointe et la tête du pieu, afin d'obtenir une meilleure précision de calcul.

Afin d'étudier le tassement du pieu, une étude paramétrique est menée en étudiant la variation du facteur d'influence du tassement en fonction de la compressibilité pieu/sol et de l'élançement du pieu. En outre, on étudiera la pente initiale de la courbe de chargement du pieu. Enfin, des formules analytiques seront proposées pour estimer la valeur de la pente initiale de cette courbe, ce qui permet un calcul manuel simple du tassement en tête du pieu.

On suggère de continuer ce travail de recherche en étudiant d'autre ouvrage géotechnique tels que les tunnels, les terrains en pente, et les conduites enterrées dans les sols de Gibson.

## ANNEXE 1

### LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

- $\gamma$ : Poids volumique de sol ( $\text{kN/m}^3$ ),  
 $\nu$ : Coefficient de Poisson,  
 $\nu_s$  : Coefficient de Poisson du sol,  
 $\nu_b$  : Coefficient de Poisson du béton;  
 $E_s$ : Module d'Young du sol (mPa),  
 $E_b$ : Module d'Young du l'ouvrage(mPa),  
 $q$ : Pression verticale (kPa),  
 $H$ : La hauteur de mur (m),  
 $s$ : le tassement de l'ouvrage (m)  
 $Z$ : La profondeur à partir de surface libre (m),  
 $Y_0$ : Déplacement horizontal en tête du mur (m),  
 $B$ : Largeur du l'ouvrage (m),  
 $D$ : La profondeur d'ancrage du l'ouvrage (m),  
 $d$ : La distance entre le points d'application de la charge et la tête du l'ouvrage (m),  
 $\alpha$ : La pente initiale de la courbe de chargement,  
 $\beta_E$ : Pente du profil du module de Young en fonction de la profondeur  
 $I$ : Moment d'inertie ( $\text{m}^4$ ),  
 $\lambda_c$ : la pente de variation du cohésion en fonction de profondeur.  
 $\alpha$ : la pente initiale de la courbe de chargement.  
 $\varphi$ : L'angle de frottement interne sol/sol (degré),  
 $\psi$ : L'angle de dilatance (degré),  
 $C$ : La cohésion de sol (kPa),

**ANNEXE 2**  
**ANALYSE DIMENSIONNELLE**  
**THÉORÈME DES  $\pi$  DE BUCKINGHAM**

- Définition le théorème de  $\pi$

Quand le nombre de grandeurs ou de variables physiques vaut quatre ou plus, le théorème en  $\pi$  de Buckingham fournit un outil pour rassembler ces grandeurs en groupements significatifs sans dimensions, dont le nombre est minimum, à partir des quelles on peut établir une équation. On appelle les groupements sans dimensions des termes en  $\pi$  écrit sous forme mathématique, s'il y'a n quantité physiques q (telle que la vitesse, la densité, la viscosité) et K grandeurs fondamentales (telle que la force, la longueur et le temps). Alors mathématiquement :

$$f_1(q_1, q_2, q_3, \dots, q_n) = 0$$

Cette expression peut être remplacée par l'équation :

$$\Phi(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0$$

Où n'importe quelle terme en  $\pi$ ...ne dépend pas de plus de (K+1) quantités physiques q et où chacun des termes en  $\pi$  sont des monôme de quantités q indépendants et sans dimension.

- Méthodologie

Les étapes à suivre pour l'analyse dimensionnelle sont :

1- Lister les n paramètre du problème :

Faire la liste des n grandeurs entrants dans un problème particulier, notant leurs dimensions et le nombre K des grandeurs fondamentales. Il y aura (n - k) termes en  $\pi$ .

2- Exprimer les dimensions de chaque paramètre en utilisant les dimensions de base, (M, L, T.). Choisir k de ces quantités, aucune n'étant sans fondations, et deux autres elles n'ayant pas les mêmes dimensions tout les grandeurs fondamentales doivent être comprises dans les grandeurs choisies.

3- Le premier terme en  $\pi$  peut s'exprimer comme produit des grandeurs choisies chacune élevées à un exposant inconnu, et d'une autre quantité élevée à une puissance connue (généralement prise comme égale à un).

- 4- Retenir les grandeurs choisies en (2) comme variables de référence et choisir l'une des variables restantes pour établir le prochain terme en  $\pi$ . Répéter ce procédé pour les termes en ... successifs.
- 5- Pour chaque terme en  $\pi$ , trouver les exposants inconnus par l'analyse dimensionnelle.

- Relation utile

- a- Une grandeur sans dimension est terme en  $\pi$ ,
- b- Si deux quantités physiques ont les mêmes dimensions, le rapport est un terme en  $\pi$ ,
- c- On peut remplacer n'importe terme en  $\pi$  par son produit par une de ses puissances,  $\pi^{-1}$  inclus,
- d- On peut remplacer n'importe terme en  $\pi$ ...par son produit par une constante numérique,
- e- On peut exprime tout terme en  $\pi$  comme fonction des autres termes en  $\pi$ .

**ANNEXE 3**  
**VARIATION DU TASSEMENT EN FONCTION DE D/B ET LA**  
**COMPRESSIBILITE K**

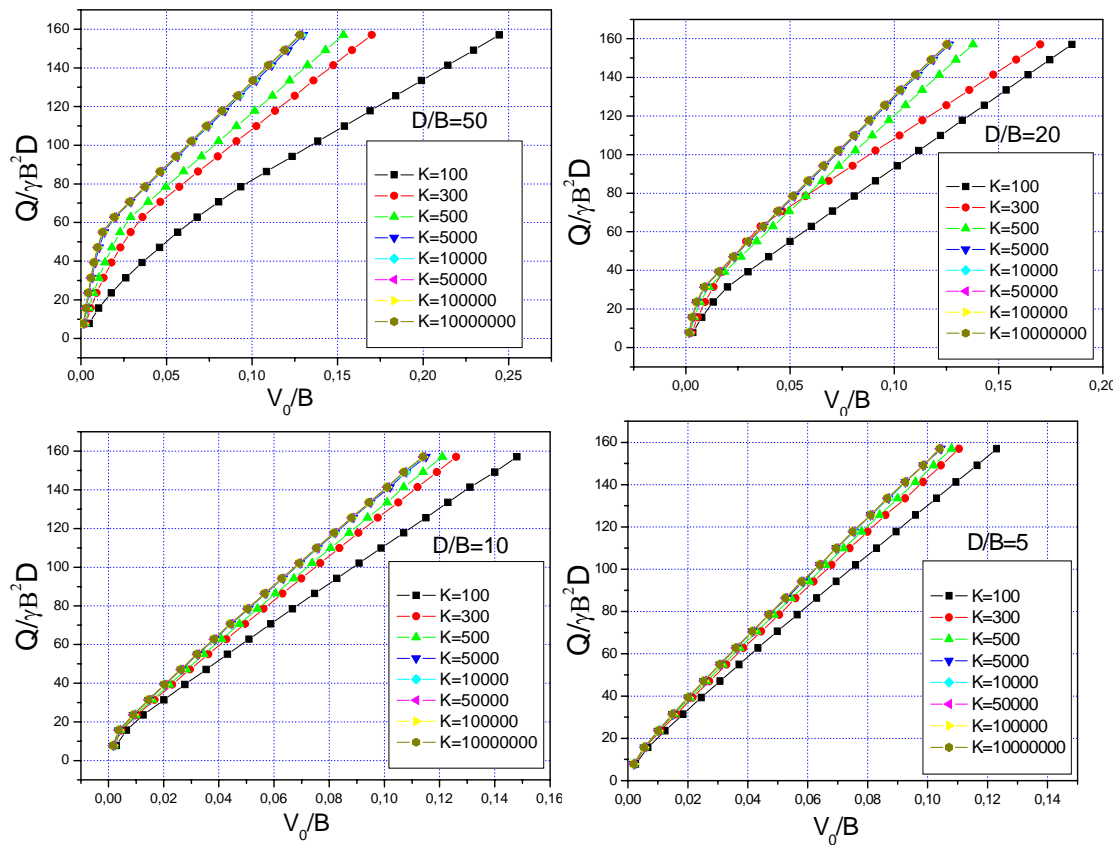


Figure 01. Variation du tassement en fonction de D/B et la compressibilité k  
(sol moyen)

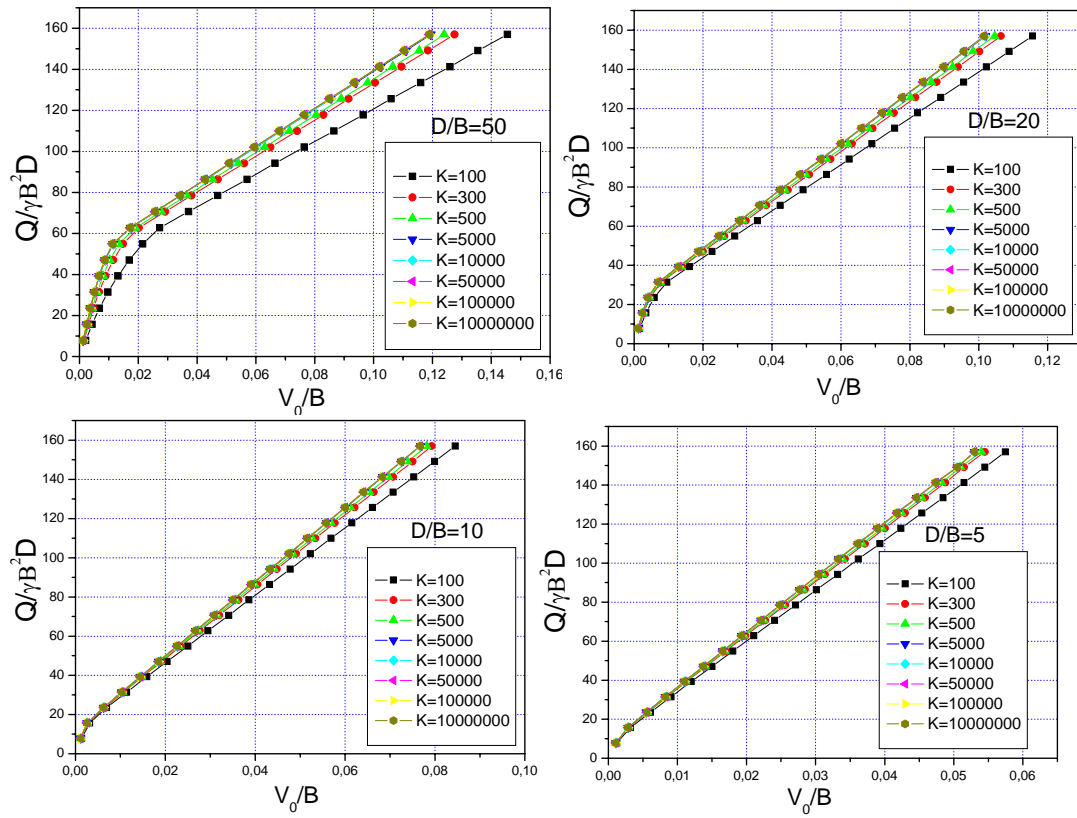


Figure 02. Variation du tassement en fonction de  $D/B$  et la compressibilité  $k$  (sol dense)



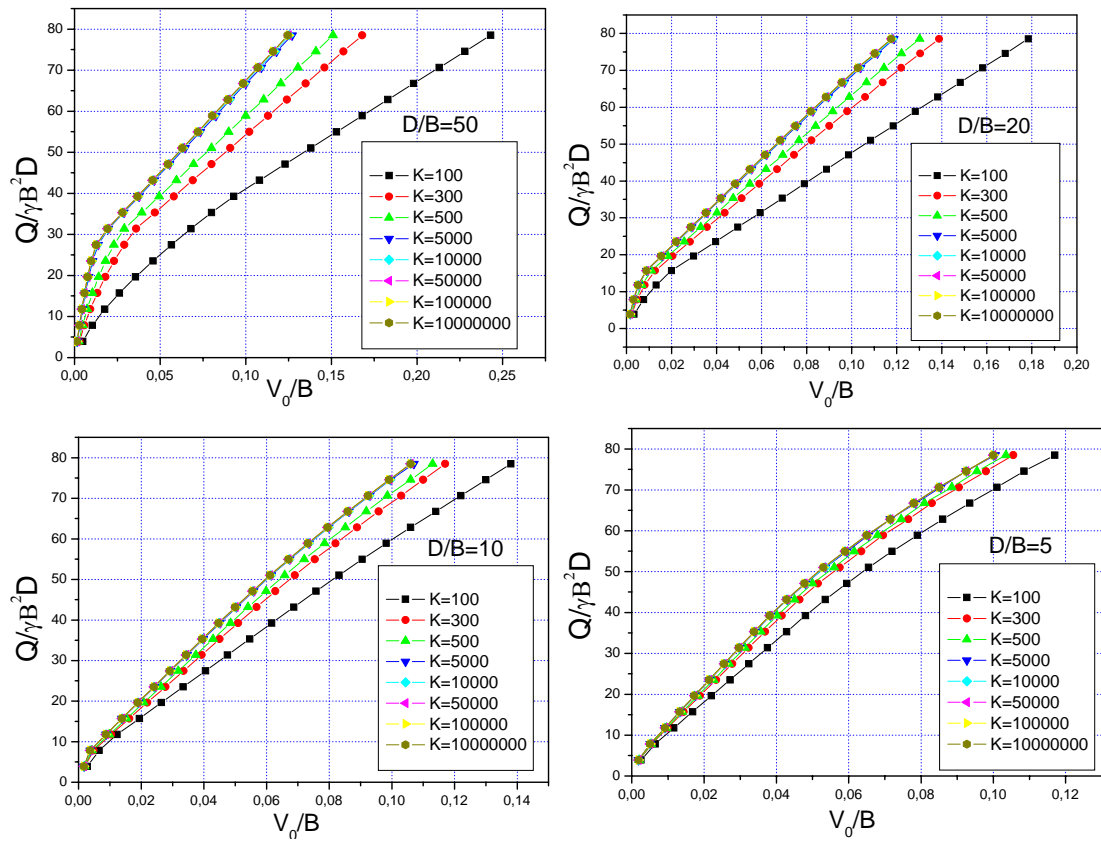


Figure 03. Variation du tassement en fonction de  $D/B$  et la compressibilité  $k$  (argile ferme)

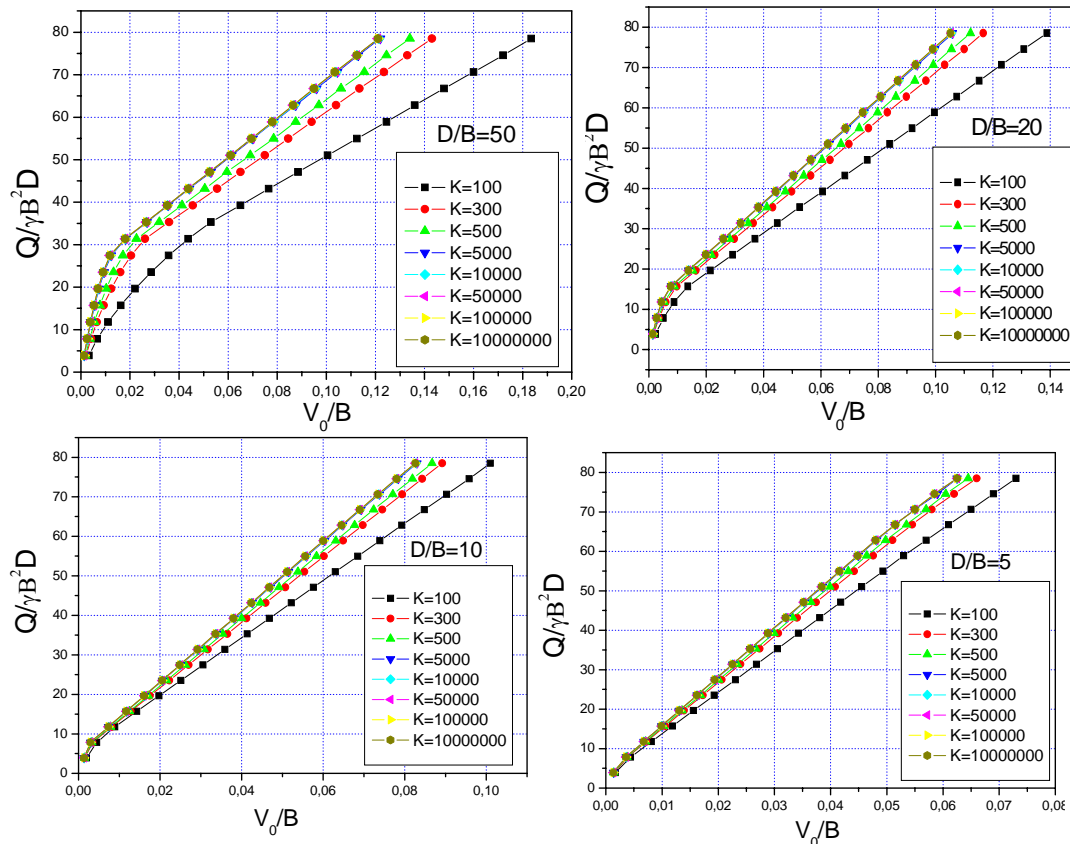


Figure 04. Variation du tassement en fonction de  $D/B$  et la compressibilité  $k$   
(argile raide)

Tableaux des valeurs de l'ajustement

3- Ajustement  $\alpha'$  :

	Sol lâche	Sol moyen	Sol dense	Argile molle	Argile ferme	Argile raide
a	2.82	3	5.67	2.44	3	3.27
b	1.26	1.06	2.47	1	1.30	1.22
R (%)	92.37	96.84	99.63	96.15	97.42	98.36

4- Ajustement  $\alpha''$  :

	Sol lâche	Sol moyen	Sol dense	Argile molle	Argile ferme	Argile raide
$a_1$	3014.88	4640.52	4	1540.83	2361.44	3.54
$b_1$	37	19.03	-0.12	16.90	8.08	0.04
R (%)	98.31	99.93	94	99.10	99.44	90.42

### ANNEXE 4 VARIATION DE $\alpha$ EN FONCTION DE K

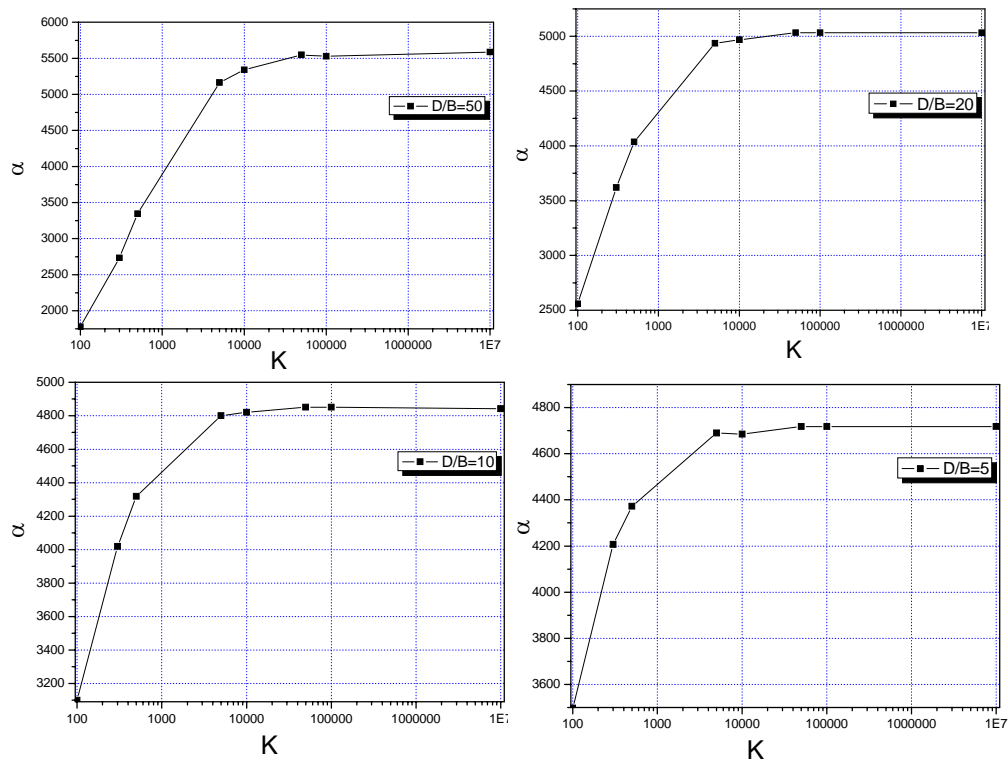


Figure 5 Variation de  $\alpha$  en fonction de  $K$ (sol moyen)

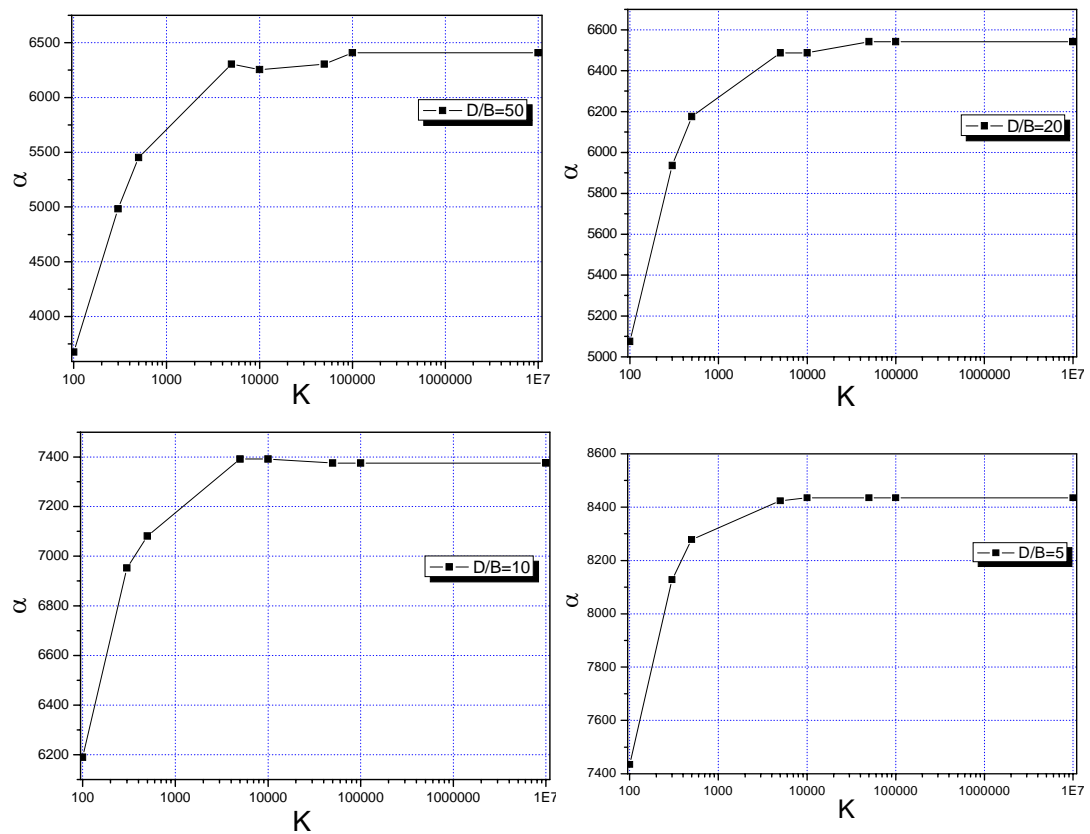


Figure 6 Variation de  $\alpha$  en fonction de  $K$  (sol dense)

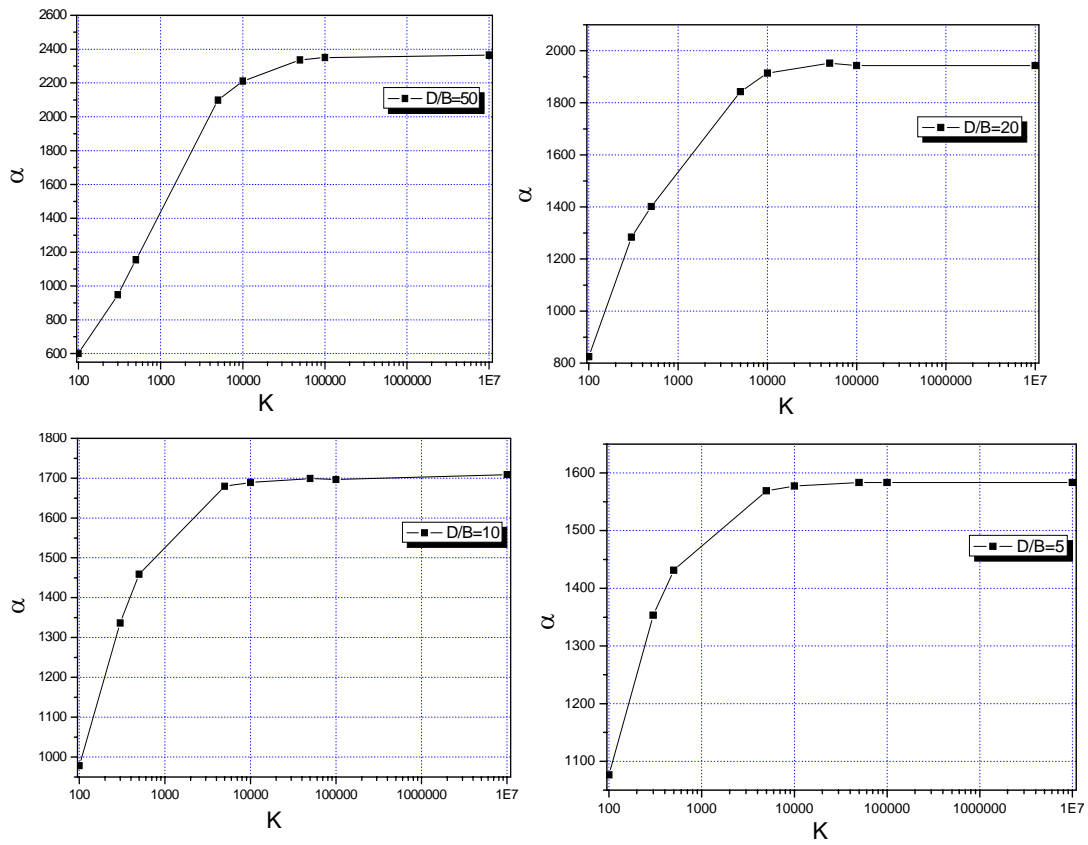


Figure 7 Variation de  $\alpha$  en fonction de  $K$  (argile molle)

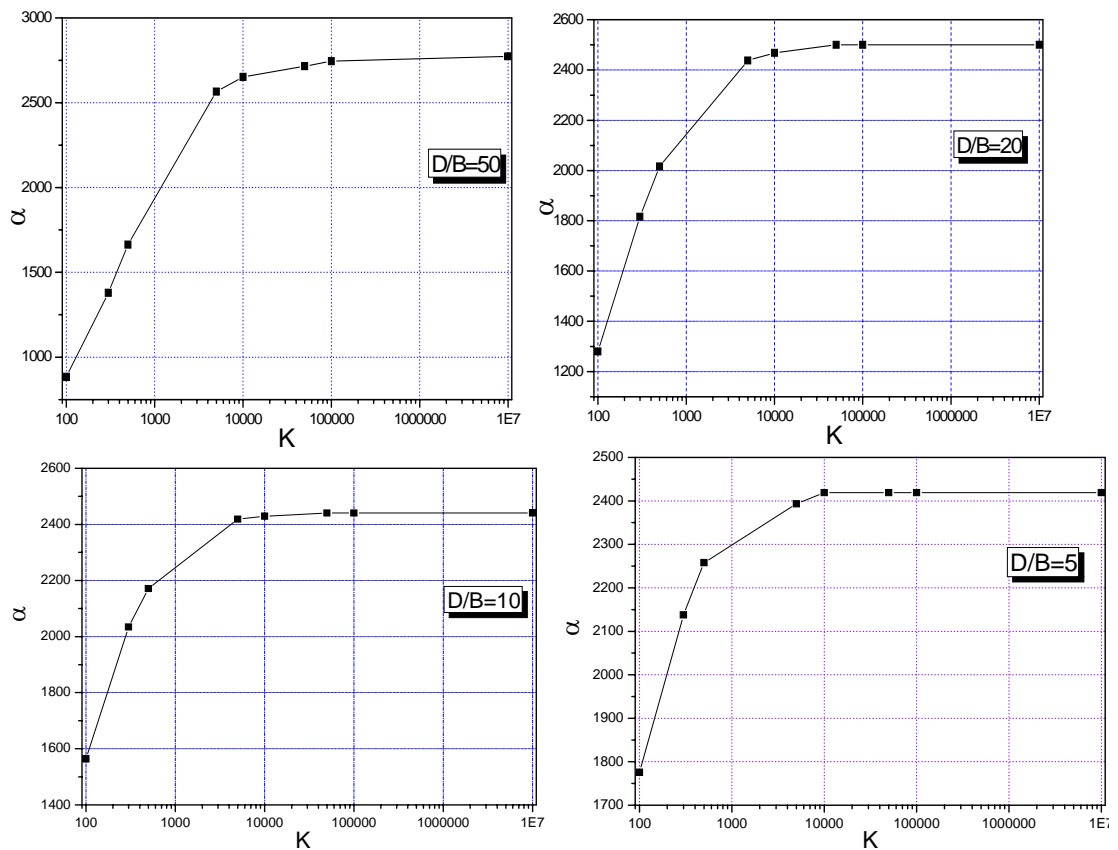


Figure 8 Variation de  $\alpha$  en fonction de  $K$  (argile ferme)

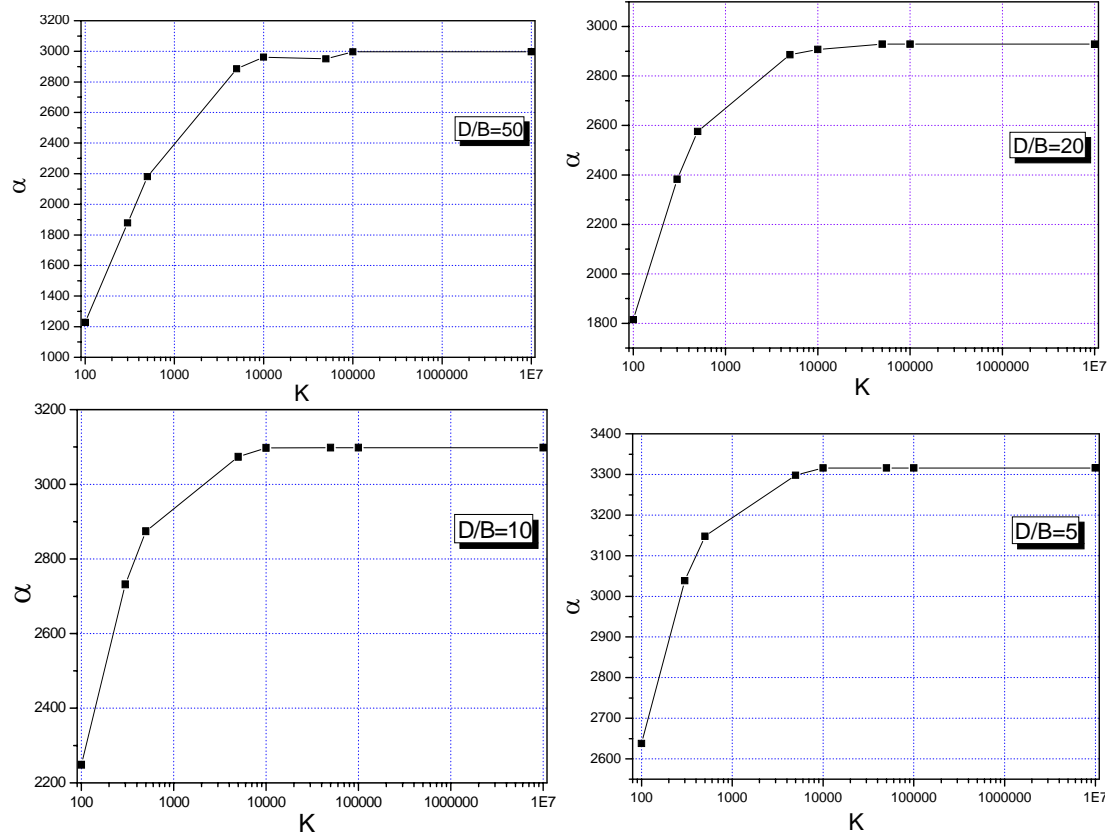


Figure 9 Variation de  $\alpha$  en fonction de  $K$  (argile raide)

## REFERENCES

- [1] R.E.Gibson,(1967)"the analytical method in soil mechanics"
- [2] N.E.SIMONS\* and J.S.N.RODRIGUES\*(1979)" finite element analysis of surface deformation due to a uniform loading on a layer of Gibson soil resting on a smooth rigid base"
- [3] A.BOUAFIA.,(2003)"introduction au calcul des fondations. Edition SAB, Alger .,pp120-123"
- [4] H.G.Poulos"pile foundation analysis and design", series in Geomécanical Engineering Editions John et Fils

## REFERENCES

- [1] R.E.Gibson,(1967)"the analytical method in soil mechanics"
- [2] N.E.SIMONS\* and J.S.N.RODRIGUES\*(1979)" finite element analysis of surface deformation due to a uniform loading on a layer of Gibson soil resting on a smooth rigid base"
- [3] A.BOUAFIA.,(2003)"introduction au calcul des fondations. Edition SAB, Alger .,pp120-123"
- [4] H.G.Poulos"pile foundation analysis and design", series in Geomécanical Engineering Editions John et Fils