

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Option : Constructions Civiles et industrielles

MODELISATION NUMERIQUE DE L'EFFET DE LA PROXIMITE D'UNE PENTE
SUR LE COMPORTEMENT D'UNE FONDATION

Par

Nabila AIT IKHELEF

Devant le jury composé de :

A. Attar	Maître de conférences, U. de Blida	Président
B. Melbouci	Professeur, U. de Tizi-Ouzou	Examineur
K. Grine	Maître de conférences, U. de Blida	Examineur
A. Bouafia	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Blida, Février 2006.

ملخص

في هذه الأطروحة نقترح دراسة الأساسات السطحية الموضوعة بالقرب من منحدر تحت تأثير حمولات عمودية. نتطرق أولاً إلى عرض طرق حساب قدرة التحمل وهبوط الأساسات والنقائص الموافقة لكل منها. بعدها نقدم نتائج الدراسة عن طريق العناصر المنتهية بهدف تحديد معاملات تأثير المنحى على قدرة التحمل، معاملات تأثير المنحى على هبوط الأساسات والمسافات الحدية. ثم نشرع في دراسة تأثير المنحدر على الأساسات السطحية باستعمال طريقة التحليل الحدي. في الأخير نقوم بعرض بنك معلومات لتجارب على الأساسات السطحية و عرض دراسة لمقارنة النتائج المتحصل عليها عن طريق العناصر المنتهية.

كلمات مفاتيح: أساس، منحدر، عناصر منتهية، نماذج مصغرة، مسافة حدية، قدرة التحمل.

RESUME

On se propose dans cette thèse d'étudier le comportement de fondations superficielles soumises à des charges verticales centrées établies à proximité d'un talus. On expose dans un premier temps les méthodes de calcul de la capacité portante, des tassements et notamment les inconvénients appropriés. On procède par la suite par la détermination du comportement de fondation superficielle posée sur un sol en pente par le biais d'un calcul en éléments finis. Une proposition de coefficients réducteurs de portance, de coefficients amplificateurs des tassements et de distances limites est faite. Puis une modélisation par la méthode d'analyse limite est menée afin de déterminer l'effet du talus sur la portance de fondation superficielle. L'étape suivante consiste à présenter une base de données d'essais réduits centrifugés construite à partir de collecte des données de la littérature géotechnique, et qui servira comme un moyen de comparaison des résultats numériques. Enfin, une étude comparative est menée avec des méthodes théoriques et/ou numériques dans le but de situer les résultats obtenus par éléments finis.

Mots clefs : Fondation, Talus, Eléments finis, Modèles réduits, Distance limite, Capacité portante.

SUMMARY

We propose in this thesis to study the behaviour of shallow foundations established near a slope and subjected to centred vertical loads. We expose in a first time the calculation methods of bearing capacity, settlements and their limits. We proceed thereafter to determine the shallow foundation behaviour a near slope by the finite elements analysis. A proposition of slope effect influence coefficients on the bearing capacity, of slope effect influence coefficients on settlements and limit distance is made. Then a modelling by limit analysis method is carried out in order to determine the effect of the proximity of a slope on the shallow foundation. The following stage consists in presenting a database of centrifugal tests constructed from data collected from the geotechnical literature, used within the scope of a comparative study with numerical results. Finally, a comparative study is carried out with theoretical and/or numerical methods.

Key Words: Foundation, Slope, finite Elements, Centrifuge models, Distance limit, bearing Capacity.

REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans ce mémoire a été mené au département de Génie Civil de l'Université de Blida sous la direction du Professeur A.BOUAFIA, que je tiens à lui adresser tous mes sincères remerciements et profondes reconnaissances pour son suivi et importants conseils à la réalisation et rédaction de ce projet.

Je tiens à exprimer mes 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 qui ont eu la gentillesse d'assister à la soutenance et pour l'honneur qu'ils m'ont accordé d'avoir accepté l'évaluation de ce mémoire.

Je voudrais remercier particulièrement Monsieur A.ATTAR, A.SETHI, M.BENSAIBI D.AIT-IKHLEF, M.AIT-IKHLEF, K.RABAH et B.AIT-AHMED pour leurs aide précieuse, leurs encouragement et soutien durant les trois années d'étude en post-graduation, sans oublier M.BENCHICO et les membres de DAR ELWEB.

Que toutes les personnes, qui d'une façon ou d'une autre, m'ont apporté leurs concours trouvent ici le témoignage de ma reconnaissance.

Enfin, je tiens à rendre hommage à mes parents qui m'ont épaulé tout au long de ces années de travail, ainsi que tous les membre de la famille pour leur soutien, tant moral que technique, et leurs encouragements qui m'ont permis de mener ce travail dans les meilleurs conditions.

TABLE DES MATIERES

RESUME	
REMERCIEMENTS	
TABLE DES MATIERES	
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	
INTRODUCTION	14
1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	16
1.1. Introduction	16
1.2. Introduction au calcul des fondations superficielles	16
1.3. Portance des fondations superficielles au bord de talus	26
1.4. Tassement des fondations superficielles	49
1.5. Critiques des approches existantes	55
1.6. Conclusion	61
2. MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DE L'EFFET DE LA PROXIMITE D'UNE PENTE	62
2.1. Introduction	62
2.2. Présentation du logiciel "Plaxis"	62
2.3. Analyse dimensionnelle – Théorème des π	63
2.4. Étude paramétrique	64
2.5. Caractéristiques des matériaux	66
2.6. Les principales options retenues lors des simulations	70
2.7. Présentation et interprétation des résultats	77
2.8. Conclusion	95
3. MODELISATION PAR ANALYSE LIMITE DE L'EFFET DE LA PROXIMITE D'UNE PENTE SUR LA CAPACITE PORTANTE	97
3.1. Introduction	97
3.2. Principe de l'analyse limite	97
3.3. Les mécanismes de rupture envisagés	98
3.4. Étude dimensionnelle	101
3.5. Définition des paramètres de l'étude	101
3.6. Présentation et interprétation des résultats	102
3.7. Conclusion	105
4. ETUDE COMPARATIVE DES DIFFERENTES METHODES D'ANALYSE	106
4.1. Introduction	106
4.2. Comparaison des résultats avec la méthode de poussée/butée	106

4.3. Comparaison des résultats avec la théorie d'un calcul à la rupture	108
4.4. Comparaison des résultats avec la méthode des caractéristiques des contraintes proposée par Bouafia	109
4.5. Comparaison des résultats avec la méthode des caractéristiques des contraintes proposée par Giroud et Tron-Vô-Nhiem	109
4.6. Comparaison des résultats en terme de pente initiale α avec la méthode d'élasticité linéaire	112
4.7. Conclusion	114
5. COLLECTE ET INTERPRETATION DES DONNEES EXPERIMENTALES	115
5.1. Introduction	115
5.2. Présentation de la base de données	115
5.3. Étude statistique	116
5.4. Méthodologie d'interprétation des résultats :	119
5.5. Comparaison des résultats numériques avec les essais sur modèles réduits centrifugés	121
5.6. Conclusion	125
CONCLUSION	126
ANNEXES	128
A. Liste des symboles et des abréviations	128
B. simulations réalisées avec plaxis	130
C. Présentation du programme d'éléments finis Plaxis et du listing d'instruction de calcul à la rupture	133
D. Résultats des simulations numériques obtenus par un calcul en éléments	139
E. Exemple de présentation de la fiche synthétique	158
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	160

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1 : Tassement des fondations sous les charges extérieures	17
Figure 1.2: Mécanisme de rupture d'une semelle rigide	18
Figure 1.3 : Capacité portante pour les deux mécanismes	18
Figure 1.4 : principe de superposition pour une semelle filante	19
Figure 1.5 : Les différents mécanismes de rupture adoptés	20
Figure 1.6 : Valeurs de $N'_c(\varphi')$, $N'_q(\varphi')$ et $N'_\gamma(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et Peck. Les valeurs N'_γ sont dues à Meyerhof	22
Figure 1.7 : Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement selon divers auteurs	23
Figure 1.8 : Facteur de portance pressiométrique pour une semelle filante	24
Figure 1.9 : Relation entre le nombre de coups N et l'angle de frottement φ dans les sables	25
Figure 1.10 : Coefficient réducteur de portance	26
Figure 1.11 : Evolution du coefficient de portance en bord de pente avec l'angle β d'après Meyerhof	27
Figure 1.12 : Schéma de rupture adopté par Giroud pour l'étude des fondations en bord de talus	28
Figure 1.13 : Prise en compte de l'encastrement des fondations et de leur éloignement du bord de talus	29
Figure 1.14 : Evolution du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de la distance à la crête du talus d'après Giroud	29
Figure 1.15 : Evolution du facteur $N_{\gamma\beta}$ en fonction de la pente du talus d'après Giroud	30
Figure 1.16 : Schéma de rupture retenu par Graham pour l'étude de la solution de base ($d/B=0$; $D/B=0$)	30
Figure 1.17 : L'hypothèse retenue par Graham pour prendre en compte l'encastrement de la fondation	31
Figure 1.18 : L'hypothèse retenue par Graham pour prendre en compte l'éloignement du bord du talus	31
Figure 1.19 : Evolution du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de la distance à la crête du talus d'après Graham	31
Figure 1.20 : Schéma de rupture et hypothèse adoptées par Salonçon pour l'étude de fondations en bord de pente – approche cinématique	32

Figure 1.21 : Evolution du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de la distance relative d/B d'après Salonçon	33
Figure 1.22 : Evolution de la zone d'influence du talus avec β et φ' d'après Salonçon	33
Figure 1.23 : Influence de la cohésion sur la coefficient réducteur de portance d'après Salonçon	33
Figure 1.24 : Schéma de rupture et hypothèses retenues par Narita et Yamaguchi	34
Figure 1.25 : Evolution du facteur de portance N_γ en fonction de d/B (Narita et Yamaguchi)	35
Figure 1.26 : Evolution du coefficient de portance i_β en fonction de d/B (Narita et Yamaguchi)	35
Figure 1.27 : Courbes d'évolution de la pression limite en fonction de la distance relative y' d'après Sokolovski	35
Figure 1.28 : courbes d'évolution du coefficient $F/C*L$ pour différentes inclinaison du talus α en fonction de la distance relative D/L	36
Figure 1.29 : Mécanisme de rupture retenu par FIKRAT lorsque $D > L*\sqrt{2}/2$	37
Figure 1.30 : Mécanisme de rupture retenu par FIKRAT lorsque $D < L*\sqrt{2}/2$	37
Figure 1.31 : Influence de l'inclinaison du talus sur la capacité portante selon FIKRAT	37
Figure 1.32 : Influence de $\gamma H/C$ sur la capacité portante selon FIKRAT	37
Figure 1.33 : Influence de la hauteur du talus H/L sur la capacité portante selon FIKRAT	38
Figure 1.34 : Mécanisme de rupture sous la fondation adopté par Bouafia	39
Figure 1.35 : Influence de l'angle β et effet de la densité sur i_β selon Bouafia	40
Figure 1.36 : Approche faite par Baguelin et al. Pour l'étude de fondation en bord de talus – schéma de principe	40
Figure 1.37 : Prise en compte de l'encastrement par la méthode de calcul de Baguelin et al	41
Figure 1.38 : Evolution du coefficient de portance i_β en fonction de d/B (Baguelin et al.)-sol homogène	41
Figure 1.39 : Evolution du coefficient de portance i_β en fonction de d/B (Baguelin et al.)-sol hétérogène	41
Figure 1.40 : Vue générale de la centrifugeuse du LCPC à Nantes	42
Figure 1.41 : Evolution du coefficient i_β avec la distance à la crête du talus d'après Gemperline	43
Figure 1.42 : Evaluation du coefficient réducteur i_β avec d/B – résultats expérimentaux et fonctions proposées par Gemperline	44
Figure 1.43 : Comparaison des coefficients de réduction de portance i_β entre semelles filantes et semelles carrées d'après Gemperline	44
Figure 1.44 : Evolution des coefficient réducteurs avec la distance d/B selon Bakir	46

Figure 1.45 : Evolution de i_β pour des semelles carrées avec d/B selon	46
Figure 1.46 : Variation de i_β avec d/B ($1 \leq L/B \leq \infty$) selon BAKIR	46
Figure 1.47 : Coefficient réducteur i_β pour une charge verticale centrée à proximité D'un talus dans le cas d'un encastrement nul	48
Figure 1.48 : Angle β' pour le calcul du coefficient réducteur dans le cas d'une fondation encastree à proximité d'un talus	48
Figure 1.49 : Coefficient réducteur i_β pour charge vertical centrée en bord d'un talus d'inclinaison δ pour des sols pulvérulents (voir fonction $\Phi_2(\delta)$)	48
Figure 1.50 : Courbe d'évolution de l'indice des vides au cours de l'essai œdométrique	50
Figure 1.51 : Valeurs du facteur d'influence de déformation verticales I_z	52
Figure 1.52 : Evolution des tassement à la rupture en fonction de d/B –résultats des essais centrifugés réalisés par BAKIR	54
Figure 1.53 : Evolution des tassement à la rupture en fonction de la portance –résultats des essais centrifugés réalisés par BAKIR	54
Figure 1.54 : Evolution des tassement à la rupture d'une semelle carrée en fonction de la portance –résultats des essais centrifugés réalisés par BAKIR	54
Figure 1.55 : Mouvement moyens observés dans le cas de fondations établies en crête de talus	54
Figure 1.56 : Surface de glissement observées dans un sol en pente – $d/B=0$; $\text{tg } \beta=0,5$	55
Figure 1.57 : Surface de glissement observées dans un sol horizontal	55
Figure 1.58 : Surface de glissement dans un sol cohésif en pente – cas des semelles filantes ; $G = 121 \text{ g's}$	55
Figure 1.59 : Surface de glissement dans un sol cohésif en pente – cas des semelles filantes ; $G = 144 \text{ g's}$	55
Figure 1.60 : Confrontation des coefficients réducteurs obtenus par simulation numérique pour des sols cohérents d'après Maréchal avec l'expression du règlement	56
Figure 1.61 : Divergence des coefficients réducteurs obtenus par les approches théoriques	57
Figure 2.1 : Présentation du massif de sol et paramètres étudiés	64
Figure 2.2 : Représentation de la courbe ($q - s$) et paramètres calculés	64
Figure 2.3: courbe de stabilisation des tassements en dessous de la fondation	72
Figure 2.4: Influence du maillage sur la réponse du modèle	73
Figure 2.5 : Courbes de chargement pour différents modèles	73
Figure 2.6 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol purement cohérent - fondation superficielle établie à $d/B=15$	73
Figure 2.7 : Vue agrandie au voisinage de la fondation sur sol purement cohérent – maillage resserré	74

Figure 2.8 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol purement cohérent - fondation superficielle en crête de talus	74
Figure 2.9 : Vue agrandie au voisinage de la fondation en crête de talus – cas de sol purement cohérent	74
Figure 2.10 : Dimensions et maillage retenus pour un sol sableux lâche	75
Figure 2.11 : Vue agrandie au voisinage de la fondation posée sur sol frottant lâche	75
Figure 2.12 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol frottant - fondation superficielle en crête de talus	75
Figure 2.13 : Vue agrandie au voisinage de la fondation posée sur sol frottant dense	76
Figure 2.14 : Représentation des éléments à 15 et 6 nœuds	76
Figure 2.15 : Courbes de chargement type obtenue avec Plaxis pour un sol purement cohérent	77
Figure 2.16 : Courbes de chargement type obtenue avec Plaxis pour un sol frottant lâche	77
Figure 2.17 : Courbes de chargement type obtenue avec Plaxis pour un sol frottant dense	77
Figure 2.18 : Représentation de la courbe (q - s)	78
Figure 2.19 : Schéma “type” pour la détermination de la charge limite selon la procédure d'Asaoka	78
Figure 2.20 : Représentation des paramètres de l'ajustement hyperbolique	80
Figure 2.21 : Schéma de détermination de $q_{l\infty}$ et θ de la courbe $q_l = f(d/B)$	80
Figure 2.22 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de l'inclinaison du talus β pour une semelle établie en crête de talus - sols argileux	82
Figure 2.23 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de l'inclinaison du talus β pour une semelle établie en crête de talus - sols frottant lâches	82
Figure 2.24 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de l'inclinaison du talus β pour une semelle établie en crête de talus - sols frottant	82
Figure 2.25 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de L'angle de frottement des sols pulvérulents – cas de fondation posée en crête de talus	83
Figure 2.26 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β avec la distance d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative H/B - sols purement cohérents	83
Figure 2.27 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β avec la distance d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative H/B - sols frottants lâches	83
Figure 2.28 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de la distance relative d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative H/B - Sols frottants denses	84

Figure 2.29 : Variation de la portance limite en fonction de la distance relative d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative du talus H/B - sols purement cohérent	84
Figure 2.30 : Variation de la portance limite en fonction de la distance relative d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative du talus H/B - sols frottants	84
Figure 2.31 : Influence de l'ancrage D/B sur le coefficient réducteur de portance pour une semelle posée en crête de talus	85
Figure 2.32 : Portance de fondation superficielle en fonction de la distance relative d/B pour les valeurs de l'ancrage relatif D/B - sol argileux	85
Figure 2.33 : Portance de fondation superficielle en fonction de la distance relative d/B pour les valeurs de l'ancrage relatif D/B - sol frottant	85
Figure 2.34 : Variation du coefficient amplificateur de la pente initiale en fonction de d/B dans un sol argileux	86
Figure 2.35 : Coefficient amplificateur des tassements en fonction de la distance relative d/B pour différentes hauteurs H/B	87
Figure 2.36 : Coefficient amplificateur des tassements en fonction de la distance relative d/B - effet de l'élanement de la fondation D/B	87
Figure 2.37 : Influence de l'inclinaison du talus β sur la variation du coefficient amplificateur des tassements i_β en fonction de la distance relative d/B	87
Figure 2.38 : Influence de l'ancrage de la fondation D/B sur la variation de la pente initiale α en fonction de d/B	87
Figure 2.39 : Valeurs de la pente initiale dans le cas de sol frottant lâche ($\varphi = 30^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $C=1\text{kPa}$)	88
Figure 2.40 : Valeurs de la pente initiale dans le cas de sol frottant dense ($\varphi = 40^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $C=1\text{kPa}$)	88
Figure 2.41 : Influence de l'élanement relatif D/B de la fondation sur la pente initiale α en fonction de la distance de la crête de talus d/B - ($\varphi = 30^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $C=1\text{kPa}$)	88
Figure 2.42 : Evolution du coefficient i_β avec la distance d/B	89
Figure 2.43 : Courbes de chargement obtenues pour les valeurs de la distance relative d/B dans le cas d'un sol sableux lâche	89
Figure 2.44 : Représentation des paramètres d'ajustement de la courbe d'évolution du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de la distance d/B	90
Figure 2.45 : Variation de la distance limite en fonction de la pente du talus β dans un sol argileux	91
Figure 2.46 : Variation de la distance limite en fonction de la pente du talus β dans un sol frottant lâche	91

Figure 2.47 : Variation de la distance limite en fonction de la pente du talus β dans un sol frottant dense	92
Figure 2.48 : Valeur de la distance limite $(d/B)_{lim}$ en fonction de l'élanement relatif de la semelle filante – cas de sol pulvérulent dense	92
Figure 2.49 : Influence de l'élanement relatif de la semelle continue sur la distance limite $(d/B)_{lim}$ – cas de sol cohérent	93
Figure 2.50 : Influence de l'élanement relatif de la semelle continue sur la distance limite $(d/B)_{lim}$ – cas de sol pulvérulent lâche	93
Figure 2.51 : Valeurs de la distance limite dans un sol frottant pour différentes hauteurs du talus	93
Figure 2.52 : Influence de la hauteur relative sur la distance limite - cas de fondation sur sol pulvérulent lâche ($\beta=26,6^\circ$, $D/B=0$ et 1)	93
Figure 2.53 : distance limite en fonction de la cohésion du sol – cas de sol purement cohérent	94
Figure 2.54 : influence de l'angle de frottement sur la distance limite dans les sols pulvérulents	94
Figure 3.1 : Mécanisme de rupture retenu lorsque $d > B \cdot \sqrt{2}$	98
Figure 3.2 : Mécanisme de rupture retenu lorsque $d < B \cdot \sqrt{2}$	98
Figure 3.3 : Présentation de l'organigramme de calcul par la méthode d'analyse limite	99
Figure 3.4 : Valeurs du coefficient réducteur de portance obtenues par approche cinématique – cas correspondant à $\beta=26,6^\circ$, $\varphi=0$, $D/B=0$	104
Figure 3.5 : Valeurs du coefficient réducteur de portance obtenues par approche cinématique – cas correspondant à $\beta=45^\circ$, $\varphi=0$, $D/B=0$	104
Figure 3.6 : Valeurs de la capacité portante adimensionnelle obtenues par approche cinématique – cas correspondant à $\beta=26,6^\circ$, $\varphi=0$, $D/B=0$	104
Figure 3.7 : Valeurs de la capacité portante adimensionnelle obtenues par approche cinématique – cas correspondant à $\beta=45^\circ$, $\varphi=0$, $D/B=0$	104
Figure 4.1 : Comparaison du coefficient réducteur i_β pour le cas de sol purement cohérent – fondation posée en crête de talus ($d/B = 0$)	109
Figure 5.1 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon la nature du sol	116
Figure 5.2 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon la géométrie de la fondation	117
Figure 5.3 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon l'inclinaison du talus	117
Figure 5.4 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon l'élanement relatif de la fondation	118
Figure 5.5 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon la position de la fondation à la crête du talus	118

Figure 5.6 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon la densité du sol	119
Figure 5.7 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon les caractéristiques mécaniques	119
Figure 5.8 : Représentation de la courbe d'enfoncement d'une semelle continue dans un essai réduit centrifugé	120
Figure 5.9 : Détermination de la capacité portante de l'essai expérimental selon la méthode d'ASAOKA	120
Figure 5.10 : Comparaison des résultats numériques en terme de portance et de facteur de portance avec ceux obtenus expérimentalement	122
Figure 5.11 : Dépendance de la courbe de chargement de l'angle de dilatance dans un sol pulvérulent dense	122
Figure 5.12 : Comparaison des résultats numériques en terme de pente initiale avec ceux obtenus expérimentalement	123
Figure 5.13 : Comparaison des résultats numériques en terme de coefficient réducteur avec ceux obtenus expérimentalement	124
Tableau 1.1 : Expression littérale des facteurs de portance selon les schémas de rupture	21
Tableau 1.2 : Valeurs de N_γ selon divers auteurs	22
Tableau 1.3: Facteurs de portance selon la nature du contact sol-fondation	22
Tableau 1.4 : Valeurs du coefficient de portance k_p	25
Tableau 1.5 : Valeurs du coefficient de portance F/F_0 selon la méthode d'analyse limite proposées par Salençon et FIKRAT - cas de semelle posée en crête du talus	38
Tableau 1.6 : Caractéristiques des essais et paramètres étudiés par Bakir (1993)	45
Tableau 1.7 : Caractéristiques intrinsèque d'un même échantillon de sable avant et après vieillissement	58
Tableau 1.8 : Principaux inconvénients des approches existantes dans la littérature	60
Tableau 2.1 : Caractéristiques des massif de sols purement cohérents	67
Tableau 2.2 : Caractéristiques des massif de sols pulvérulents	67
Tableau 2.3 : Caractéristiques de la fondation utilisée	68
Tableau 2.4 : Simulation réalisées avec le logiciel Plaxis – cas de sols purement cohérents	69
Tableau 2.5 : Simulation réalisées avec le logiciel Plaxis – cas de sols frottants	70
Tableau 2.6 : Valeurs des paramètres d'ajustement a' , b' et le coefficients de régression R	80
Tableau 2.7 : Ajustement de a' et b' en fonction de l'élanement relatif D/B	81
Tableau 2.8 : Résultats de l'analyse statistique du coefficient	

amplificateurs des tassements dans le cas des argiles	86
Tableau 2.9 : Résultats de l'analyse statistique de la pente initiale dans le cas des argiles	87
Tableau 2.10 : Résultats de l'analyse statistique de la pente initiale dans le cas du sable lâche	89
Tableau 2.11 : Valeurs de la distance limite dans les argiles	90
Tableau 2.12 : Valeurs de la distance limite dans les sables	91
Tableau 2.13 : Valeurs moyennes de la distance limite dans les sables	94
Tableau 2.14 : Valeurs moyennes de la distance limite dans les argiles	95
Tableau 3.1 : Caractéristiques des cas de figures étudiés par un calcul à la rupture	103
Tableau 3.2 : Valeurs de portance obtenues par un calcul à la rupture	103
Tableau 3.3 : Valeurs de portance obtenues par un calcul à la rupture	103
Tableau 4.1 : Confrontation des pressions de rupture numériques avec celles obtenues à partir de l'équation (5.1) – cas de référence ($d/B = \infty$), sols argileux.	107
Tableau 4.2 : confrontation des pressions de rupture numériques avec celles obtenues à partir de l'équation (5.1) – cas de référence ($d/B = \infty$), sols sableux	107
Tableau 4.3 : Ecart relatifs entre les valeurs de portance obtenues par éléments finis et celles par analyse limite	108
Tableau 4.4 : Comparaison des résultats numériques avec ceux de la méthode des caractéristiques des contraintes – cas de sol cohérent	111
Tableau 4.5 : Comparaison des résultats numériques avec ceux de la méthode des caractéristiques des contraintes – cas de sol pulvérulent	111
Tableau 4.6 : Comparaison des résultats numériques obtenus en terme pente initial avec la ceux issus de la méthode d'élasticité – cas de sol cohérent	113
Tableau 4.7 : Comparaison des résultats numériques obtenus en terme pente initial avec la ceux issus de la méthode d'élasticité – cas de sol frottant	113
Tableau 5.1 : Comparaison des coefficients réducteurs expérimentaux avec les coefficients réducteurs numériques	124

INTRODUCTION

La réalisation de fondations superficielles à proximité ou en crête de talus est très fréquente. La justification de ces cas de figures vis à vis des risques de rupture par poinçonnement du sol d'assise est généralement traité en appliquant, suivant les méthodes de calcul employées, des coefficients réducteurs de portance, à un cas dit de référence qui correspond au cas de la même fondation superficielle, établie sur le même sol sans la pente à la même profondeur d'encastrement et soumise à une charge verticale centrée. Or, la prévision du comportement d'une telle réalisation est mal connue et les méthodes utilisées usuellement pour la détermination de la capacité portante peuvent conduire à des résultats dispersés. En outre, les règles de calcul actuelles conduisent à des réductions de portance importantes et qui sont parfois considérées comme trop pénalisantes particulièrement lorsque le terrain est constitué de sol cohérent.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, il traite plus précisément de la capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement de fondations superficielles encastrees ou non encastrees, établies à proximité d'une pente et soumises à des chargements verticaux centrés.

Pour atteindre ce but, la démarche s'est articulée autour de cinq chapitres distincts, dont le premier est consacré à la présentation des résultats bibliographiques les plus significatifs. On expose dans un premier temps les différentes méthodes de calcul de la capacité portante et des méthodes d'estimation des tassements des fondations superficielles, et à la fin de ce chapitre on présente une analyse critique des approches existantes.

Le deuxième chapitre concerne les simulations numériques réalisées avec le programme de calcul en éléments finis Plaxis. On présente d'abord une introduction générale du logiciel utilisé, puis l'analyse dimensionnelle et l'étude paramétrique réalisée ainsi que les caractéristiques des matériaux rentrant dans la modélisation et les principales options retenues pour la discrétisation du modèle sol/fondation. La finalité de ce chapitre est réservée aux propositions des coefficients réducteurs de portance et d'amplification des tassements. L'intérêt d'une distance limite, au-delà de laquelle l'effet du talus disparaît, a été mis en évidence.

Le troisième chapitre traite la modélisation du phénomène interaction fondation / sol en pente par le biais d'un calcul à la rupture. On introduit en premier lieu le principe d'un calcul par analyse limite, puis on définit les paramètres adimensionnels de l'étude. On termine ce chapitre par la présentation et l'interprétation des résultats obtenus.

Le chapitre suivant (chapitre 4), consiste à confronter les résultats numériques, issues des deux approches telles que la méthode des éléments finis et la méthode d'analyse limite, entre eux et avec d'autres méthodes de calcul courantes aussi bien en terme de portance qu'en terme de pente initiale.

Enfin, dans le dernier chapitre (chapitre 5) on analyse une base de données des essais sur modèles réduits centrifugés, afin de tenter de situer les résultats d'étude numérique par éléments finis par rapports aux observations expérimentales.

On termine ce travail en soulevant les principaux résultats à retenir et les perspectives de futures recherches.

On trouvera en fin de ce manuscrit les annexes servant de support au texte :

Annexe A : Les notations et les symboles adoptés au cours de cette étude sont présentés à l'annexe A.

Annexe B : Les caractéristiques des simulations réalisées avec Plaxis et leurs références correspondantes sont fournies en annexe B.

Annexe C : Une présentation générale du programme Plaxis, et du listing d'instruction du calcul à la rupture sont regroupés en annexe C.

Annexe D : On trouvera également en annexe D les résultats des simulations numériques obtenus par éléments finis sous forme de courbes de chargement, de tableaux récapitulatifs présentant les valeurs des coefficients réducteurs portances, de coefficients amplificateurs des tassements et des distances limites.

Annexe E : un spécimen de fiche synthétique est présenté dans cette annexe.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction :

L'étude bibliographique réalisée ici, porte essentiellement sur les travaux expérimentaux et théoriques, effectués sur le comportement des fondations superficielles soumises à des chargements verticaux centrés.

Dans un premier temps, sont abordés quelques rappels sur les principales définitions et méthodes de calcul de la capacité portante d'une fondation continue sur sol horizontal.

Dans un deuxième temps, on traite le comportement d'une fondation superficielle implantée à proximité d'une pente.

Enfin, la dernière partie de ce chapitre est consacrée à une étude comparative et une analyse critique des différentes approches existantes pour l'estimation des facteurs de portance et les coefficients réducteurs de la portance des fondations établies en terrains en pente.

La bibliographie relative aux configurations complexes (fondations ayant des formes complexes sur sol horizontal ou en bord de talus, les fondations superficielles soumises à des charges inclinées ou excentrées) n'a pas fait l'objet d'un examen détaillé.

1.2. Introduction au calcul des fondations superficielles :

1.2.1. Définitions

1.2.1.1. Fondation superficielle

Une fondation est destinée à reprendre les charges provenant de la superstructure et les transmettre dans les conditions les plus favorables aux couches superficielles du sol. Une fondation est dite superficielle lorsque $D/B < 4$ (voir figure 1.1). On distingue trois types de fondations superficielles :

- Semelle isolée, dont la largeur et la longueur sont comparables, soit un rapport $L/B < 5$.
- Semelle filante ou continue dont la largeur est négligeable devant sa longueur, soit $L/B \geq 5$.
- Radier général. Il s'agit d'une dalle de grandes dimensions aussi bien en largeur qu'en longueur. Ce type de fondation est conçu si la résistance du sol est faible, ou si les ouvrages transmettent des charges importantes conduisant à des semelles dont la surface est voisine de la moitié de celle de la construction.

1.2.1.2. Comportement des fondations superficielles :

Le critère de capacité portante se traduit par la résistance à la rupture du sol aux charges exercées (voir figure 1.1). En effet il existe deux types de mécanisme de rupture par cisaillement, et ceci selon les propriétés du sol [1] :

rupture par cisaillement localisé et rupture par cisaillement généralisé (voir figure 1.2).

Le premier mécanisme est caractérisé par une capacité portante " q_1 " relativement importante lorsque les tassements sont importants. La rupture a lieu même avant d'atteindre l'état d'équilibre limite (voir figure 1.3a). En revanche, le second mécanisme correspond à une rupture par écoulement plastique pour de faibles déformations (voir figure 1.3b). Une rupture par cisaillement généralisé s'accompagne toujours par une rupture localisée. Les figures 1.2 et 1.3 illustrent ce fait.

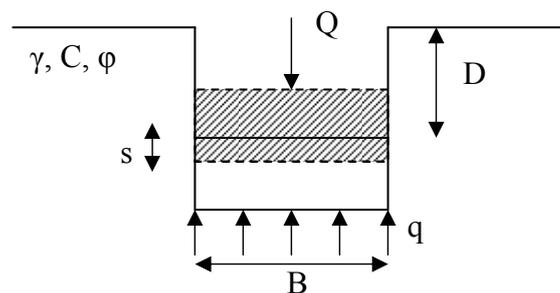


Figure 1.1 : Tassement des fondations sous les charges extérieures.

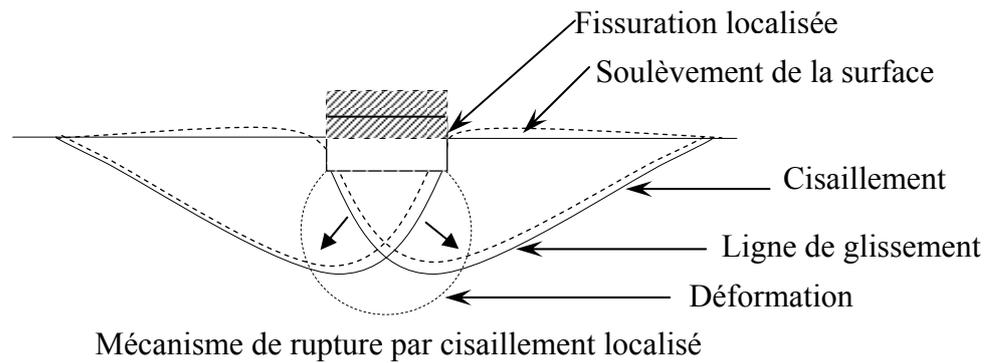
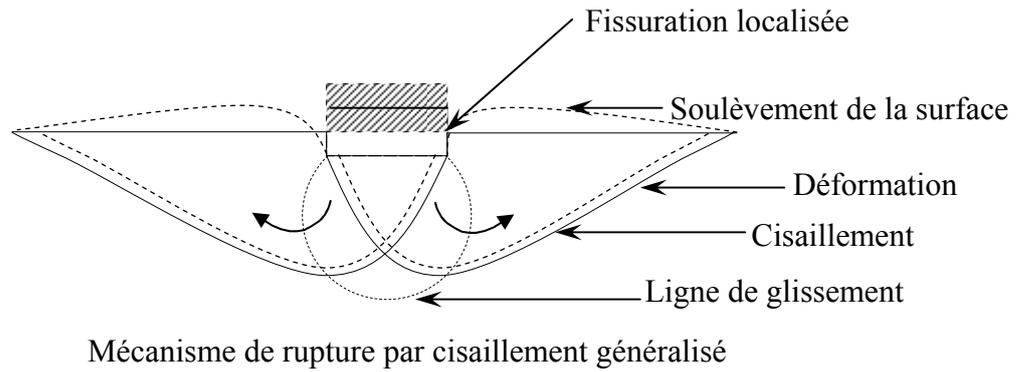


Figure 1.2: Mécanisme de rupture d'une semelle rigide

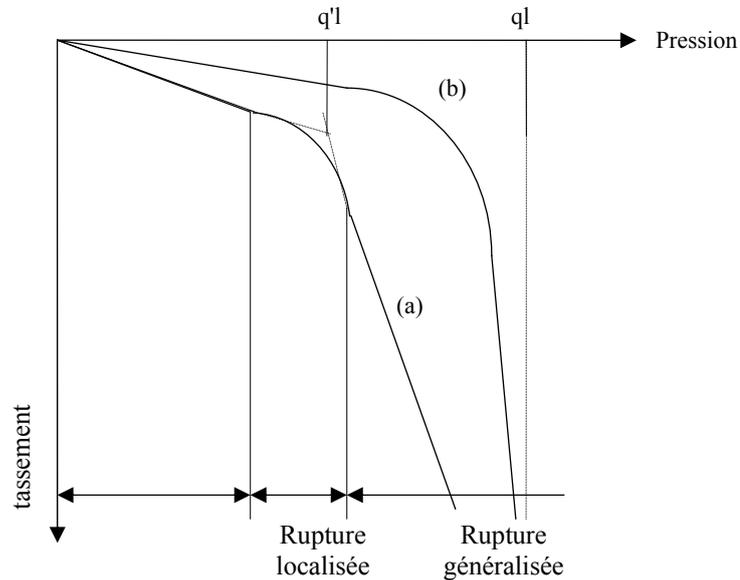


Figure 1.3 : Capacité portante pour les deux mécanismes.

1.2.2. Capacité portante des fondations superficielles :

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la capacité, développées dans ce qui suit :

- Méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire.
- Méthodes à partir d'essais sur modèle en vraie grandeur, sur modèle réduit à gravité naturelle ou centrifugé.
- Méthodes à partir des résultats des essais in situ.

1.2.2.1. Vérification de la stabilité à partir d'essais de laboratoire (méthode c-φ) :

Cette méthode consiste à déterminer la capacité portante à l'aide des résultats d'essais de laboratoire, soit à l'aide des résultats d'essais en place à savoir les caractéristiques mécaniques c et ϕ à long terme et à court terme. La recherche de la portance s'effectue en considérant l'une des approches suivantes (pour plus de détails on se reportera aux ouvrages spécialisés de ces approches) [5] :

- La méthode des lignes de glissement.
- Calcul à la rupture ou analyse limite.
- Approches numériques telles que la méthode des éléments finis.
- Méthode d'équilibre limite basée sur la superposition de trois cas élémentaires (voir figure 1.4) :
 - Un sol pesant sans surcharge et avec une cohésion nulle.
 - Un sol non pesant avec surcharge et une cohésion nulle.
 - Un sol non pesant purement cohérent.

La capacité portante est alors exprimée, pour une semelle continue soumise à une charge verticale centrée, par la relation :

$$q_1 = 0,5 * \gamma * B * N_\gamma + C * N_c + q_0 * N_q \quad (1.1)$$

q_0 : représente le poids des terres au dessus de la fondation in est pris égal à $\gamma * D$

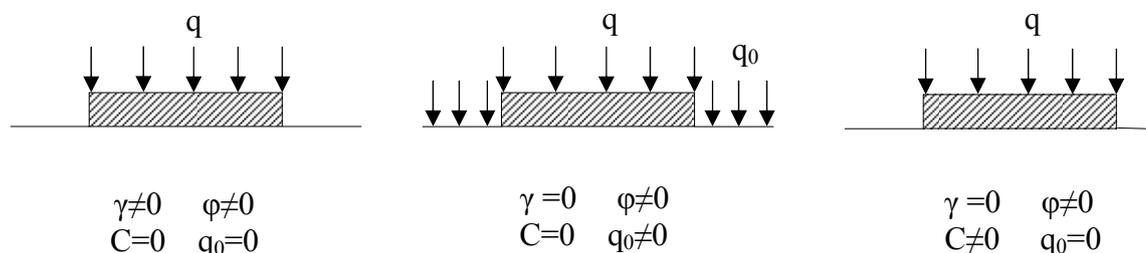


Figure 1.4 : principe de superposition pour une semelle filante.

Les termes N_γ , N_q et N_c sont les facteurs de portance ne dépendant que de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation.

Le facteur N_γ appelé " terme en surface" est le coefficient dont sa détermination a

soulevé le plus de controverse. Cela tient à deux causes, la première réside dans le choix du schéma de rupture adopté pour le coin de rupture sous la fondation (voir figure 1.5).

La deuxième réside dans la détermination de la valeur de l'angle ψ . Certains auteurs recherche eux même la valeur de ψ qui conduit au minimum de capacité portante (Biarez, Brinch, Meyerhof... (voir figure 1.6)), Terzaghi admet $\psi = \varphi$, tandis que Caquot et Kérisel choisissent $\psi = \pi/4 + \varphi/2$ (voir tableau 1et 2, figure 1.6 et 1.7).

Le facteur N_q commande le terme γDN_q , sa détermination dépend aussi du choix de la surface de rupture. Les auteur se sont ralliés à la valeur $\psi = \pi/4 + \varphi/2$ qui correspond à la valeur minimale du coefficient (voir figure 1.6et 1.7, tableau 1.1). Certaines corrections sont apportées sur ce coefficient, le fait d'assimiler la partie du massif située au dessus de la fondation à une surcharge verticale. Elle ne s'applique que dans le cas où le terrain possède sur toute la hauteur de l'encastrement D un angle de frottement au moins égal à celui de la couche porteuse. Ces corrections sont données par les formules suivantes [1] :

$$N'_q/N_q = e^{((\pi/4 - \varphi) \operatorname{tg} \varphi)} / (1 + \sin \varphi) \quad \text{si } D/B < 0.5 \quad (1.2)$$

$$\gamma * B * (0,5N_\gamma + N_q * D/B) = \gamma * B * N_{q\gamma} \quad \text{si } D/B \geq 0.5 \quad (1.3)$$

Le facteur N_c qui tient compte de l'influence de la cohésion, prend ses valeurs minimales pour un angle $\psi = \pi/4 + \varphi/2$. Ses formules littérales dépendent de la surface de rupture adoptée (voir figure 1.6 et 1.7, tableau 1.1).

Ces paramètres dépendent aussi des conditions d'interface entre le sol et la fondation. Le tableau 1.3 regroupe les valeurs des facteurs de portance dans les cas extrêmes d'un contact lisse et d'un contact rugueux entre le sol et la fondation [4].

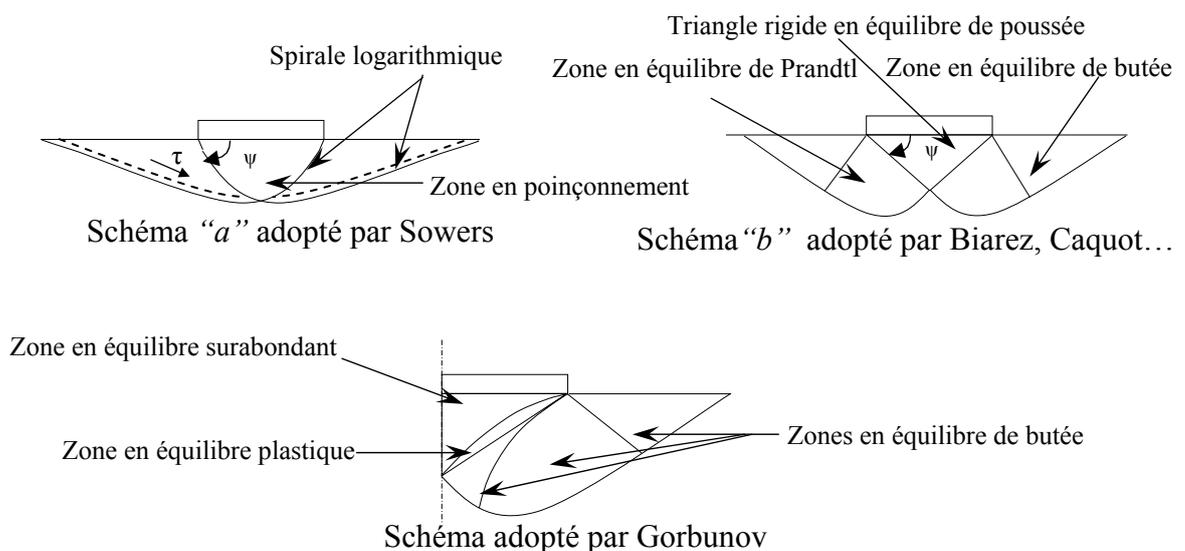


Figure 1.5 : Les différents mécanismes de rupture adoptés.

Tableau 1.1 : Expression littérale des facteurs de portance selon les schémas de rupture.

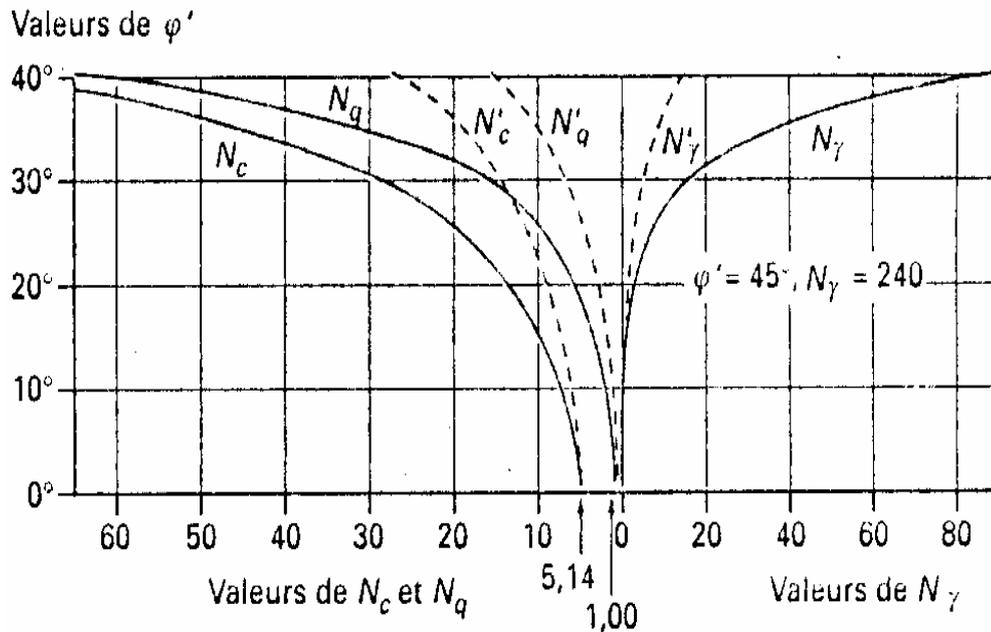
<i>Schéma adopté</i>	<i>Angle ψ</i>	N_γ	N_q	N_c
<i>Schéma (a)</i>	$\pi/4 + \varphi/2$	$(1 + 0.5 \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2))^*$ $(\operatorname{tg}^5(\pi/4 + \varphi/2) - \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2))$ <p>[2]</p>	$(1 + 0.5 \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2))^*$ $(\operatorname{tg}^4(\pi/4 + \varphi/2) - 1)$ <p>[2]</p>	$(1 + 0.5 \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2))^*$ $(2^* \operatorname{tg}^3(\pi/4 + \varphi/2) + \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2))$ <p>[2]</p>
<i>Schéma (b)</i>	<i>Varie selon les auteurs</i>	$((k_{\text{py}}^* \cos(\psi - \varphi)) / (2^* \cos^2 \psi))$ $- (\operatorname{tg} \psi) / 2$ <p>[3]</p>	$k_{\text{pq}}^* \cos(\psi - \varphi) / (\cos \psi)$ <p>[3]</p>	$((k_{\text{pc}}^* \cos(\psi - \varphi)) / (\cos \psi)) + \operatorname{tg} \psi$ <p>[3]</p>

Tableau 1.2 : Valeurs de N_γ selon divers auteurs

φ°	Terzaghi	Caquot Kérisel	Biarez Nhiem	φ	Terzaghi	Caquot Kérisel	Biarez Nhiem
10	0.55	1.00	0.47	30	18.1	21.8	18.1
12	/	1.4	0.76	32	/	29.8	25.0
16	/	2.73	1.72	36	/	56.8	48.8
20	3.44	4.97	3.54	40	102	113	100
24	/	9.03	6.89	44	260	244	209
28	/	16.4	13.1	48	780	576	467

Tableau 1.3: Facteurs de portance selon la nature du contact sol-fondation

φ°	Contact lisse	Contact rugueux	Contact lisse	Contact rugueux	Contact lisse	Contact rugueux
	N_γ	N_γ	N_c	N_c	N_q	N_q
0	0	0	5.14	5.70	1.00	1.00
5	0.1	0.0001	6.50	7.70	1.60	2.15
15	1.40	2.05	11.00	12.85	4.00	5.80
30	18.10	20.00	30.00	37.30	18.40	22.90
35	41.10	41.65	46.00	60.00	33.30	44.00

Figure 1.6 : Valeurs de $N'_c(\varphi')$, $N'_q(\varphi')$ et $N'_\gamma(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et Peck. Les valeurs N'_γ sont dues à Meyerhof. [6]

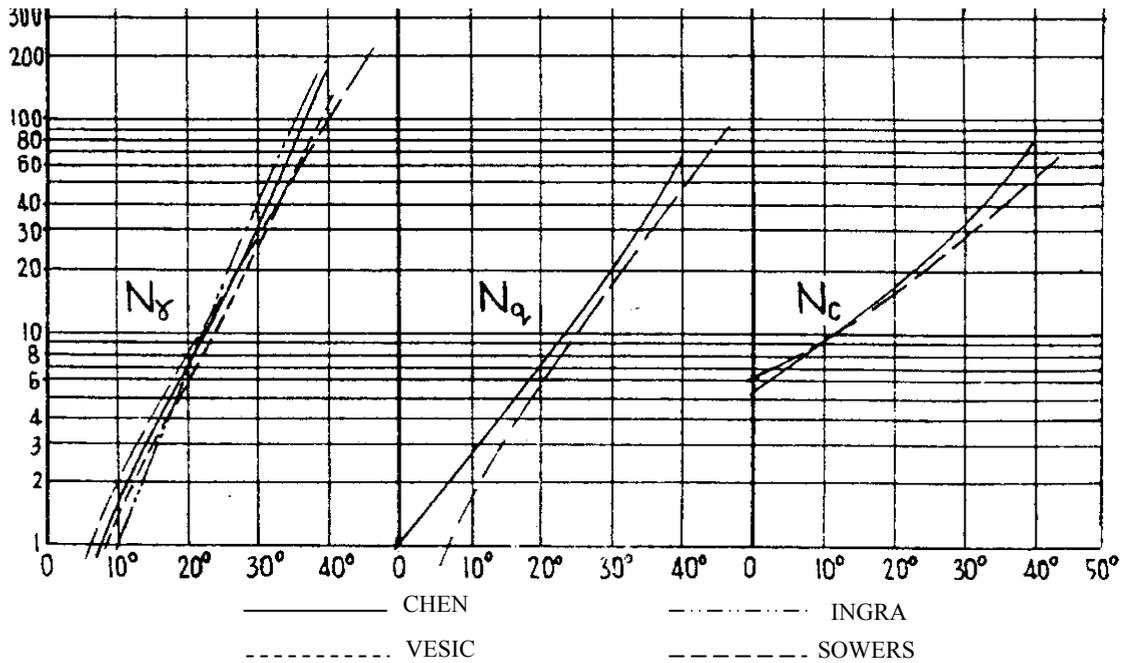


Figure 1.7 : Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement selon divers auteurs. [2]

1.2.2.2. Vérification de la stabilité à partir des résultats des essais in situ :

Cette méthode dite semi empirique, s'appuie sur les essais en place et les corrélations proposées par plusieurs auteurs entre la pression limite ou la résistance en pointe mesurées et la portance des fondations. Elle permet, au moyen de différents coefficients empirique, la portance dans la plupart des cas de figure usuels.

On rappelle dans ce qui suit les règles de calcul figurants dans le fascicule 62, titre V du CCTG (1993) : *règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, qui sont les règles actuellement en vigueur. La méthode pour conduire et interpréter ces essais est donnée par les normes AFNOR, référencés respectivement :

- NF P 94-110 pour l'essai pressiométrique MENARD.
- NF P 94-113 pour l'essai au pénétromètre statique (CPT).
- NF P 94-114 pour l'essai au pénétromètre dynamique type A.
- NF P 94-115 pour l'essai au pénétromètre dynamique type B.
- NF P 94-116 pour l'essai au carottier (SPT).

1.2.2.2.1. Détermination de la capacité portante à l'aide des essais au pressiomètre

MENARD :

L'essai pressiométrique est un essai de cisaillement pur, et à partir des mesures de la pression limite, on déduit la capacité portante d'une semelle donnée par l'expression :

$$q_u - q_0 = k_p * P_{le}^* \quad (1.4)$$

Avec : q_0 contrainte verticale totale initiale du sol au niveau de la fondation.

P_{le}^* pression limite équivalente du sol.

q_u contrainte de rupture de la semelle sous charge verticale centrée.

k_p coefficient de proportionnalité ou coefficient de portance, sa variation en fonction de la hauteur d'encastrement équivalente D_e , est donnée par la figure 1.8.

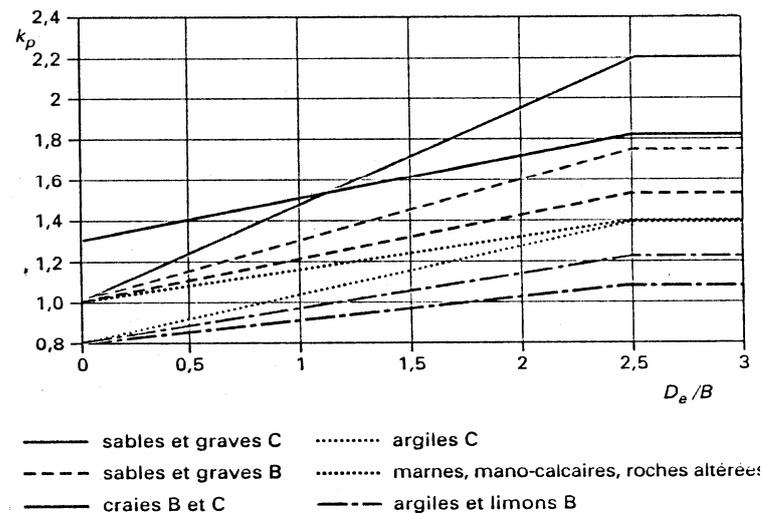


Figure 1.8 : Facteur de portance pressiométrique pour une semelle filante. [6]

1.2.2.2.2. Détermination de la capacité portante sur une semelle à l'aide des essais au pénétromètre statique (CPT) :

Comme pour le pressiomètre, la formule générale traduit la proportionnalité semi-empirique entre la rupture due par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée et celle provoquée par la pointe du pénétromètre, elle s'écrit :

$$q_u - q_0 = k_c * q_{ce} \quad (1.5)$$

avec : q_{ce} résistance de pointe moyenne ou équivalente autour de la base de la fondation.

q_0 contrainte totale verticale initiale au niveau de la base de la fondation.

q_u contrainte de rupture.

k_c facteur de portance pénétrométrique, ses valeurs varient selon la catégorie du sol et la hauteur d'encastrement équivalente D_e (voir tableau 4).

Tableau 1.4 : Valeurs du coefficient de portance k_p

Classe de sol	Valeur de k_p
Argiles et limons A, B ou C	$0,32 * [1 + 0,35 * (0,6 + 0,4 * B/L) D_e/B]$
Sables A	$0,14 * [1 + 0,35 * (0,6 + 0,4 * B/L) D_e/B]$
Sables et graves B	$0,11 * [1 + 0,5 * (0,6 + 0,4 * B/L) D_e/B]$
Sables et graves C	$0,08 * [1 + 0,80 * (0,6 + 0,4 * B/L) D_e/B]$
Craies B	$0,17 * [1 + 0,27 * (0,6 + 0,4 * B/L) D_e/B]$

1.2.2.2.3. Détermination de la capacité portante sur une semelle par les essais de pénétration dynamique :

Les pénétromètres dynamiques normalisés permettent d'obtenir la contrainte de rupture q_u sous une semelle donnée par la formule :

$$q_u = q_d / k_d \quad (1.6)$$

Avec : $k_d \# 5$ à 7 .

q_d est la résistance dynamique de pointe, fonction des caractéristiques du pénétromètre dynamique utilisé.

1.2.2.2.4. Essais de pénétration au carottier (SPT) :

Cet essai permet d'apprécier l'angle de frottement interne ϕ des sols pulvérulents, et donc d'appliquer les approches théoriques classiques ainsi que les approches numériques nécessitant l'introduction des caractéristiques mécaniques du massif de sol étudié (voir figure 1.9). [3]

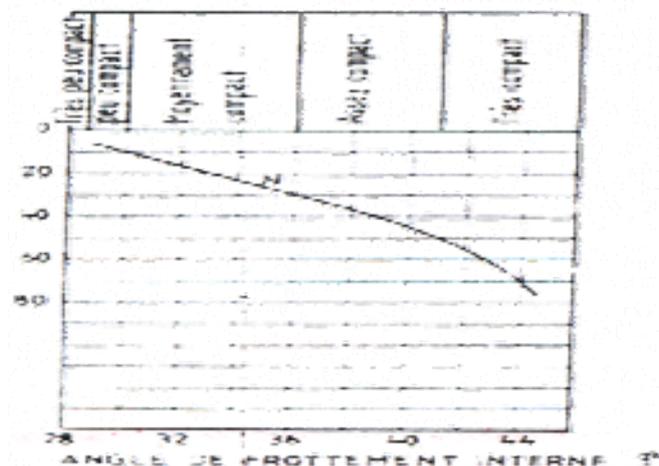


Figure 1.9 : Relation entre le nombre de coups N et ϕ dans les sables. [3]

1.3. Portance des fondations superficielles au bord de talus :

1.3.1. Coefficient réducteur de portance :

Le coefficient réducteur de portance i_β est par définition le rapport entre la pression de rupture d'une fondation établie au voisinage d'un talus et la pression de rupture de la même fondation, non encastrée ($D=0$), établie sur le même sol à surface horizontale [5]. La figure 1.10 illustre cette définition dans le cas particulier de l'étude de la portance d'une semelle filante non encastrée.

$$i_\beta = [q_r]_{D, d/B, \beta, B, L} / [q_r]_{D, \beta=0, B, L} \quad (1.7)$$

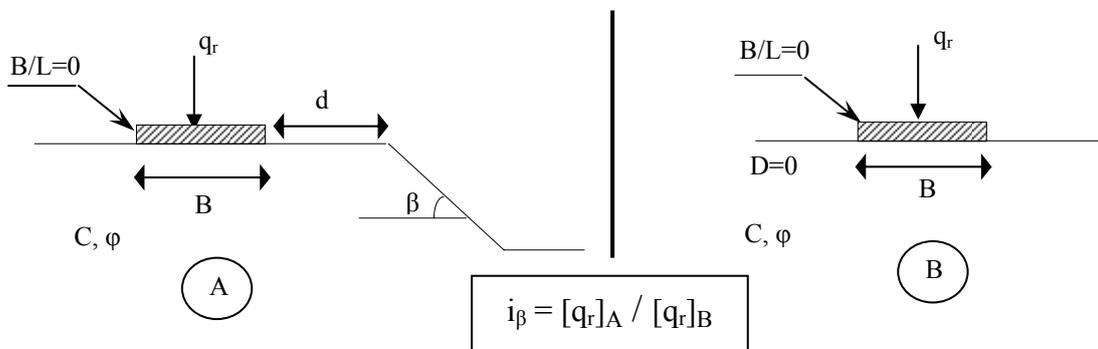


Figure 1.10 : Coefficient réducteur de portance.

1.3.2. Facteur de portance:

Le facteur expérimental de portance $N_{\gamma cq}$ est par définition obtenu par l'expression :

$$N_{\gamma cq} = 2q_r / \gamma B \quad (1.8)$$

1.3.3. Principales méthodes de détermination de l'effet d'un talus:

Pour les problèmes de capacité portante de fondation établie au bord d'une pente, plusieurs méthodes de calculs ont été proposées.

La plupart font appel aux approches théoriques classiques de la mécanique des sols. On trouve également quelques méthodes empiriques proposant des coefficients réducteurs de portance issues de considérations géométriques globales (confrontation entre les surfaces de rupture de fondations établies respectivement sur sol horizontal et en bord de talus; analogie entre chargement incliné sur sol horizontal et chargement vertical sur une

penne...).

Dans les paragraphes qui suivent, on ne présente que les méthodes les plus représentatives des approches théoriques et empiriques, celles dont le champs d'application peut être considéré comme assez large, c'est-à-dire celles où les auteurs fournissent des résultats relativement complets, notamment en fonction de d/B , ou celles dont la procédure est suffisamment explicite pour être programmée.

Les développements mathématiques ne sont pas fournis ici. Pour plus de détails on se reportera à la bibliographie propre à chaque méthode.

1.3.3.1. Approches théoriques classiques :

1.3.3.1.1. Meyerhof (1957):

Pour des fondations établies en bord de pente, Meyerhof propose de calculer la capacité portante à partir d'une expression associant les facteurs de portances N_γ , N_q d'une part, et N_c , N_q d'autre part, la pression limite s'exprimant par :

$$q_1 = 0,5 \gamma * B * N_{\gamma q} + C * N_{cq} \quad (1.9)$$

Formule dans laquelle $N_{\gamma q}$ et N_{cq} sont des coefficients ne dépendant que de l'angle de frottement ϕ du sol. Les courbes d'évolution de ces facteurs en fonction de ϕ concernent différentes configurations ($30^\circ \leq \phi \leq 45^\circ$; β de 0 à 45° ; $D/B = 0$ et 1 ; $d/B \leq 6$). La figure 1.11 montre à titre indicatif pour des fondations établies en crête de talus ($D=0$, $d/B=0$) l'évolution du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de l'angle du talus à laquelle conduit la méthode de Meyerhof, pour les sols purement frottants. Comme on peut le voir, l'angle de frottement influe sensiblement sur la réduction de portance.

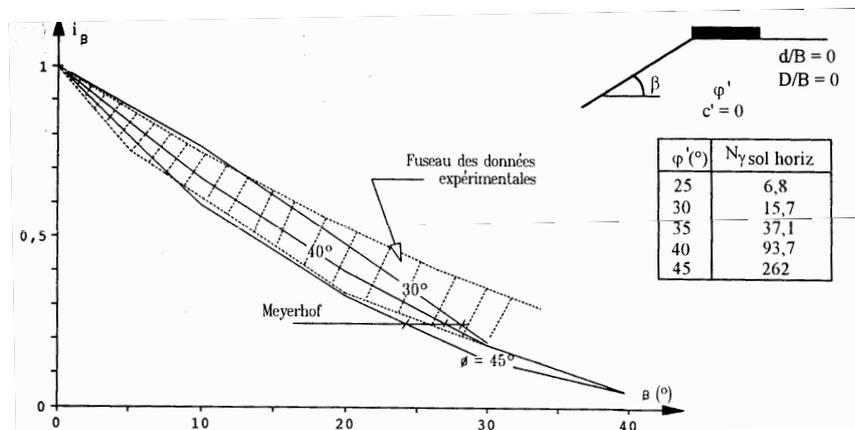


Figure 1.11 : Evolution du coefficient de portance en bord de pente avec l'angle β d'après Meyerhof.

1.3.3.1.2. Giroud et Tran Vô Nhiem (1971, 1972) [8] :

Giroud et Tran Vô Nhiem ont étudié, en partant de la méthode des caractéristiques des contraintes, le cas de fondation située à proximité d'une pente.

Le problème a été abordé dans le cas d'une fondation bidimensionnelle soumise à une charge verticale et centrée établie en bord de talus sur un massif symétrique par rapport à l'axe longitudinal de la semelle. Le sol est constitué par un matériau frottant et cohérent régi à la rupture par la loi de Mohr-Coulomb. La figure 1.12 montre le schéma de calcul retenu. Pour la détermination des facteurs de portance $N_{\gamma\beta}$, $N_{c\beta}$ et $N_{q\beta}$, Giroud considère qu'un coin de sol indéformable sous la fondation est solidaire de cette dernière. La méthode consiste alors à calculer la butée mobilisable sous ce bloc et à rechercher la géométrie du coin qui conduit aux efforts minimaux. La pression limite est ensuite déterminée par un équilibre statique entre efforts appliqués (charge, poids du coin) et les efforts de butée disponibles.

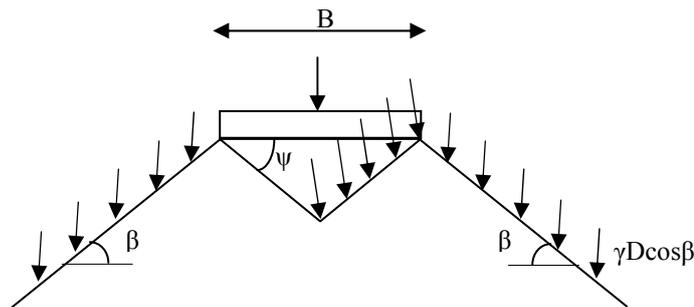


Figure 1.12 : Schéma de rupture adopté par Giroud pour l'étude des fondations en bord de talus.

Pour tenir compte de cas de figure plus complexe ($d/B > 0$, $D > 0$), Giroud fait l'hypothèse que les surfaces de rupture ne sont pas modifiées par l'encastrement et l'éloignement du bord de pente et se ramène au cas d'une fondation en crête de talus en définissant un talus fictif bâti en reliant le bord aval de la fondation au point d'émergence de la surface de rupture sur talus parallèle au talus naturel à une profondeur D . Le point S_2 est obtenu comme indiqué sur la figure 1.13.

La méthode de calcul proposée par Giroud et Tran Vô Nhiem a fait l'objet d'abaques très complets, et les coefficients qui en découlent sont donnés par les expressions suivantes, et ceci dans le cas d'un matériau frottant et cohérent :

$$N_{q\beta} = \frac{(1 + \sin \varphi) \cos \beta}{1 - \sin \varphi \cos(\Gamma - \delta')} e^{(\pi + \delta' - \Gamma - 2\beta) \tan \varphi} \quad (1.10)$$

$$\text{Avec : } \sin \Gamma = \frac{\sin \delta'}{\sin \varphi} \quad (1.11)$$

$$\text{Et : } \operatorname{tg} \delta' = \frac{\sin \beta}{\cos \beta + \frac{C * \cot \varphi}{\gamma * D * \cos \beta}} \quad (1.12)$$

$$N_{c\beta} = \frac{N_{q\beta}}{\operatorname{tg} \varphi} \quad (1.13)$$

Pour un sol purement cohérent Giroud propose les formulations suivantes des facteurs de portance :

$$N_{\gamma\beta} = 0 \quad (1.14)$$

$$N_{c\beta} = \pi + 1 + \cos \omega - \omega - 2\beta \quad (1.15)$$

$$\sin \omega = \frac{\gamma * D * \cos \beta * \sin \beta}{C} \quad (1.16)$$

Les figures 1.14 et 1.15 illustrent la variation du coefficient réducteur i_β et le facteur $N_{\gamma\beta}$ respectivement pour une semelle continue non encastrée établie sur un sol en pente purement frottent et dans le cas d'un sol frottant cohérent.

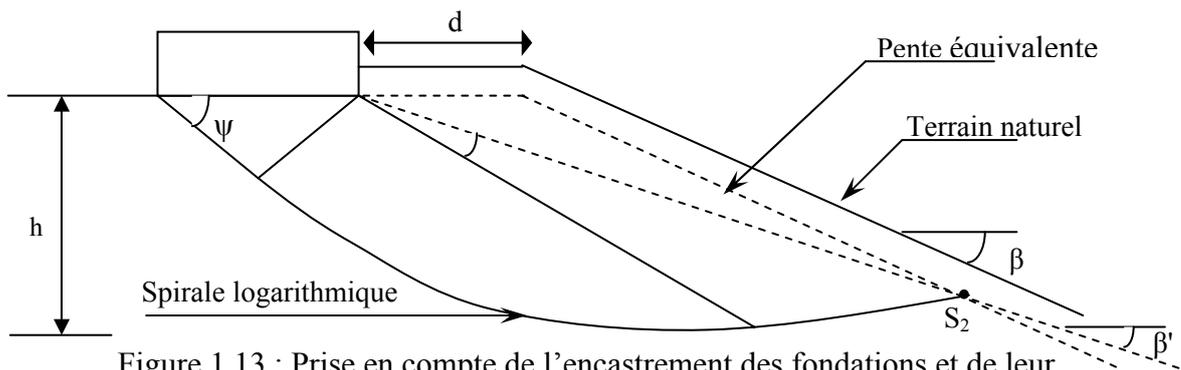


Figure 1.13 : Prise en compte de l'encastrement des fondations et de leur éloignement du bord de talus.

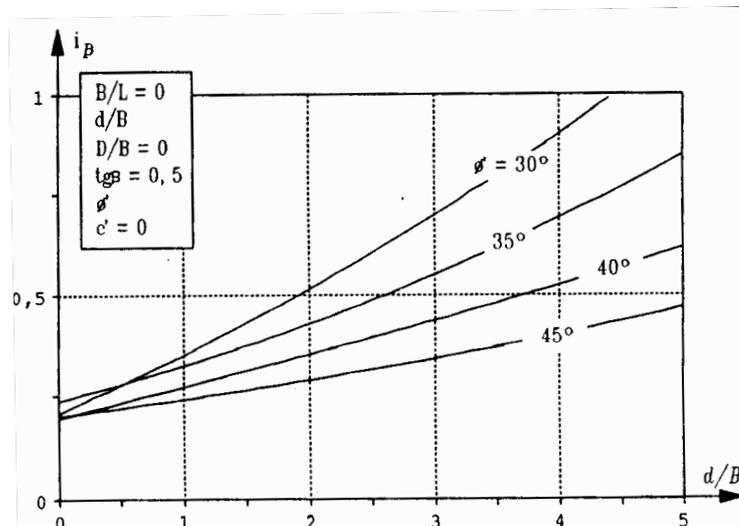


Figure 1.14 : Evolution du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de la distance à la crête du talus d'après Giroud.

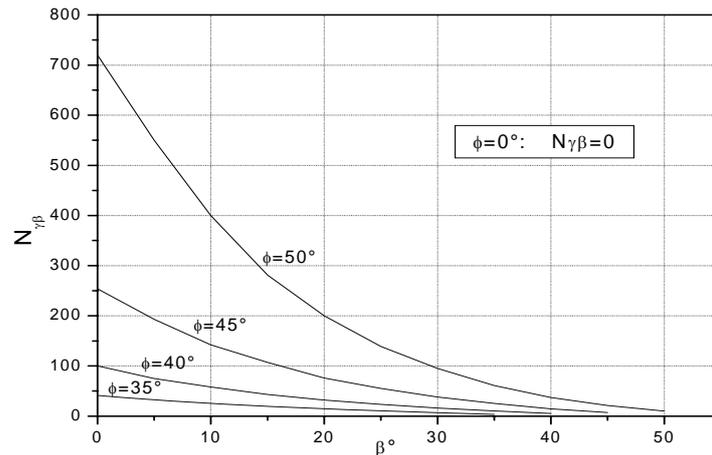


Figure 1.15 : Evolution du facteur $N_{\gamma\beta}$ en fonction de la pente du talus d'après Giroud.

1.3.3.1.3. Graham et Hovan (1988) :

Graham et Hovan ont développé une méthode de calcul basée sur le concept des lignes de glissement dont le réseau est déterminé à partir de la technique mathématique des caractéristiques. Le problème est traité dans le cas d'une fondation bidimensionnelle établie sur un sol sans cohésion, régi à la rupture par une loi de Mohr-Coulomb en plasticité parfaite. La figure 1.16 rappelle le schéma de rupture adopté par Graham pour étudier la solution de base (semelle non encastrée en crête de talus avec optimisation sur le coin ψ).

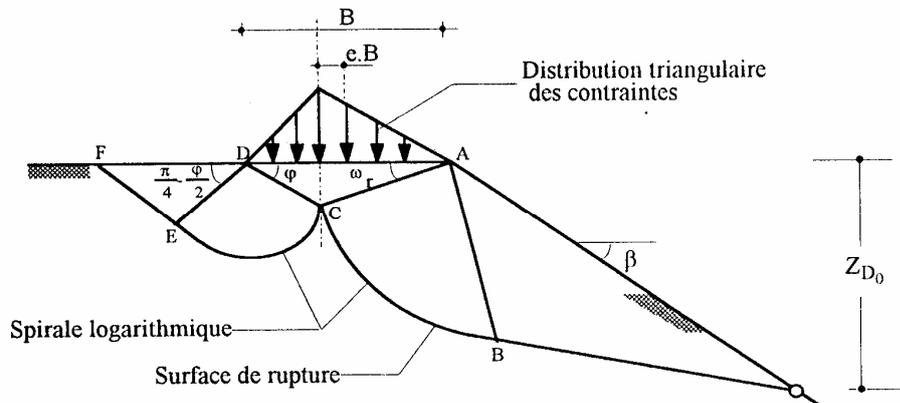


Figure 1.16 : Schéma de rupture retenu par Graham pour l'étude de la solution de base ($d/B=0$; $D/B=0$).

Pour des configurations plus complexes ($D > 0$, $d/B > 0$) d'autres hypothèses ont été faites pour se ramener au cas de figure précédent (définition d'un talus fictif, effet de la surcharge,... voir figure 1.17 et 1.18).

On notera que, pour l'étude de l'influence de la distance relative d/B sur la portance, Graham considère, en se référant à des données expérimentales, qu'il n'y a plus

d'effet de talus à partir de valeurs de d/B très faibles par rapport à celles que d'autres expérimentateurs ont abouti (Bakir, Narita et Yamaguchi... voir figures 1.18 et 1.19).

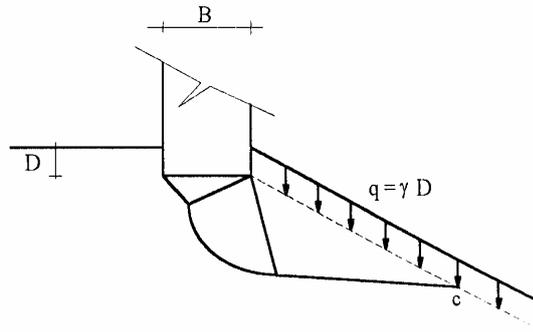


Figure 1.17 : L'hypothèse retenue par Graham pour prendre en compte l'encastrement de la fondation.

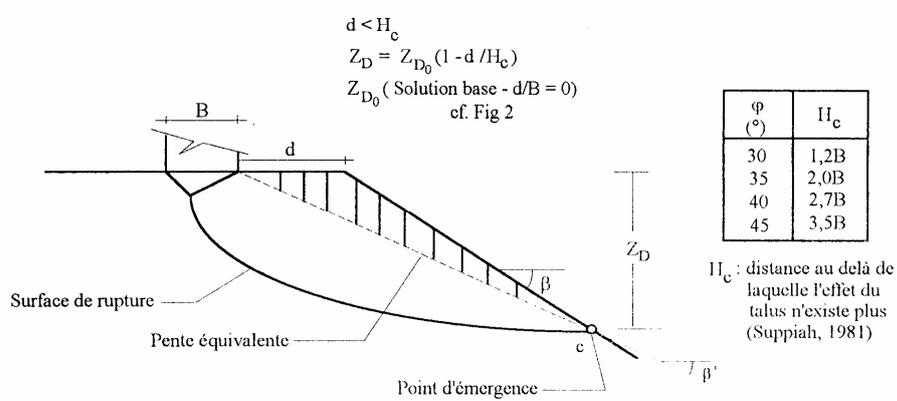


Figure 1.18 : L'hypothèse retenue par Graham pour prendre en compte l'éloignement du bord du talus.

La figure 1.19 montre d'autre part que la réduction de portance en bord de talus ($d/B = 0$) ne dépend pratiquement pas de l'angle de frottement ϕ pour un talus donné. En revanche, on remarque que l'effet de ϕ est bien marqué sur les courbes d'évolution de i_β en fonction de d/B .

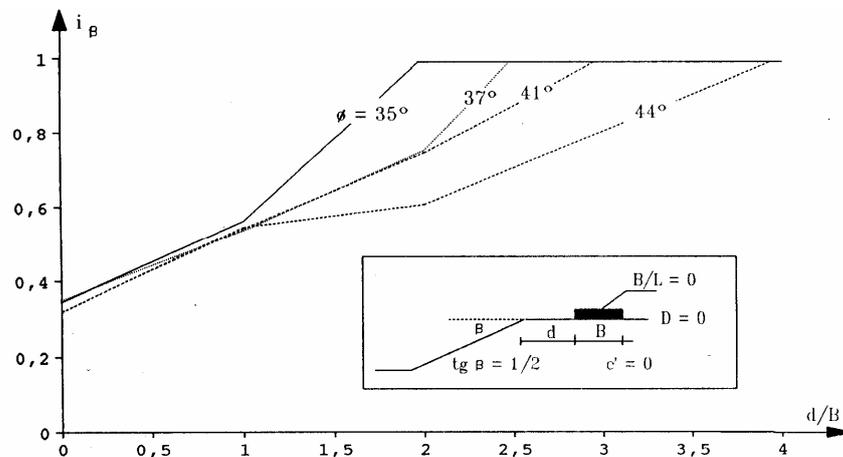


Figure 1.19 : Evolution du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de la distance à la crête du talus d/B après Graham.

1.3.3.1.4. Salençon et al. (1983) :

Salençon et al. ont appliqué au cas de fondations établies à proximité d'une pente la théorie du calcul à la rupture. La méthode proposée comporte donc une approche "*statique*" et une approche "*cinématique*".

La figure 1.20 montre les schémas de rupture et les principales hypothèses adoptées par Salençon. Les zones I et III sont supposées être des blocs rigides et la zone intermédiaire II un secteur déformable, mais la recherche de la charge minimale conduisant à une instabilité se fait en faisant varier en plus de l'angle d'ouverture θ du secteur II les angles α et δ de la base du coin.

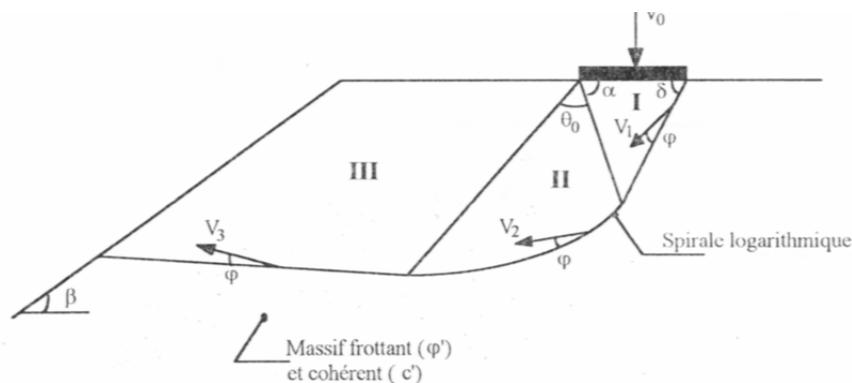


Figure 1.20 : Schéma de rupture et hypothèse adoptées par Salençon pour l'étude de fondations en bord de pente – approche cinématique.

Dans les figures qui suivent, on présente les principaux résultats obtenus avec cette méthode (d'après Salençon) pour le cas d'un talus à 26.6° par rapport à l'horizontal dans un sol sans cohésion. En admettant comme borne supérieure de portance les valeurs sur sol horizontal de Giroud, l'évolution de i_β en fonction de d/B pour différentes valeurs de φ (voir figure 1.21). Comme on peut le voir la réduction de portance en crête de talus sont pratiquement indépendantes de l'angle de frottement φ du matériau.

Par contre, lorsque la semelle s'écarte du bord ($d/B > 0$), les valeurs de i_β sont nettement fonction de φ pour un d/B donné. On remarque également que la zone d'influence de la pente croît avec φ' et β et suit pratiquement une loi du type $d_c/B = K * \text{tg}^2\varphi * \text{tg}\beta$ (voir figure 1.22)

Enfin, l'effet de la cohésion C sur le coefficient de portance i_β est représenté sur la figure 1.23. On notera que les valeurs de i_β augmentent avec C mais de manière relativement modérées pour les cas traités.

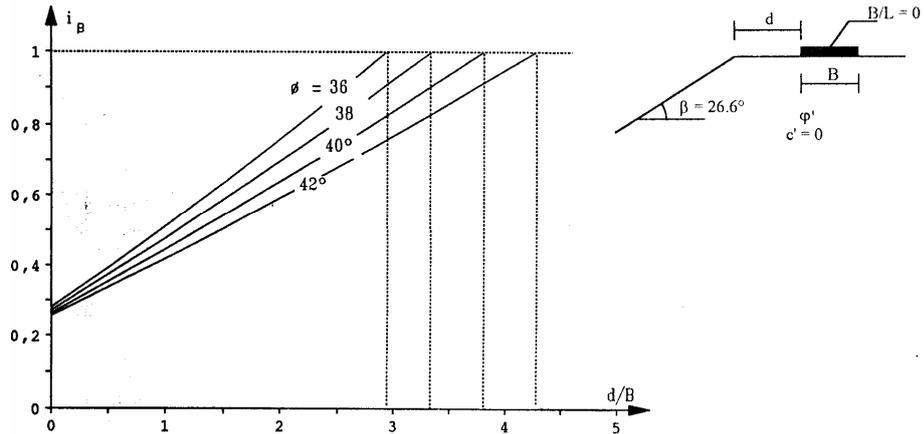


Figure 1.21 : Evolution du coefficient réducteur de portance i_B en fonction de la distance relative d/B d'après Salonçon.

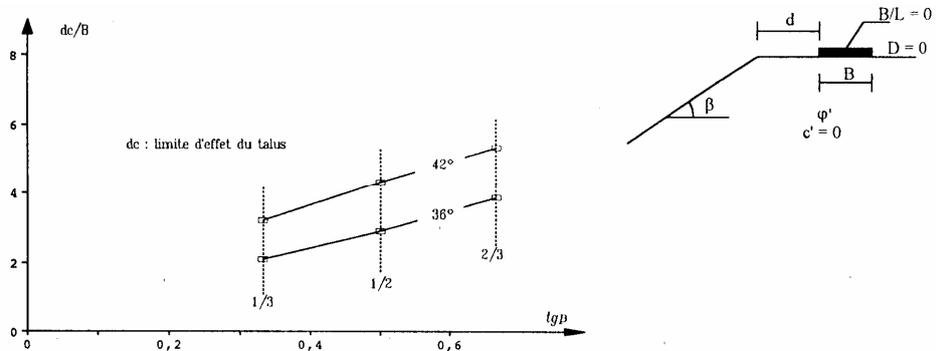


Figure 1.22 : Evolution de la zone d'influence du talus avec β et ϕ' d'après Salonçon

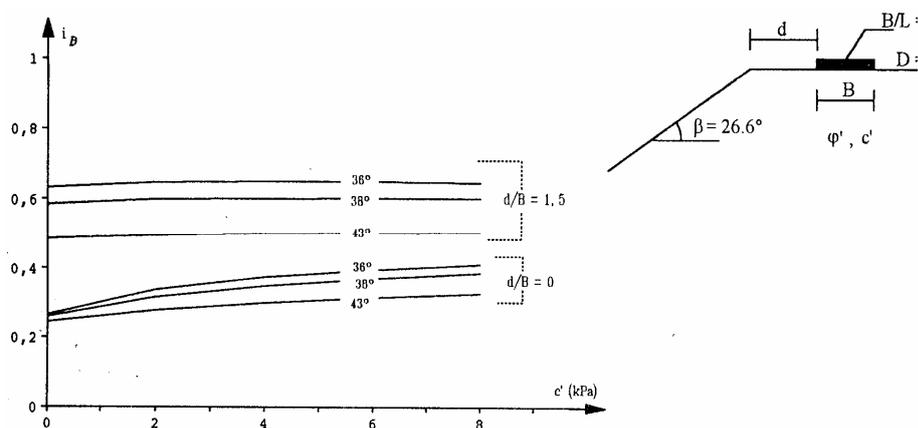


Figure 1.23 : Influence de la cohésion sur la coefficient réducteur de portance d'après Salonçon.

1.3.3.1.5. Narita et Yamaguchi (1990) :

Narita et Yamaguchi ont étudié la capacité portante de fondations établies à proximité

d'une pente à partir d'un concept d'équilibre limite, et en supposant que la surface de rupture n'est composée que d'une seule spirale logarithmique "d'angle φ " passant par la bord amant de la semelle (voir figure 1.24).

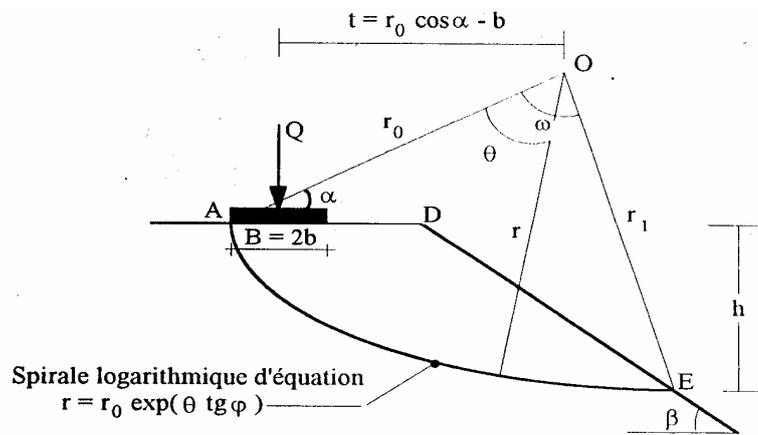


Figure 1.24 : Schéma de rupture et hypothèses retenues par Narita et Yamaguchi.

Le sol est constitué par un matériau frottant et cohérent régi à la rupture par la loi de Mohr-Coulomb. La méthode consiste alors à rechercher la spirale conduisant à l'effort Q le plus faible transmis à la semelle et entraînant son instabilité. C'est par convention la capacité portante. L'effort Q limite est obtenu pour chaque surface de rupture, en écrivant que le moment actif par rapport au centre O de la spirale, dû à la charge appliquée sur la fondation et au poids propre des terres en mouvement, doit être inférieur ou égal au moment résistant maximal donné par l'expression :

$$M_r = \int r * C * \cos \varphi \quad (1.17)$$

Les figures ci-après montrent à titre indicatif, pour le cas d'une semelle établie sur un talus de pente 26.6° , dressée dans un sol purement frottant, les évolutions du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$ (voir figure 1.25) et du coefficient réducteur de portance i_β (voir figure 1.26) avec d/B .

Plusieurs résultats sont à retenir. On peut noter d'abord que Narita prend comme borne supérieure pour les $N_{\gamma\beta}$ les valeurs maximales auxquelles abouti sa méthode. Ces résultats sont nettement supérieurs aux facteurs de portance traditionnels sur sol horizontal (figure 1.6 et 1.7). On peut également remarquer qu'en crête de talus les réductions de portance (i_β) dépendent peu de l'angle de frottement φ du massif. Mais lorsque la semelle s'éloigne du bord, les valeurs de i_β sont nettement fonction de φ et on remarque que l'effet du talus sur la portance est encore très important à des distances relatives d/B voisines de 5.

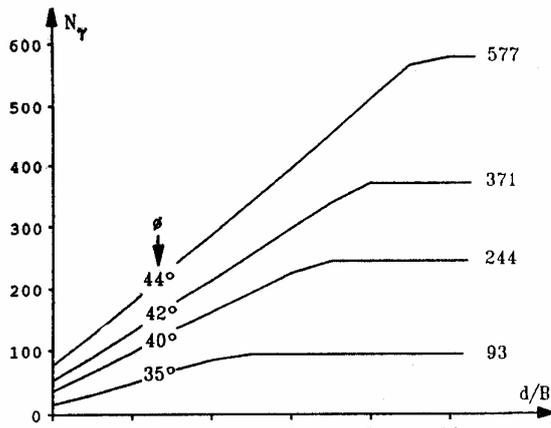


Figure 1.25 : Evolution du facteur de portance N_γ en fonction de d/B (Narita et Yamaguchi).

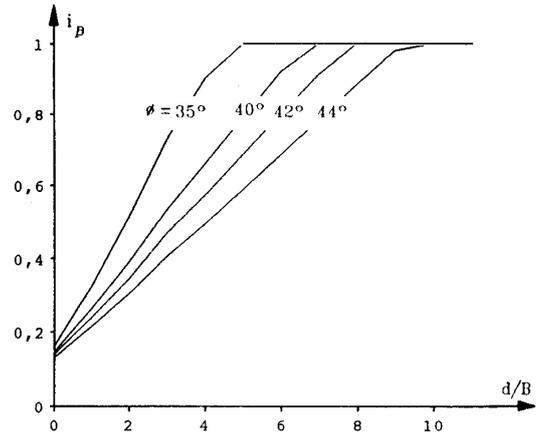


Figure 1.26 : Evolution du coefficient de portance i_β en fonction de d/B (Narita et Yamaguchi).

1.3.3.1.6. Sokolovski (1942) :

En se basant sur la méthode d'équilibre limite, Sokolovski a proposé d'étudier le problème de portance de fondations établies à proximité d'un talus taillé dans un sol frottant et cohérent (ϕ, c) et soumises à un chargement quelconque. La pression limite relative est donnée par l'expression suivante : [10]

$$\frac{P_{\max}}{C} = \sigma_z + \frac{1}{\text{tg } \phi} \tag{1.18}$$

σ_z représente la valeur de la pression limite adimensionnelle.

y' est donné par l'expression suivante :

$$y' = y * \frac{\gamma}{C} \tag{1.19}$$

La figure 1.27 récapitule la variation de la pression limite en fonction de la distance relative y' , quelques soient la pente du talus α , l'angle de frottement interne ϕ , la cohésion du sol C et le poids volumique du sol γ .

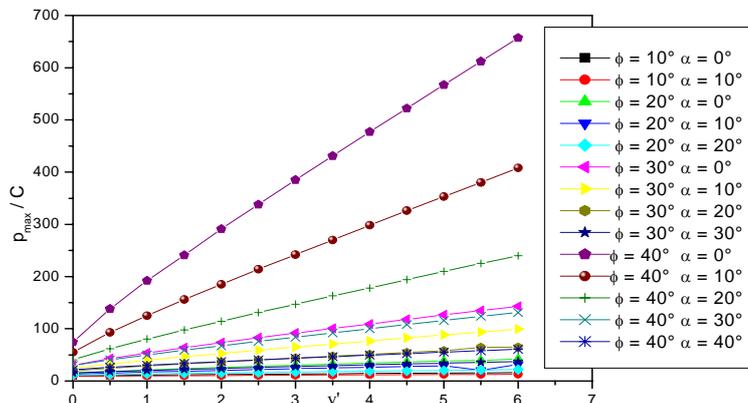


Figure 1.27 : Courbes d'évolution de la pression limite avec la distance relative y' .

1.3.3.1.7. J.Salençon (1974) et FIKRAT (1991) :

Le problème de la réduction de capacité portante due au voisinage d'un talus a été traité par J.Salençon (1974) dans le cas particulier du matériau non pesant et purement cohérent ($\gamma = 0$, $\varphi = 0$).

Dans la réalité, la réduction de capacité portante résulte des efforts combinés de l'excavation au voisinage de la fondation et de la pesanteur, donc cette étude présente l'intérêt d'isoler l'effet « d'excavation ». Les résultats obtenus, ont été établis au moyen de l'approche statique par l'intérieur du calcul à la rupture. Il s'agit donc d'estimations par défaut de la capacité portante. La figure 1.28 regroupe les valeurs du coefficient "F/C*B".

Avec : F : capacité portante.

B : largeur de la fondation.

d : distance entre la fondation et la crête du talus.

F_0 : capacité portante de référence prise égale à :

$$F_0 = C * B * (2 + \pi) \quad (1.20)$$

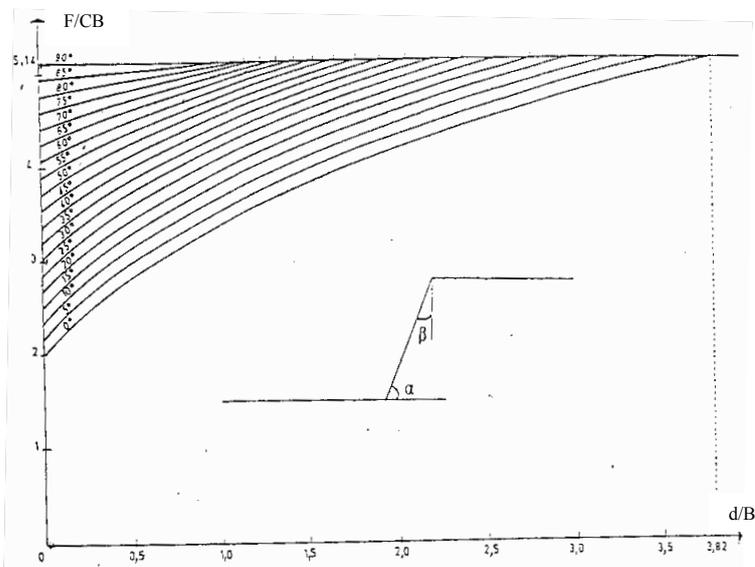


Figure 1.28 : courbes d'évolution du coefficient F/C*B pour différentes inclinaison du talus α en fonction de la distance relative d/B

En revanche, les calculs développés par FIKRAT, ont été effectués dans le cadre de la méthode cinématique, en considérant un matériau purement cohérent ($\varphi = 0$). Cette méthode fournit des estimations par excès de la capacité portante. Plusieurs schémas de rupture ont été adoptés soient ceux représentés par les figures 1.29 et 1.30. FIKRAT a pu dégager à travers une étude paramétrique, l'influence des différents paramètres à savoir

l'effet du facteur de stabilité " γ^*H/C ", l'inclinaison et la hauteur du talus " β et H/B " respectivement. Les principaux résultats sont représentés par les figures ci après. [9]

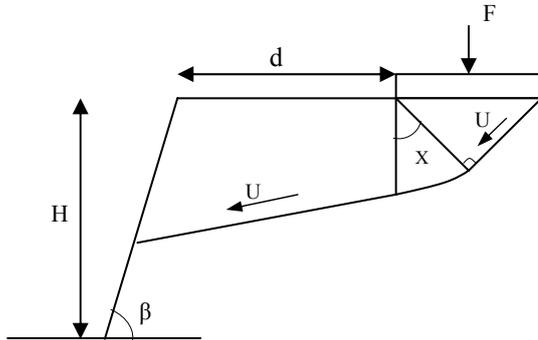


Figure 1.29 : Mécanisme de rupture retenu par FIKRAT lorsque $d > B^*\sqrt{2}/2$.

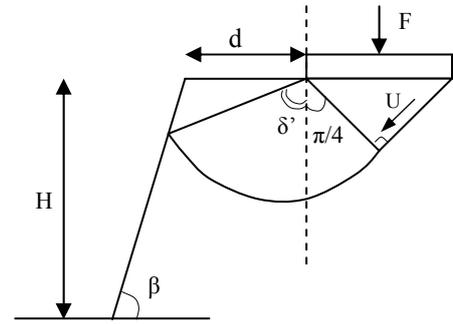


Figure 1.30 : Mécanisme de rupture retenu par FIKRAT lorsque $d < B^*\sqrt{2}/2$.

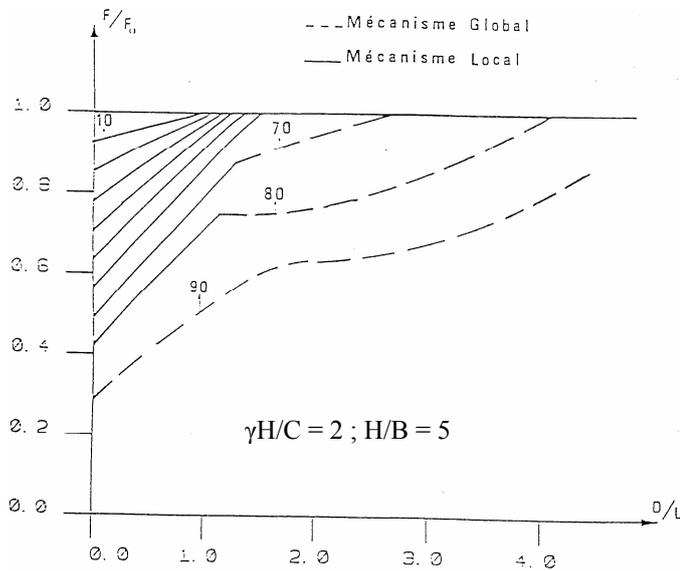


Figure 1.31 : Influence de l'inclinaison du talus sur la capacité portante selon FIKRAT.

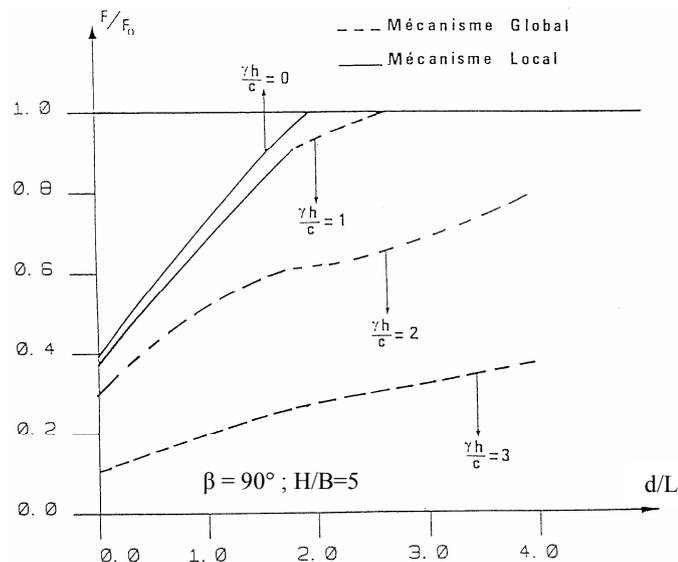


Figure 1.32 : Influence de $\gamma H/C$ sur la capacité portante selon FIKRAT.

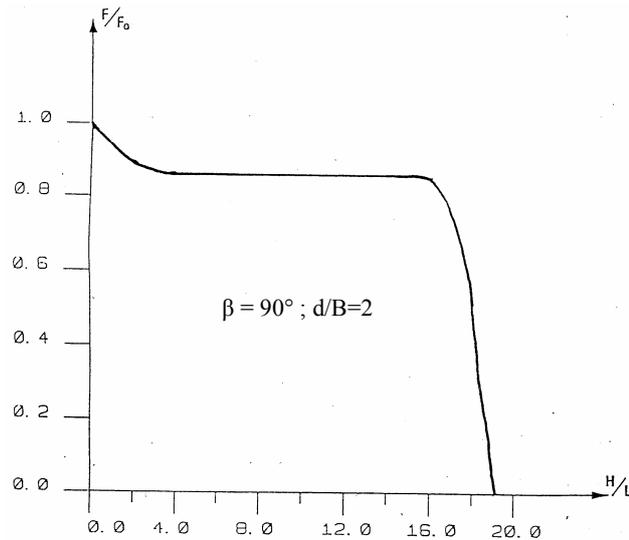


Figure 1.33 : Influence de la hauteur du talus H/B sur la capacité portante selon FIKRAT.

Il semble intéressant de comparer les résultats qui découlent des deux approches précédentes (voir tableau 1.5), afin de borner la valeur exacte de la capacité portante dans le cadre de l'analyse limite pour un sol non pesant, sachant que :

$$F(\text{statique}) < q_l(\text{exacte}) < F(\text{cinématique})$$

Tableau 1.5 : Valeurs du coefficient de portance F/F_0 selon la méthode d'analyse limite proposées par Salençon et FIKRAT – cas de semelle posée en crête du talus.

	$F(\text{statique})/F_0$ $H/B = /$	$F(\text{cinématique})/F_0$ $H/B=5$	moyenne	Ecart type
$\alpha=90^\circ$	0,389	0,4	0,3945	0,0055
$\alpha=80^\circ$	0,443	0,457	0,45	0,007
$\alpha=70^\circ$	0,519	0,524	0,5215	0,0025
$\alpha=60^\circ$	0,583	0,6	0,5915	0,0085
$\alpha=50^\circ$	0,658	0,664	0,661	0,003
$\alpha=40^\circ$	0,722	0,727	0,7245	0,0025
$\alpha=30^\circ$	0,797	0,8	0,7985	0,0015
$\alpha=20^\circ$	0,861	0,857	0,859	0,002
$\alpha=10^\circ$	0,925	0,924	0,9245	0,0005
$\alpha=0^\circ$	1	1	1	0

1.3.3.1.8. A.Bouafia (2005) [27]:

Bouafia a étudié le problème d'interaction sol en pente/fondation par le biais d'une analyse par la théorie des caractéristiques des contraintes. L'analyse est limitée au cas de fondation non encastrée posée en tête du talus constitué d'un sol purement cohérent et

obéissant au critère Mohr-Coulomb. Le mécanisme de rupture retenu est composé d'un maillage curviligne à priori inconnu (voir figure 34) et composé de trois zones distinctes à savoir une zone active OAB' ou une zone mixte en surface, une zone passive OEC et une zone de transition OB'E ou neutre entre ces deux zones.

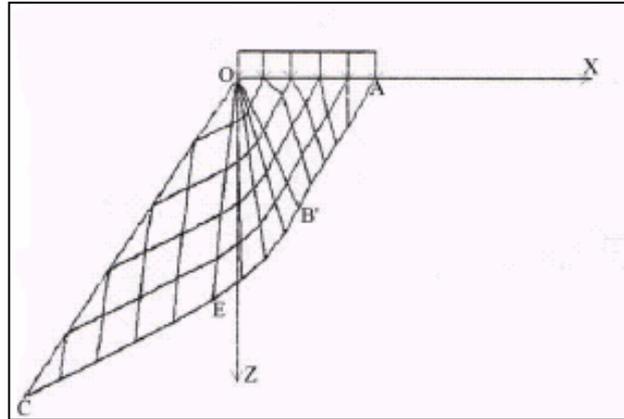


Figure 1.34 : Mécanisme de rupture sous la fondation adopté par Bouafia.

La solution du système d'équation aux dérivées partielles en déformation plane a permis d'aboutir aux équations d'équilibre limite suivantes :

$$\frac{dZ}{dr} = -\operatorname{tg}\left(\theta \pm \frac{\pi}{4}\right) \quad (1.21)$$

$$d\sigma \pm 2 * C * d\theta = \gamma dZ \quad (1.22)$$

Où σ et θ représentent respectivement la contrainte moyenne fictive et l'angle d'inclinaison de l'axe des contraintes majeures σ_1 avec l'axe horizontal. La résolution de ce type d'équation par la méthode des différences finies permet d'obtenir la distribution spatiale des fonctions σ et θ , l'état de contrainte en chaque point ainsi au calcul de la capacité portante. L'auteur donne l'expression de la capacité portante et du coefficient réducteur de portance dans le cas d'un sol non pesant par :

$$q_1 = C_u * (2 + \pi - 2\beta) \quad (1.23)$$

$$i_\beta = \frac{\pi + 2 - 2\beta}{\pi + 2} \quad (1.24)$$

Selon une étude paramétrique, l'auteur montre que la hauteur du talus et le facteur de stabilité n'ont aucune influence sur le facteur de portance $N_{c\beta}$. Entre autre l'étude comparative avec la méthode proposée par Giroud et Tran-Vô-Nhiem, l'auteur suggère que l'effet de la densité du sol a peu d'influence sur la réduction de la capacité portante. En revanche, sa variation avec l'inclinaison du talus β est inversement proportionnelle, comme en atteste la figure 1.35.

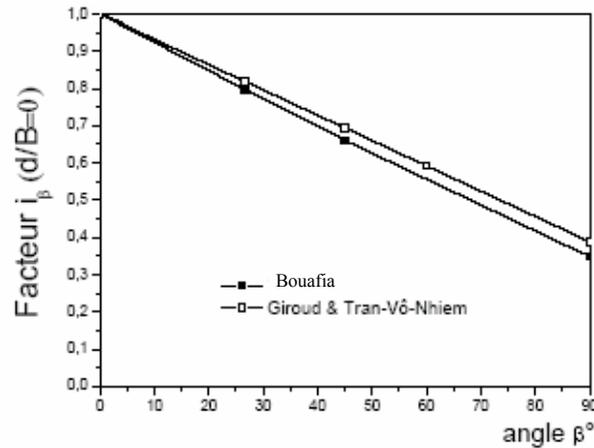


Figure 1.35 : Influence de l'angle β et effet de la densité sur i_β selon Bouafia.

1.3.3.2. Approches empiriques et semi - empiriques:

1.3.3.2.1. Baguelin et al. (1978) :

Pour le calcul de portance des fondations superficielles à partir des essais pressiométriques, Baguelin et al. Proposent, pour des semelles situées à proximité d'une pente, d'appliquer aux résultats obtenus sur sol horizontal un coefficient réducteur de portance i_β fonction de la position géométrique de la semelle dans le talus et du profil de pression limite.

Pour quantifier i_β , Baguelin et al font l'hypothèse d'une analogie de comportement entre le cas d'une fondation soumise à une charge verticale centrée et établie en crête d'un talus d'angle δ , et celui d'une fondation sur sol horizontal soumise à une charge centrée d'inclinaison δ , en se calant pour cette dernière configuration sur les expressions proposées par Meyerhof. Pour prendre en compte l'éloignement de la semelle du bord du talus et son encastrement, il est en outre défini un talus fictif d'un angle β' . Les figures 1.36 et 1.37 rappellent respectivement l'approche faite par Baguelin et al. Et la procédure de détermination de l'angle β' .

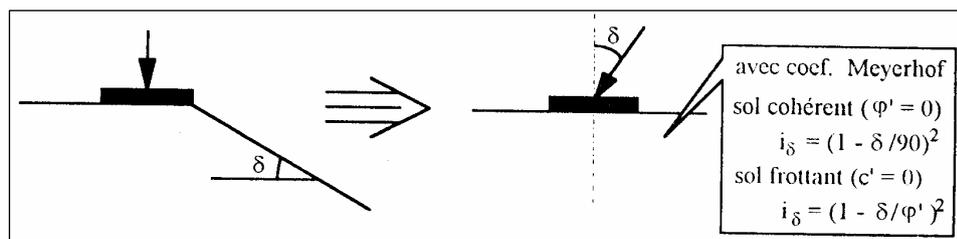


Figure 1.36 : Approche faite par Baguelin et al. Pour l'étude de fondation en bord de talus – schéma de principe.

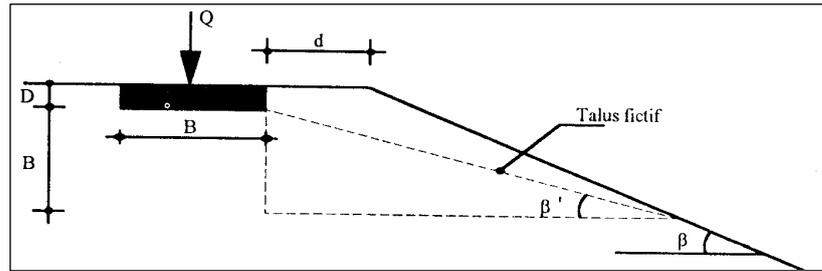


Figure 1.37 : Prise en compte de l'encastrement par la méthode de calcul de Baguelin et al.

Dans le cas d'un sol de résistance pressiométrique constante avec la profondeur ($P_1(z) = k$ ou type de sol homogène) ou d'une semelle établie à une profondeur D tel que D/B soit supérieur à 1 le coefficient réducteur de portance i_β a pour expression avec les notations de la figure 1.36 :

$$i_\beta = \left(1 - \frac{\beta'}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{1}{90} \operatorname{arctg} \frac{1}{(d/B) + (1 + D/B) * \cot \beta}\right)^2 \quad (1.25)$$

β' : arctg en degré

On notera que i_β est, dans ces cas, indépendant des caractéristiques du sol. C'est également vrai pour des fondations non encastées établies sur sol caractérisé par un profil pressiométrique de type ($P_1(z) = A * z$ ou type de sol hétérogène) :

$$i_\beta = \left(1 - \frac{\beta'}{90}\right)^2 \quad (1.26)$$

Les figures 1.38 et 1.39 montrent à titre indicatif les évolutions de i_β avec la distance relative d/B de la semelle du haut du talus auxquelles conduit cette méthode dans ces cas particuliers (sol homogène et $D/B \geq 1$, sol hétérogène et $D=0$).

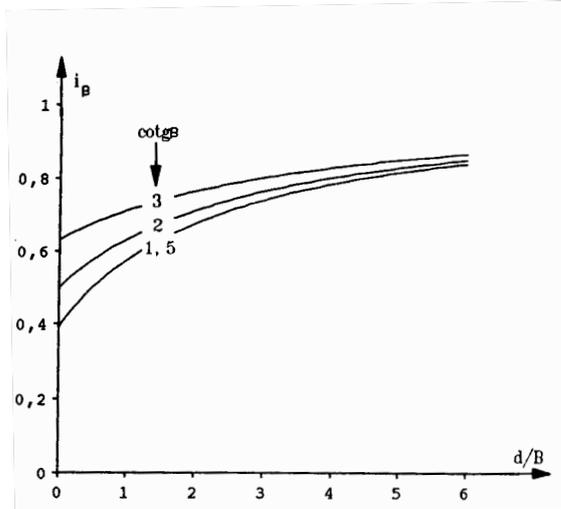


Figure 1.38 : Evolution du coefficient de portance i_β en fonction de d/B (Baguelin et al.)-sol homogène.

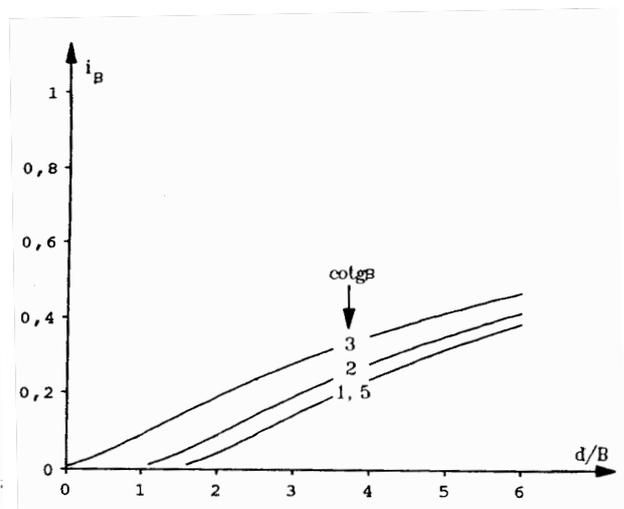


Figure 1.39 : Evolution du coefficient de portance i_β en fonction de d/B (Baguelin et al.)-sol hétérogène.

1.3.3.2.2. Gemperline (1988) :

Les essais sur modèles réduits centrifugés constituent un complément intéressant des méthodes classiques de recherche. Particulièrement lorsque ces dernières posent des problèmes de coût, de délais d'effectuer les études. Certaines d'entre elles ont l'inconvénient d'ignorer les forces massiques prépondérantes dans le domaine de la mécanique des sols, ou supposent la connaissance parfaite de la loi de comportement du sol, or la rhéologie du sol est à l'heure actuelle mal connue [26]. La modélisation en centrifugeuse a ainsi l'avantage de reproduire le même état de contraintes et de déformations et de conserver les mêmes caractéristiques naturelles du prototype, en augmentant les forces de masse selon une échelle inverse à celle de la réduction géométrique (voir figure 1.40). Les conditions de similitude absolues sont comme suit :

$$\sigma^* = \rho^* \cdot g^* \cdot L^* \quad (1.27)$$

$$u^* = g^* \cdot t^2 \quad (1.28)$$

Où on appelle x^* échelle d'une grandeur physique x défini par la relation suivante :

$$x^* = x_{\text{modèle}} / x_{\text{prototype}} \quad (1.29)$$

En imposant des contraintes et des déformations en modèle et en prototype identiques, on aura :

$$\sigma^* = 1$$

$$\varepsilon^* = 1$$

Afin de conserver les caractéristiques du même matériau utilisé, la condition de similitude deviendra :

$$g^* \cdot L^* = 1$$

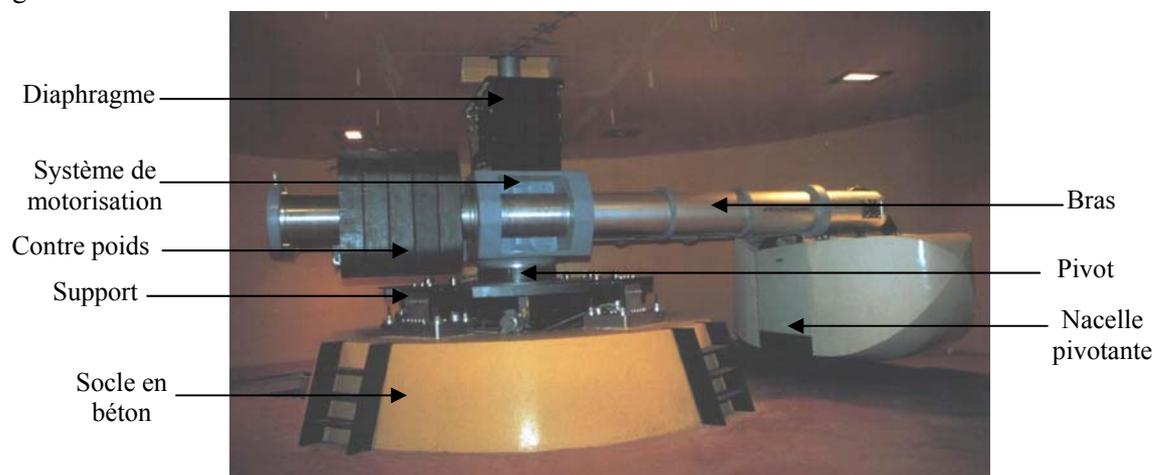


Figure 1.40 : Vue générale de la centrifugeuse du LCPC à Nantes.

On décrit dans ce qui suit quelques essais réduits centrifugés réalisés pour l'étude de l'effet de la proximité d'une pente sur le comportement d'une fondation superficielle établie sur des massifs de sable.

Gemperline a étudié, à partir d'un grand nombre d'essais sur modèles centrifugés, le problème de la portance de fondations établies à proximité d'une pente. En conclusion de ses expérimentations, il donne pour le cas de sol purement frottants une expression analytique du facteur de portance $N_{\gamma q}$ obtenue par calage sur ces résultats d'essais et prenant en compte les différents paramètres testés.

$$N_{\gamma q} = f(\varphi) * f(B) * f(D/B) * f(B/L) * f(D/BB/L) * f(\beta, d/B) * f(\beta, d/B, D/B) * f(\beta, d/B, D/L) \quad (1.31)$$

Pour des semelles filante ($B/L=0$), non encastrées ($D=0$) le coefficient réducteur de portance i_{β} s'exprime d'après cette méthode par :

$$i_{\beta} = 1 - 0,8[1 - (1 - \text{tg}\beta^2)] [2 / [2 + (d/B)^2 * \text{tg}\beta]] \quad (1.32)$$

Le coefficient i_{β} est dans ce cas indépendant des caractéristiques du sol, comme il est indiqué par la figure 1.41, les courbes d'évolution de i_{β} en fonction de la distance d/B de la semelle au bord du talus que l'on obtient pour différentes pentes du talus avec la méthode de calcul de Gemperline.

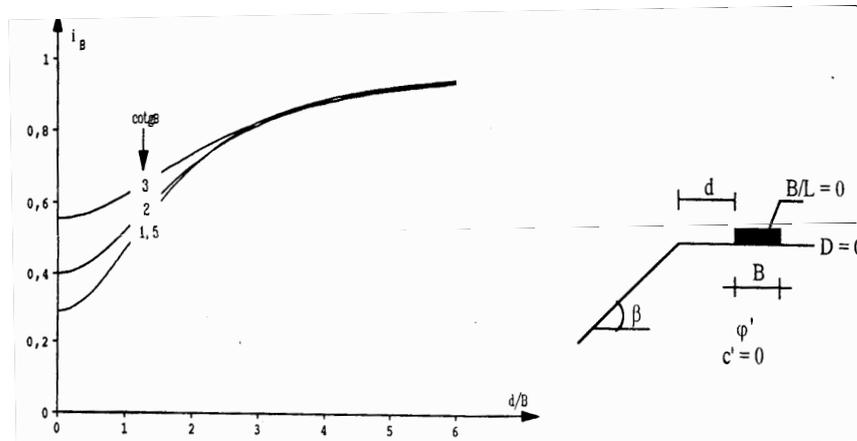


Figure 1.41 : Evolution du coefficient i_{β} avec la distance à la crête du talus d'après Gemperline.

Gemperline a aussi étudié le comportement tridimensionnel des fondations isolées à des élancements différents ($L/B = 1, 3, 6$). Les résultats qui se dégagent de cette étude se résument en les points suivants :

- Le coefficient réducteur de portance i_{β} est indépendant des caractéristiques mécaniques du massif. (Voir figure 1.42).
- Pour les deux pentes testées ($\text{tg}\beta = 2/3, 1/2$), à partir de $d/B = 2,5$, la présence du talus influence peu sur le coefficient i_{β} . (Voir figure 1.42).

- La fondation se comporte pratiquement comme sur sol horizontal, à partir de $d/B = 6$. (Voir figure 1.42).
- La réduction de portance, toutes choses étant égales par ailleurs (d/B , β , B), est moins importante dans le cas d'une semelle carrée que dans le cas d'une semelle filante. (Voir figure 1.43).

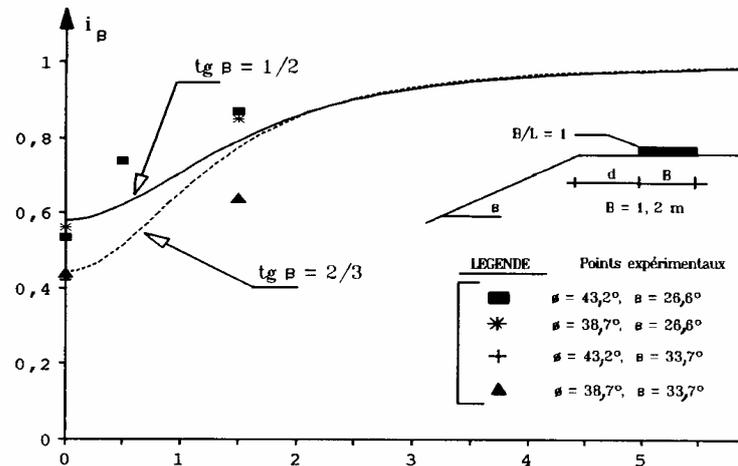


Figure 1.42 : Evaluation du coefficient réducteur i_β avec d/B – résultats expérimentaux et fonctions proposées par Gemperline

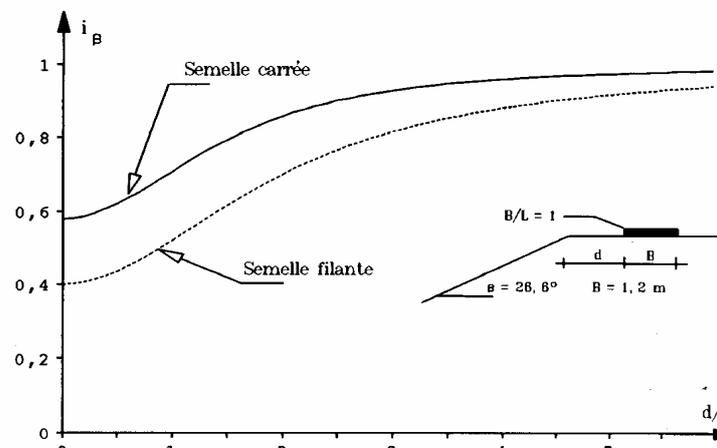


Figure 1.43 : Comparaison des coefficients de réduction de portance i_β entre semelles filantes et semelles carrées d'après Gemperline.

1.3.3.2.3. Bakir (1993):

Bakir a effectué un grand nombre d'essais en centrifugeuse, sur modèles réduits de fondations filantes non encastées, en faisant varier la distance de la crête du talus ainsi que la pente du talus. Le tableau 1.6 récapitule les principales caractéristiques des essais réalisés par Bakir ainsi que les paramètres étudiés.

Tableau 1.6 : Caractéristiques des essais et paramètres étudiés par Bakir (1993).

Caractéristiques				Paramètres de l'étude	
Dimensions du modèle	Niveau d'accélération centrifuge	massifs	Poids volumique	Distance d/B du talus	Pentes (tgβ)
L=280 mm B = 30 mm D = 0	30G	Sables de fontainebleau blanc et sec	$\gamma_d = 16$ kN/m ³	0 - 1 - 1.5 - 2 -3 - 4 - 6 - 7.5 -9.5 - 11	1/2 -2/3 et 1/3

Les résultats obtenus ont permis à l'auteur de mettre en évidence les points suivants :

- L'effet de la pente sur la portance est très important lorsque la distance relative d/B est inférieur à 3.
- La portance augmente régulièrement avec la distance relative d/B, jusqu'à la valeur d/B=6 à partir de laquelle l'influence du talus ne se fait pratiquement plus sentir.
- Quelque soit la configuration testée, même dans le cas le plus défavorable, le coefficient réducteur de portance i_β reste supérieur à 2.

Bakir a ensuite calculé les coefficients réducteurs i_β pour chacun des paramètres étudiés (d/B et tgβ) et en se calant sur ses résultats expérimentaux et sur un certain nombre de données bibliographiques, tant théoriques qu'expérimentales, il a proposé une expression analytique générale de ce coefficient :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{si } d/B \leq 6 & i_\beta = 1 - [1,8 * tg\beta - 0,9 * (tg\beta)^2] * [1 - (d/(6B))]^2 \quad (1.33) \\ \text{si } d/B \geq 6 & i_\beta = 1 \quad (1.34) \end{array} \right.$$

La figure 1.44 représente l'évolution du coefficient réducteur de portance i_β , pour chaque pente testée (2/1, 3/2, 3/1), en fonction de la distance relative d/B de la fondation au talus.

Les réductions de portance i_β , toutes choses étant égales par ailleurs (d/B, β), ne sont pas fonction des caractéristiques mécaniques du sable, C et φ. L'effet de la cohésion n'a pas été examiné dans la thèse de Bakir.

D'autres expérimentations ont fait l'objet d'étudier la stabilité des semelles isolées filantes.

On note que les résultats des différents essais réalisés sont assez dispersés à cause du type de configuration testée. Ainsi l'imperfection mineur sur le positionnement du dispositif de chargement, sur la verticalité et l'excentrement de la force conduit parfois à des ruptures non vers le talus mais dans d'autres directions pour des semelles situées à des distance supérieures à 1B ou 2B. La figure 1.45 illustre ce fait.

Le coefficient réducteur de portance proposé par BAKIR, pour des semelles

rectangulaires, a pour expression :

$$i_{\beta} = 1 - 0,6 * [1,8 * \text{tg}\beta - 0,9 * (\text{tg}\beta)^2] * [1 - (d / (C_f * 6B))]^2 \tag{1.35}$$

$$C_f = 1 - 0,4 * B/L \text{ (coefficient de forme)} \tag{1.36}$$

La figure 1.46 montre à titre indicatif la variation de i_{β} en fonction de la distance d/B .

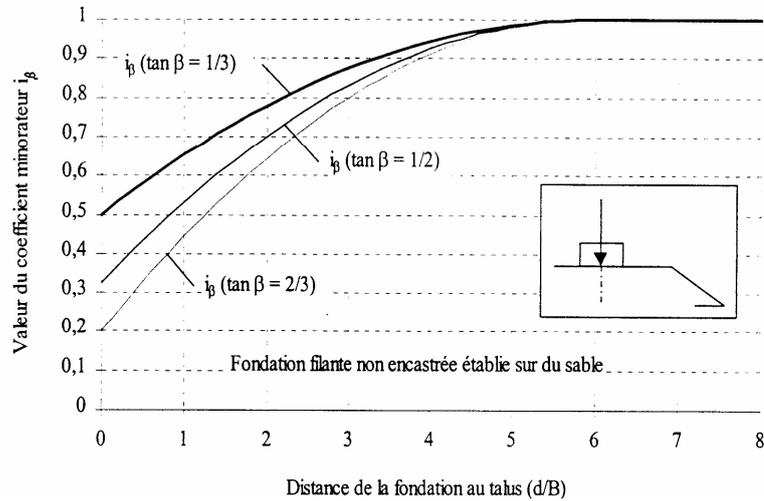


Figure 1.44 : Evolution des coefficient réducteurs avec la distance d/B selon Bakir.

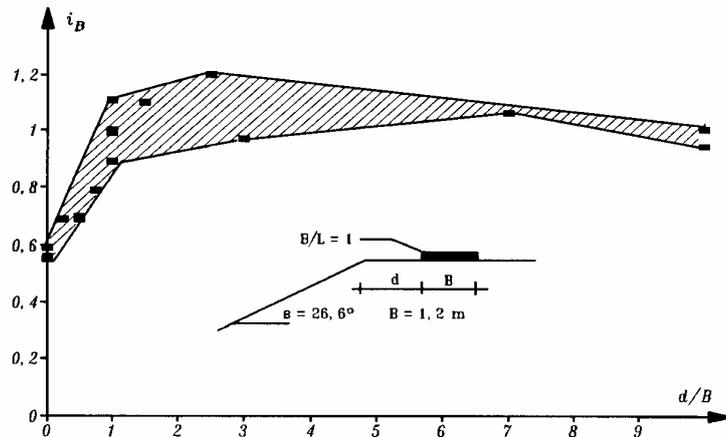


Figure 1.45 : Evolution de i_{β} pour des semelles carrées avec d/B selon

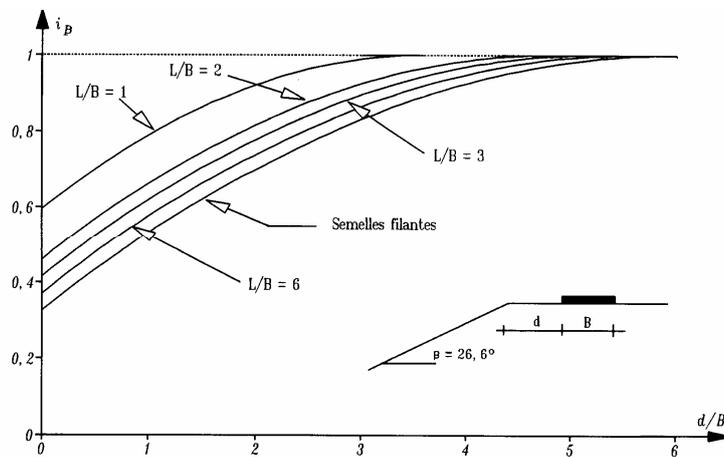


Figure 1.46 : Variation de i_{β} avec d/B ($1 \leq L/B \leq \infty$) selon BAKIR.

1.3.3.2.4. O.Maréchal (1999):

O.Maréchal a réalisé un grand nombre d'essais, dans le but d'étudier expérimentalement et numériquement l'influence du couplage de divers paramètres tels que la proximité "d" d'un talus d'angle "β", l'inclinaison "δ" et l'excentrement "e" de la charge appliquée à savoir :

- 79 essais sur des fondations filantes en centrifugeuse établies sur un sable sec blanc de Fontainebleu.
- 88 simulations numériques réalisées pour des massifs de sol purement cohérent et purement frottant avec le pro logiciel CESAR LCPC.

O.Maréchal suggère que les coefficients de réduction de portance proposés par Bakir, dans le cas d'une semelle filante soumise à des chargements verticaux centrés, ne nécessitent pas de modifications importantes, si ce n'est le cas du coefficient i_β .

1.3.3.2.6. Portance d'une fondation établie à proximité d'un talus par la méthode pressiométrique préconisée par le fascicule 62-titre V (1993):

La portance d'une semelle filante établie à proximité d'une pente et soumise à une charge verticale centrée est donnée par l'expression :

$$q_1 = q_0 + i_{\delta\beta} * k_p * P_{le} \quad (1.37)$$

Pour une fondation non encastrée à proximité d'un talus constitué d'un sol frottant, le coefficient i_β , qui découlent des travaux de Bakir et à pour expression :

$$i_\beta = 1 - 0,9 \operatorname{tg} \beta * (2 - \operatorname{tg} \beta) * (1 - d/8B)^2 \quad \text{si } D/B=0 \quad (1.38)$$

La figure 1.47 représente la variation du coefficient i_β en fonction de la distance relative d/B et l'angle β dans le cas d'une fondation non encastrée.

Dans le cas d'un encastrement non nul, on remplace dans un premier temps β par l'angle β' qui donnerait pour un encastrement nul, le même coefficient réducteur qu'une charge inclinée, c'est-à-dire :

$$(1 - \beta'/45)^2 = i_\beta(\beta, d/B)$$

$$D'où : \beta' = 45 * (1 - \sqrt{i_\beta(\beta, d/B)}) \quad (1.39)$$

β' est représentée graphiquement sur la figure 1.48

Puis on prend, pour la valeur réelle de l'encastrement D/B, la réduction pour une charge inclinée de β' en sol pulvérulent (figure 1.49). L'expression du coefficient i_β est :

$$i_{\beta} = \phi_2(\delta) = (1 - \beta'/90)^2 * (1 - e^{-D/B}) + (1 - \beta'/45)^2 * e^{-D/B} \quad \text{si } D/B \neq 0 \quad (1.40)$$

Cette méthode revient en quelque sorte, en l'absence d'autres informations, à supposer que l'influence de l'encastrement sur la réduction de portance, due à la proximité du talus, est sensiblement la même que celle de l'encastrement sur la réduction due à l'inclinaison de la charge.

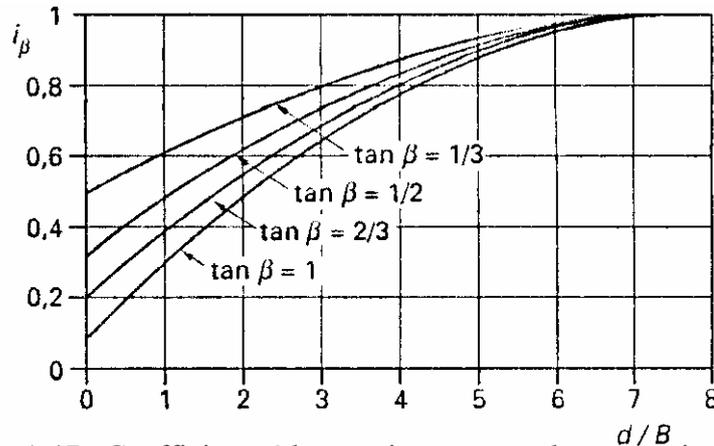


Figure 1.47 : Coefficient réducteur i_{β} pour une charge verticale centrée à proximité d'un talus dans le cas d'un encastrement nul. [6]

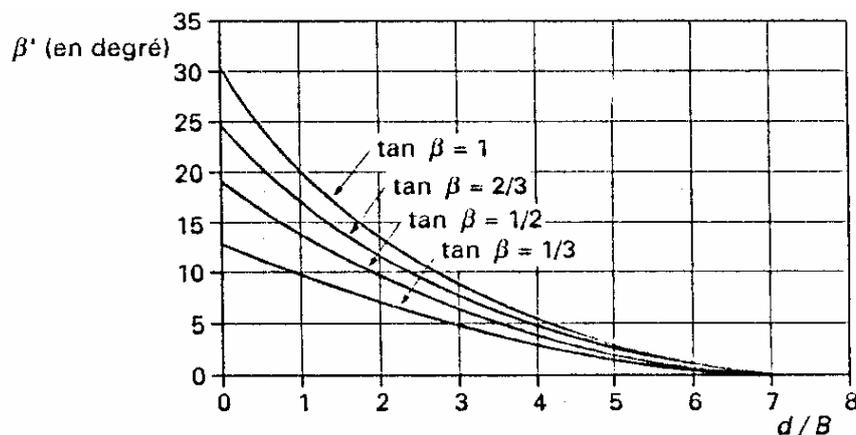


Figure 1.48 : Angle β' pour le calcul du coefficient réducteur dans le cas d'une fondation encastree à proximité d'un talus. [6]

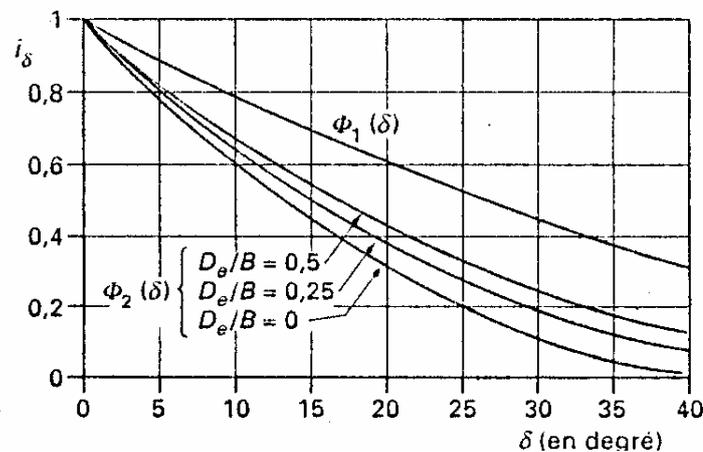


Figure 1.49 : Coefficient réducteur i_{β} pour charge verticale centrée en bord d'un talus d'inclinaison δ pour des sols pulvérulents (voir fonction $\Phi_2(\delta)$). [6]

1.4. Tassement des fondations superficielles :

1.4.1. Rappels sur les différents aspects du tassement des fondations superficielles :

Le tassement d'un ouvrage est un phénomène d'interaction sol/fondation. Il s'agit couramment de l'action de la fondation sur le sol par le biais des surcharges qui lui sont transmises. La valeur du tassement dépend de la rigidité relative sol/fondation. En effet une semelle parfaitement souple transmet directement la pression uniforme au sol, en revanche, le tassement est variable. A l'inverse, une semelle parfaitement rigide entraîne un tassement uniforme et les contraintes sous la semelle sont variables. Le tassement final d'une fondation résulte dans le cas général des composants suivants : [11]

- Le tassement instantané s_i .
- Le tassement de consolidation s_c .
- Le tassement de fluage s_f .

1.4.2. Méthodes de calcul des tassements :

1.4.1.1. Détermination du tassement à partir des essais de laboratoire :

1.4.1.1.1. La théorie d'élasticité :

Dans le cas d'une fondation rigide, rectangulaire posée en surface sur sol homogène et uniformément chargée, le tassement immédiat sous la fondation est exprimé par la théorie d'élasticité : [11]

$$\left\{ \begin{array}{l} s_i = 2 * (1 - \nu)^2 * B * q * I / E \quad \text{pour un sol d'épaisseur infinie.} \\ s_i = 2 * q * B * P_{Hm} / E \quad \text{pour un sol d'épaisseur finie.} \end{array} \right. \quad (1.41)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} s_i = 2 * q * B * P_{Hm} / E \quad \text{pour un sol d'épaisseur finie.} \end{array} \right. \quad (1.42)$$

Avec P_{Hm} : coefficient dépendant du rapport α et du coefficient de poisson ν .

I : facteur d'influence de la pression sur le tassement fonction des dimensions de la semelle et est donné dans le cas d'une fondation rigide par l'expression : [11]

$$I = (1/\pi) * \text{Ln}(\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1}) + (\alpha/\pi) \text{Ln} \left[\frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha} \right] + \frac{1 + \alpha^3 - (\alpha^2 + 1)^{3/2}}{3 * \alpha * \pi} \quad (1.43)$$

$$\alpha = L/B$$

1.4.1.1.2. La méthode d'intégration par tranches :

Cette méthode permet d'estimer le tassement de consolidation en utilisant la courbe de compressibilité œdométrique et en découpant le sol en des tranches minces. Son avantage est qu'elle n'exige pas la connaissance du module d'YOUNG du sol.

Le tassement est donc donné par l'expression suivante : [11]

$$\text{Si } \sigma'_v > \sigma'_c : \quad s_c(i) = \left[\frac{H_i}{1+e_0} \right] * \left[C_s * \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \right] + \left[C_s * \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right] \quad (1.44)$$

$$\text{Si } \sigma'_v < \sigma'_c : \quad s_c(i) = \left[\frac{H_i}{1+e_0} \right] * \left[C_s * \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (1.45)$$

Où H_i : épaisseur de la couche de sol considérée.

e_0 : indice des vides à l'état initial.

σ'_{v0} : pression verticale effective initiale des terres au milieu de la couche considérée.

σ'_v : pression verticale effective totale des terres au milieu de la couche.

σ'_c : contrainte de préconsolidation.

C_s : indice de gonflement.

C_c : indice de compression.

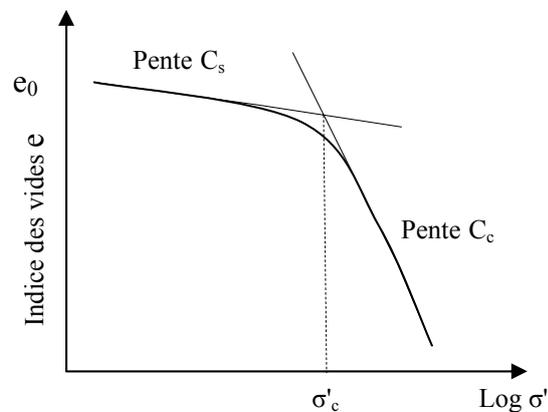


Figure 1.50 : Courbe d'évolution de l'indice des vides au cours de l'essai œdométrique.

Des corrections ont été proposées par plusieurs auteurs, pour tenir compte des déformations latérales annulées dans l'essai œdométrique.

Burland et al. (1977) proposent des corrections pratiques dans le cas courant des tassements totaux des sols mous et raides à partir du tassement œdométrique. Sachant que le tassement immédiat peut être également déterminé par le calcul élastique non drainé, ces corrections sont comme suit :

➤ Argiles raides surconsolidées : $s_i = 0,5 \text{ à } 0,6 s_{\text{œd}}$

$s_c = 0,5 \text{ à } 0,4 s_{\text{œd}}$

$$S_t = S_{ced}$$

➤ Argiles molles normalement consolidées : $s_i = 0,1 S_{ced}$

$$S_c = S_{ced}$$

$$S_t = 1,1 S_{ced}$$

Skempton et Bjerrum (1957) ont également induit un facteur de correction μ , fonction du coefficient de pression interstitielle A et de la géométrie du problème. Soit donc le tassement de consolidation :

$$S_c = \mu^* S_{ced} \quad (1.46)$$

1.4.1.1.3. Calcul des tassements par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard:

Cette méthode est parfaitement adaptée au calcul des tassements des fondations "étroites" telles les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Le tassement à 10ans d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B est donné par les relations :

$$s(10ans) = s_s + s_d \quad (1.47)$$

$$\text{où } s_s = (q - \sigma_{v0}) \lambda_c * B^* \alpha / 9E_c \quad (1.48)$$

$$\text{et } s_d = 2(q - \sigma_{v0}) B_0 (\lambda_d * B / B_0)^\alpha / 9E_c \quad (1.49)$$

Avec s_s : le tassement sphérique

s_d : le tassement déviatorique

B : largeur ou diamètre de la fondation.

B_0 : une dimension de référence égale à 0,60m.

E_c et E_d : module pressiométrique équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique respectivement.

α : coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol.

λ_c et λ_d : coefficients de forme.

Les valeurs de α , λ_c et λ_d sont données par le fascicule 62, titre V (1993).

Le calcul des modules équivalents E_c et E_d est effectué d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part en considérant que les déformations volumiques sont prépondérants sous la fondation, jusqu'à la profondeur $B/2$, pour le calcul de E_c , et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de $8B$. Le calcul de E_c et E_d se fait comme suit :

$$E_c = E_1 \quad (1.50)$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}} \quad (1.51)$$

Où E_1 : module mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation.

E_{ij} est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur $iB/2$ à la profondeur $jB/2$.

1.4.1.1.4. Calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration statique :

L'essai de pénétration statique présente l'inconvénient de ne fournir que la résistance de pointe q_c . Il existe de nombreuses corrélations entre module de déformation et résistance de cône. La méthode la plus utilisée pour le calcul des tassements dans les sols pulvérulents est celle de Schmertmann. Le tassement est calculé par la relation suivante :

$$s = C_1 C_2 (q_c - \sigma'_v) f(I_z/E) dz \quad (1.52)$$

$$\text{où : } C_1 = 1 - 0,5 * [\sigma'_v / (q_c - \sigma'_v)] \quad (1.53)$$

$$C_2 = 1,2 - 0,2 * \log t \quad C_2 \text{ (t en année)} \quad (1.54)$$

$E = 2,5 q_c$ pour la symétrie de révolution.

$E = 3,5 q_c$ pour la déformation plane.

Et : C_1 : est le facteur de correction pour l'encastrement de la fondation.

C_2 : représente le facteur de correction pour le fluage.

σ'_v : la contrainte verticale effective initiale au niveau de la base de la fondation.

I_z : représente le facteur d'influence de la déformation verticale, sa variation est donnée par la figure 1.51.

Cette méthode suppose que la zone d'influence des déformations est d'une profondeur $z_1 = 2B$ pour les semelles carrées et de $4B$ pour les semelles filante.

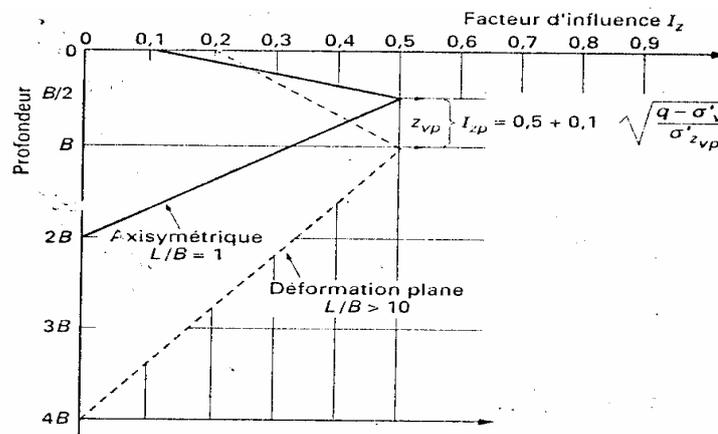


Figure 1.51 : Valeurs du facteur d'influence de déformation verticale I_z .

1.4.1.1.5. Estimation des tassements à partir des essais centrifugés:

L'analyse des tassements de fondations superficielles, établies en pente et soumises à des chargements verticaux centrés à partir des essais centrifugés fut rare. Seules les relations proposées par BAKIR ont été retrouvées. Les premières constatations indiquent que les tassements relatifs à la rupture des semelles filantes varient de quelques pourcent pour des semelles établies en crête de talus à une dizaine de pourcent pour des fondations sur sol horizontal. Pour les différentes valeurs de pente testées, le tassement relatif se stabilise lorsque la distance relative est supérieure à 3.

La figure 1.52 illustre ce fait. Pour toutes les configurations confondues, les tassements relatifs sont reliés avec le facteur de portance $N_{\gamma cq}$ par une loi de variation linéaire donnée par l'expression suivante :(voir aussi figure 1.53)

$$s_r/B = N_{\gamma cq} / 15 \quad (\%) \quad (1.55)$$

Quand aux semelles isolées, les tassements relatifs varient peu et passe de 3% pour des fondations en crête de talus jusqu'à 6% pour des semelles posées sur sol horizontal. Leur variation est similaire au cas bidimensionnel et est donnée par la relation ci-dessous :(voir aussi figure 1.54)

$$s_r/B = N_{\gamma cq} / 19 \quad (\%) \quad (1.56)$$

Bakir a aussi étudié les mécanismes de rupture sur des massifs de sable dense de même origine que celui utilisé pour l'étude de portance. Le but essentiel de cette étude est de mettre en évidence les surfaces de glissement et analyser les déplacements moyens et les déformations des différentes zones en mouvements. Les photos des figures 1.56 et 1.57 montrent une vue de détail des phénomènes observés respectivement dans le cas d'une fondation établie en bord de talus et dans le cas d'une semelle horizontal.

Le mouvement des différents secteurs est schématisé par la figure 1.55. La règle générale pour tous les essais réalisés, est que le coin sous la fondation (zone I) se déplace pratiquement de manière identique au modèle. Par contre les deux autres secteurs (zone II et zone III) présentent des mouvements différents de celui de la fondation avec une composante horizontale du déplacement proche de celle du modèle mais une composante verticale très faible. [18]

D'autres essais centrifugés ont été réalisés par D.G. Gorrill et R.J. Mitchell sur des massifs de sols argileux, dont le seul but d'étudier la portance des fondations filantes non encastrées implantées à proximité d'un talus. Quelques photos sont disponibles, qui

illustrent les mécanismes de rupture observés dans le sol, mais sans qu'il soit analysé (voir figure 1.58 et 1.59). [14]

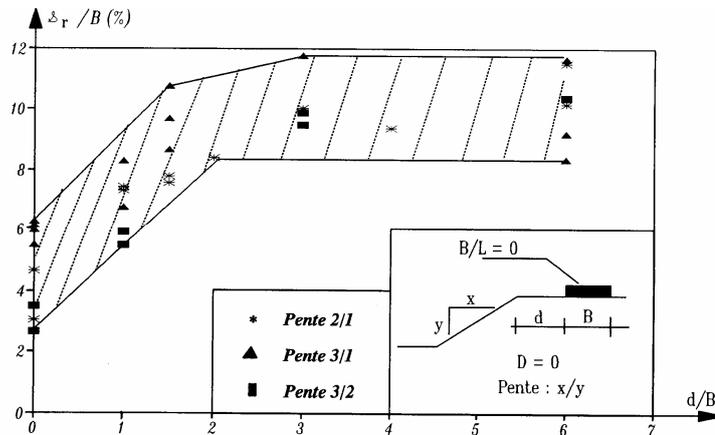


Figure 1.52 : Evolution des tassement à la rupture en fonction de d/B – résultats des essais centrifugés réalisés par BAKIR.

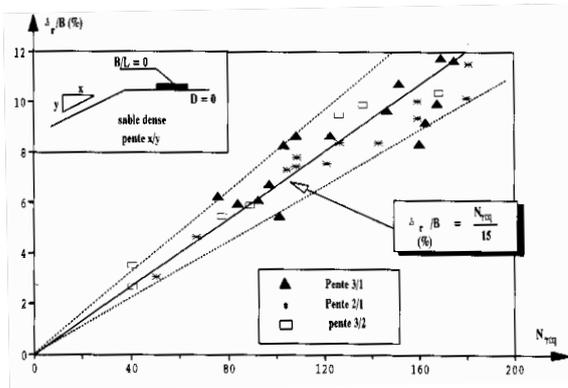


Figure 1.53 : Evolution des tassement à la rupture en fonction de la portance –résultats des essais centrifugés réalisés par BAKIR.

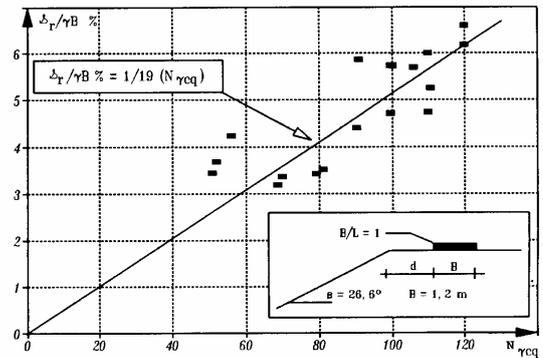


Figure 1.54 : Evolution des tassement à la rupture d'une semelle carrée en fonction de la portance –résultats des essais centrifugés réalisés par BAKIR.

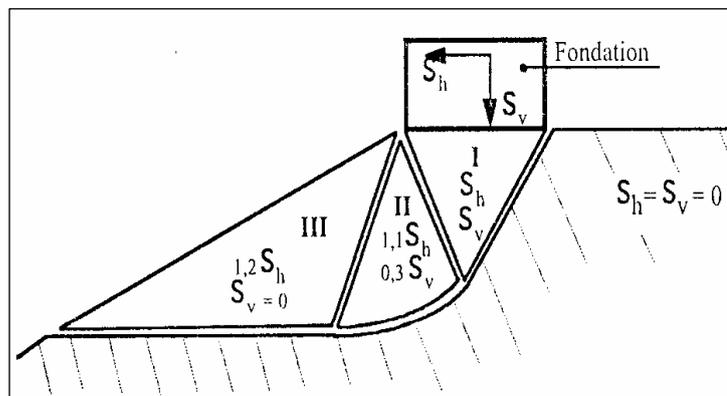


Figure 1.55 : Mouvement moyens observés dans le cas de fondations établies en crête de talus. [18]

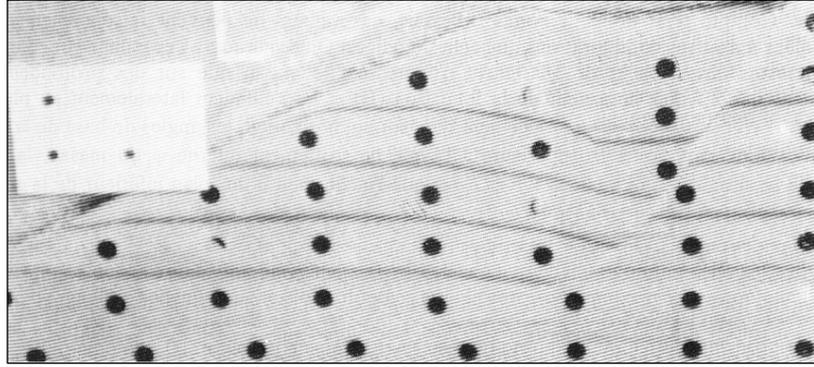


Figure 1.56 : Surface de glissement observées dans un sol en pente – $d/B=0$; $\text{tg } \beta=0,5$.

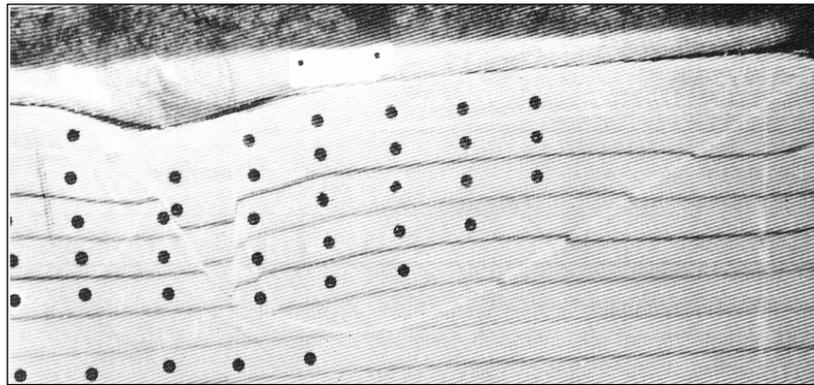


Figure 1.57 : Surface de glissement observées dans un sol horizontal.

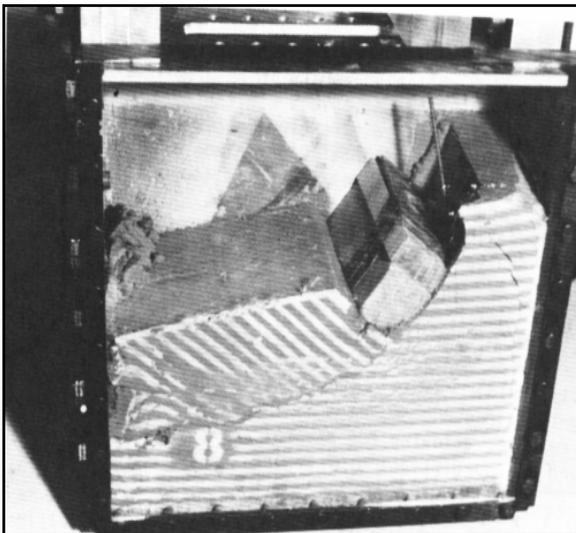


Figure 1.58 : Surface de glissement dans un sol cohésif en pente – cas des semelles filantes ; $G = 121 \text{ g's}$

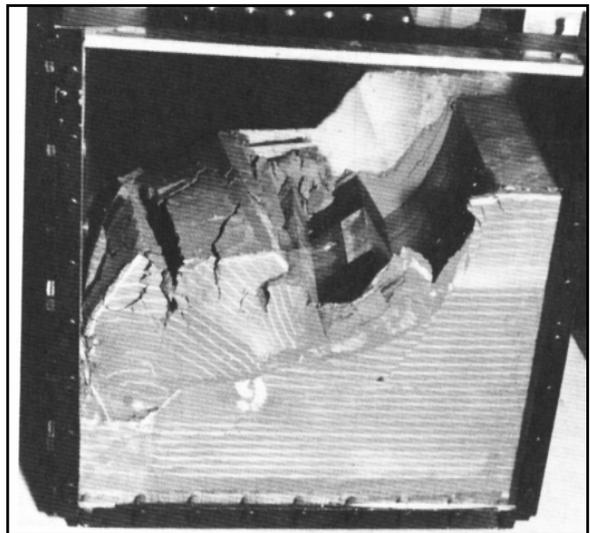


Figure 1.59 : Surface de glissement dans un sol cohésif en pente – cas des semelles filantes ; $G = 144 \text{ g's}$

1.5. Critiques des approches existantes :

1.5.1. Règles actuelles de la capacité portante d'une fondation superficielle :

La détermination de la portance d'une fondation superficielle se fait habituellement suivant deux méthodes :

- La première, et la plus ancienne, et issue de calculs de la mécanique des milieux continus et de la mécanique du solide, et se base sur des essais de laboratoire qui permettent d'obtenir les caractéristiques mécaniques du massif de sol.
- La seconde méthode, dite semi empirique, s'appuie sur les essais en place pressiométrique et les corrélations proposées à l'origine par Ménard entre la pression limite pressiométrique et la portance q_l des fondations. Elle permet de calculer au moyen de coefficients empirique, la portance dans le plupart des cas de figure usuels.

Le cas d'une fondation établie sur un talus constitué d'un sol cohérent n'est pas traité dans le règlement fascicule 62. En fait, les coefficients réducteurs de portance i_β proposés par Bakir et préconisé avec une légère sécurité par les règles de calcul, ne sont pas en fonction des caractéristiques intrinsèques du sable à savoir C et ϕ . L'effet de la cohésion n'a pas été examiné dans la thèse de Bakir.

L'analyse des données expérimentales d'essais réalisés sur d'autre sable (Gemperline 1988) ou sur le même sable mis en œuvre à un poids volumique différent (Bakir 1993, Garnier et Canepa 1991) ainsi que les résultats des calculs à la rupture menés par De Buhan et Garnier (1994), montre toutefois que pour des matériaux frottant testés ($\phi' = 30^\circ$ à 40° et une cohésion égale à quelques kPa) l'expression proposée par Bakir est tout à fait acceptable, mais extrêmement pénalisante lorsque la cohésion devient prépondérante, d'après les résultats des simulations numériques de Maréchal (1999). La figure 1.60 illustre ce fait.

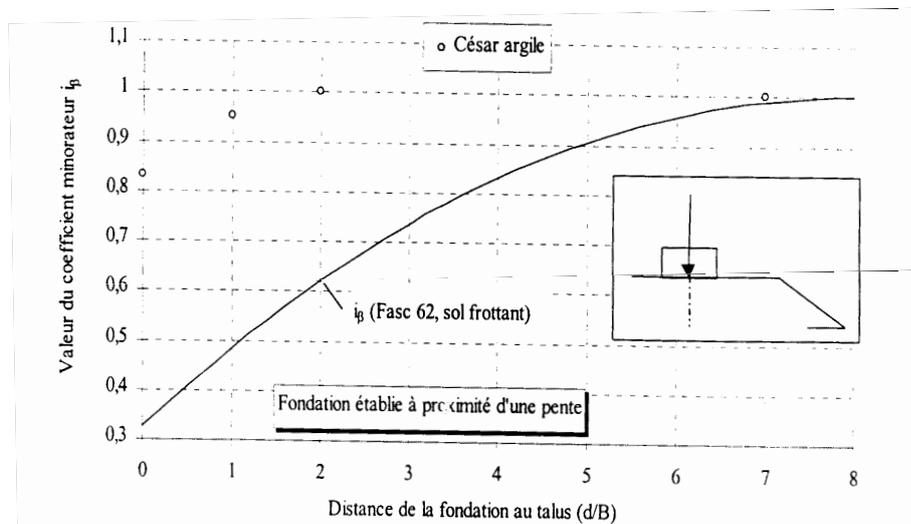


Figure 1.60 : Confrontation des coefficients réducteurs obtenus par simulation numérique pour des sols cohérents d'après Maréchal avec l'expression du règlement.

De ce fait Maréchal (1999) propose dans un premier temps d'adopter l'expression initiale de Bakir, Garnier et Corté à savoir :

$$i_{\beta} = 1 - [1,8 * \text{tg}\beta - 0,9 * (\text{tg}\beta)^2] * [1 - (d/(6B))]^2 \quad (1.57)$$

Il suggère, ensuite, de corriger l'expression donnée dans le cas des fondations encastrées et de prendre en compte le cas du sol purement cohérent en se basant sur des calculs traditionnels d'analyse limite, sur les simulations numériques ou encore sur des essais en centrifugeuse[7].

L'ingénieur se retrouve donc, devant une multitude de méthodes semi empiriques et théoriques pour la détermination de l'effet du talus sur la portance des fondations superficielles, et qui sont considérées comme pénalisantes et assez divergentes dans les résultats, comme le montre la figure 1.61 qui fournit les courbes d'évolution de i_{β} en fonction de d/B dans le cas d'un talus dressé à 2/1. Les méthodes de Narita et Giroud s'avèrent très pessimistes. Les autres méthodes tendent à surestimer le coefficient i_{β} . En outre, pour la plupart, elles indiquent que les courbes $i_{\beta} = f(d/B)$ dépendent assez fortement de l'angle de frottement interne du massif, ce qui est contredit par les résultats expérimentaux (§1.3.3.2).

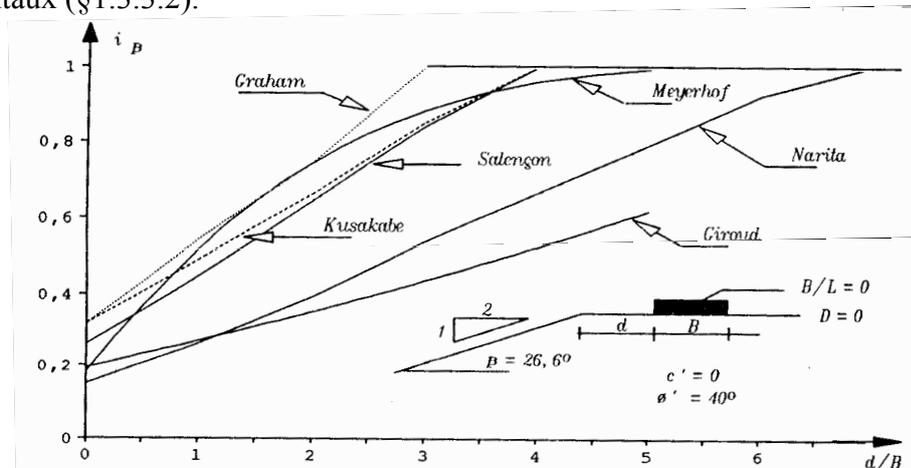


Figure 1.61 : Divergence des coefficients réducteurs obtenus par les approches théoriques

Cette divergence reflète la difficulté du problème qui réside en particulier en les points suivants :

- La réalisation des modèles expérimentaux en vraie grandeur, et pour des raisons économiques, ce genre d'expérimentation est extrêmement limité. On note que seuls les essais en vraie grandeur disponibles sont ceux réalisés par Shields et Bauer (1977-1981) sur des massifs de sol pulvérulents.
- La reconstitution des modèles réduits à gravité naturelle en utilisant des matériaux naturels, ou analogiques qui simulent en fait des massifs de sol pulvérulents. Mais

depuis 1985, on n'assiste qu'à des essais sur modèles centrifugés. Signalons que d'autres travaux ont été réalisés pour des fondations superficielles sur sol horizontal soumise à des chargements complexe, on cite les travaux de Butterfield et Gottardi (1996) et de Pérau (1997) sur sol frottant. Pourtant, ce type de modélisation pose le problème de l'effet d'échelle [33] et [34].

- Jusqu'à présent, seuls des matériaux sans cohésion peuvent servir lors des expérimentations en centrifugeuse. En outre ces matériaux subissent lors de la réalisation des manipulations diverses qui affectent la structure des grains (remplissage de la trémie, pluviation, arasage de la surface des massifs...). Il arrive aussi que des produits étrangers (poudre colorée, huile, poussière de métal...) se trouvent mélangés au sable à la fin des essais, modifiant ainsi l'homogénéité initiale du matériau. Ainsi, la réutilisation fréquente et les effets des manipulations répétées affectent les caractéristiques du sol (C , ϕ et γ), ce qui traduit par la diminution de la force portante entre un sable "vierge" et le même sable "usagé" [30].

Le tableau 1.7 fournit les résultats des essais de cisaillement à la boîte sur des échantillons de sable avant et après vieillissement artificiel, par un procédé mécanique (malaxage pendant plusieurs heures). La capacité portante est calculée pour une semelle filante de largeur $B=2\text{m}$ établie sur sol horizontal.

Tableau 1.7 : Caractéristiques intrinsèque d'un même échantillon de sable avant et après vieillissement.

matériau	γ_d	ϕ (°)	C (kPa)	Q_r (kN/ml)
Sable "vierge"	15.3	39	0	2724
Sable "vieilli"	15.5	34.2	9.69	2060

- Enfin, la difficulté de la reconstitution des massifs de sol cohérent pour des simulations expérimentales n'est toujours pas surmontée.

1.5.2. Domaine d'application des essais *in-situ* :

1.5.2.1. Essai de pénétration au carottier (SPT) :

En utilisant des corrélations entre le nombre de coups N et un certain nombre de

caractéristiques des sols, cet essai permet de fournir des indications qualitatives de la capacité portante. Toutefois l'utilisation de ses corrélations impose une extrême prudence en raison de la dispersion importante qui leur est attachée. En résumé, l'essai de pénétration au carottier est un essai simple fournissant essentiellement des caractéristiques de rupture. Il doit être utilisé avec prudence notamment dans les sols cohérents et nécessite un étalonnage avec d'autres essais *in situ*.

1.5.2.2. Essai de pénétration dynamique :

Seul l'essai de type A permet d'estimer les capacités portantes d'un sol vis-à-vis d'un système de fondation. En fait il ne fournit qu'un ordre de grandeur et seule une comparaison expérimentale avec les résultats d'essais *in situ* plus élaborés peut donner des conclusions valables.

1.5.2.3. Essai de pénétration statique (CPT) et essai au pressiomètre MENARD :

Les règles de ces essais d'origine empirique sont bien adaptées aux ouvrages de dimensions courantes. Mais ils conduisent aussi à une divergence en les comparant avec la théorie de la plasticité sur l'influence du rapport D/B. [3]

En fait, selon la théorie de plasticité le terme de surface est inversement proportionnel au rapport D/B. Ceci est contraire à la méthode pressiométrique (ou essai de pénétration statique) selon laquelle le terme de surface est plus faible lorsque le rapport D/B diminue.

Compte tenu de la remarque précédente, si des semelles étroites doivent être fondées avec un ancrage modéré dans un sol pulvérulent, il faut vérifier le calcul avec d'autres approches. Le calcul par le biais de ces méthodes risque d'être très optimiste et donc dangereux dans ce cas particulier.

Bien que l'essai pressiométrique présente de nombreux avantages, il convient de faire attention à la manière dont est effectué le forage préalable. Ce dernier étant du type destructif, les coupes sont très grossières et les risques d'erreur d'interprétation sont assez élevés, surtout lorsque le contexte géologique est mal connu et que des sondages carottés n'ont pas été faits parallèlement.

On résume dans le tableau 1.8 les différentes critiques soulevées à ces méthodes.

Tableau 1.8 : Principaux inconvénients des approches existantes dans la littérature.

Approches	Méthodes de calcul	Inconvénients
	Essais en vraie grandeur	<p>Impossibilité des études paramétriques. Essais disponibles que sur massifs pulvérulents. Délais important et étude coûteuse.</p>
	Essais réduits à gravité naturelle	<p>Estimation qualitative des résultats. Impossibilité d'extrapolation entre résultats du modèle et ceux du prototype. Conditions de similitude non vérifiées. Difficulté de la reconstitution des massifs de sols cohérents et utilisation de matériaux analogiques.</p>
Approches empiriques	Essais réduits centrifugés	<p>Modification des caractéristiques mécaniques et homogénéité des massifs avant et après centrifugation. Structure granulaire modifiée Essais limités sur les sols pulvérulents.</p>
	Essai in – situ : <ul style="list-style-type: none"> – SPT – CPT – Pressiomètre – MENARD – Pénétration dynamique 	<p>Corrélations statistiques ne convenant qu'aux formations dans lesquelles elles ont été obtenues. [12] Dispersion importantes des corrélations utilisées. Supposent que le sol est homogène et élastique linéaire. Valables que dans les formations horizontales. Chacune a son domaine d'Application (limité sur un type de sol et/ou de fondation). [13] et [6] Certains d'entre eux ne donnent qu'un ordre de grandeur.</p>
Approches théoriques	<ul style="list-style-type: none"> – Equilibre limite – Analyse limite – Caractéristiques des contraintes 	<p>Solutions dépendant du schéma de rupture et configuration testée. Utilisation du principe de superposition Simulation de l'éloignement, l'encastrement et la pente par charge inclinée ou angle fictif. Limitation sur problèmes axisymétriques ou plans [8], [9] et [15].</p>

1.6. Conclusion :

Les points importants qui se dégagent de ces données bibliographiques sont les suivants :

- Le problème d'interaction de fondation superficielle / sol en pente a fait l'objet de nombreuses études.
- Seul l'aspect capacité portante a suscité de nombreux travaux de recherche.
- En aucun cas, la pente initiale de la courbe de chargement d'une fondation superficielle en bord de talus n'a été traitée.
- Les règles actuelles sont considérées comme trop pénalisantes lorsque le sol présente une forte cohésion.
- Les approches théoriques sont limitées aux problèmes axisymétriques ou plans.

CHAPITRE 2

MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DE L'EFFET DE LA PROXIMITE D'UNE PENTE.

2.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on se propose d'étudier le comportement d'une fondation continue établie à proximité d'une pente et soumise à un chargement vertical centré, par le biais d'un calcul non linéaire par éléments finis. Cette dernière est une alternative intéressante d'analyse afin d'aborder les deux aspects classiques de comportement des fondations, à savoir le tassement et la capacité portante.

Les logiciels courants de calcul géotechnique par éléments finis permettent de mener une telle analyse [20].

2.2. Présentation du logiciel "Plaxis":

"Plaxis" est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour l'analyse de problèmes de déformation dans les sols et les roches. Le programme s'utilise à l'aide d'une interface graphique adaptée. L'interface d'utilisation de "Plaxis" consiste quatre sous programmes à savoir :

- Le programme "INPUT" : l'utilisateur doit commencer par la génération du modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux, les conditions aux limites, la loi de comportement du sol, les chargements et la génération d'un maillage approprié.
- Le programme "CALCULATION" : les calculs proprement dits sont effectués grâce à ce programme. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser. Ce programme distingue un calcul plastique, une analyse de consolidation et une analyse de variables de Lagrange actualisées. Le processus de calcul peut être divisé en plusieurs étapes. Pour chaque étape, une procédure d'itérations est effectuée jusqu'à fin de calcul.
- Le programme "OUTPUT" : ce dernier contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs effectués.

- Le programme “CURVE” : il sert pour générer des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contrainte ou de déformation de point choisis dans la géométrie.

2.3. Analyse dimensionnelle – Théorème des π :

Cette analyse a pour but de cerner tous les paramètres clefs du problème étudié, telles que les propriétés physique et géométriques de la fondation, les caractéristiques géotechniques du sol. Elle permet aussi de réduire leur nombre en créant de nouvelles fonctions appelées “termes en π ” entre ces mêmes paramètres. Donc le résultats est beaucoup plus général quelque soit la valeur que puisse prendre un paramètre.

Les termes en π sont déterminés, dans notre cas, par le théorème de Buckingham (voir aussi [24]) en écrivant que :

$$f(\varphi, \beta, \nu_s, \nu_b, \gamma, \alpha, B, D, d, H, C, q, E_s, E_b, s, \psi) = 0 \quad (2.1)$$

La relation adimensionnelle est donc de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_{n-k}) = (\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{13}) \quad (2.2)$$

Avec n : est le nombre de quantités physiques, soit $n = 16$.

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

Les termes en π sont donc sans dimension, comme suit :

$$\pi_1 = \varphi : \text{Angle de frottement du sol.} \quad (2.3)$$

$$\pi_2 = \beta : \text{Inclinaison du talus par rapport à l'horizontal.} \quad (2.4)$$

$$\pi_3 = \nu_s : \text{Coefficient de Poisson du sol.} \quad (2.5)$$

$$\pi_4 = \nu_b : \text{Coefficient de Poisson de la fondation.} \quad (2.6)$$

$$\pi_5 = \frac{C}{\gamma H} : \text{Facteur de stabilité du talus.} \quad (2.7)$$

$$\pi_6 = \frac{q}{\gamma H} : \text{Chargement adimensionnel.} \quad (2.8)$$

$$\pi_7 = \frac{d}{B} : \text{Distance relative entre la fondation et la crête du talus.} \quad (2.9)$$

$$\pi_8 = \frac{D}{B} : \text{Elancement relatif de la fondation.} \quad (2.10)$$

$$\pi_9 = \frac{H}{B} : \text{Hauteur relative du talus.} \quad (2.11)$$

$$\pi_{10} = \frac{E_s}{E_b} : \text{Compressibilité relative sol/fondation.} \quad (2.12)$$

$$\pi_{11} = \frac{s}{B} : \text{Tassement relatif de la fondation.} \quad (2.13)$$

$$\pi_{12} = \frac{\alpha}{\gamma} : \text{Pente initiale relative de la courbe de chargement (q - s).} \quad (2.14)$$

$$\pi_{13} = \psi : \text{Angle de dilatance du sol.} \quad (2.15)$$

Les paramètres de l'étude sont schématisés par la figure 2.1.

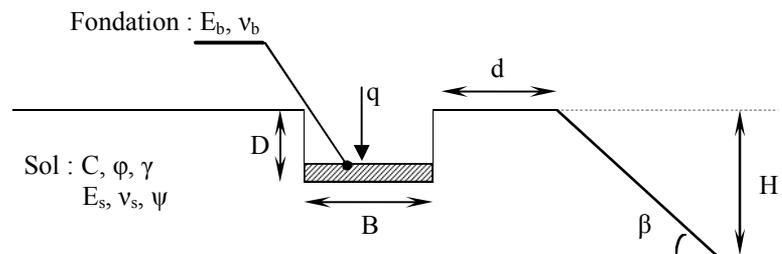


Figure 2.1 : Présentation du massif de sol et paramètres étudiés.

2.4. Étude paramétrique :

L'étude paramétrique menée a pour objectif 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, le paramètre cherché est la capacité portante de la fondation. Le deuxième paramètre cherché est la pente initiale α de la courbe de chargement, qui est en fait le rapport entre la pression appliquée et le tassement qui en résulte, en phase des petits déplacements comme le schématise la figure 2.2. On trouvera en annexe B toutes les configurations simulées et leurs références correspondantes.

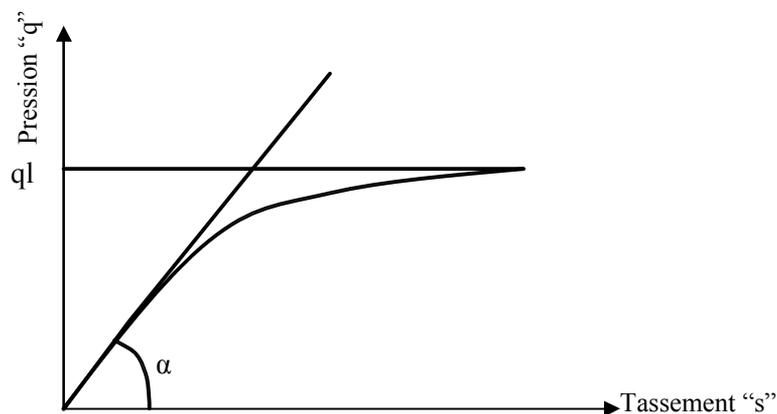


Figure 2.2 : Représentation de la courbe (q - s) et paramètres calculés.

2.4.1. Définition des paramètres de l'étude :

2.4.1.1. Inclinaison du talus β :

Pour analyser le comportement de la semelle filante en bord de talus, plusieurs valeurs de la pente ont été prises qui sont :

- Pour un sol purement cohérent deux valeurs de l'inclinaison du talus ont été considérées soient $\beta = 26,6^\circ$ et β égale à 45° .
- Pour un sol frottant les valeurs de l'inclinaison sont choisies inférieures à l'angle de frottement du sol afin d'assurer la stabilité du talus. Elles sont prises égales à $18,4^\circ$ et $26,6^\circ$.

2.4.1.2. Hauteur relative du talus H/B :

Ce paramètre est défini par le rapport de la hauteur du talus H, et de la largeur de la fondation B. pour cette étude on a pris trois différentes valeurs H/B afin de montrer l'influence de ce paramètre : H/B = 3, 5 et 7

2.4.1.3. La distance relative de la fondation à la crête du talus d/B:

Afin d'étudier la variation de la capacité portance et de la pente initiale, on fait varier la distance relative d/B et les valeurs prises en considération sont les suivantes : d/B = 0, 1, 3, 5, 7 et 15.

2.4.1.4. L'élanement relatif de la fondation D/B:

Ce terme est définie comme étant le rapport de l'encastrement de la fondation et de sa largeur B. les valeurs prises sont choisies de façon à ce que le rapport soit toujours inférieur à 4, soient donc: D/B = 0, 1 et 2.

2.4.1.5. Facteur de stabilité du talus $\gamma H/C$:

Ce facteur concerne seulement les sols doués de cohésion, ces valeurs sont obtenues en fixant les caractéristiques du sol à étudier et qui sont comme suit : $\gamma H/C = 0,3; 0,5; 0,7;$

1,2; 2; 2,8.

2.4.1.6. Angle de frottement du sol φ :

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

2.4.1.7. 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 ν_s égale à 0,5. Concernant les sols pulvérulents, une seule valeur de ν_s a été prise en compte qui simule en faite le comportement d'un matériau compressible, soit alors ν_s égale à 0,33. Le coefficient de Poisson de la semelle est pris égale à 0,15.

2.4.1.8. Compressibilité relative sol/fondation :

Ce terme représente le rapport du module de déformation du sol et celui de la fondation. Afin de décrire l'influence de ce paramètre plusieurs valeurs ont été prises qui sont : 721 et 270,5.

2.4.1.9. Pente initiale relative α/γ :

Ce paramètre est étudié afin de déterminer sa variation en fonction de l'élanement relatif D/B , et de la hauteur relative H/B ...etc.

2.5. Caractéristiques des matériaux :

2.5.1. Caractéristiques des massifs de sols étudiés et loi de comportement :

Deux sols de nature différente ont été simulés :

- Sol purement cohérent.

➤ Sol frottant.

Le comportement de ces sols est régi par une loi élastique parfaitement plastique et le critère de rupture adopté correspond à celui de Mohr – Coulomb.

En ce qui concerne la faible cohésion affectée au sol frottant, bien qu'il soit supposé parfaitement sec, son rôle est de réduire certaines instabilités numériques lors des simulations.

Les sables lâches et les argiles sont caractérisés par un faible angle de dilatance, valant quelques degrés à peine, voir nul ($\Psi = 0^\circ$) [23].

Quand aux sables denses, leur angle de dilatance est toujours inférieur à l'angle de frottement ϕ et ne dépasse pas les 20° , on s'est limité dans cette étude à considérer des matériaux non dilatants ($\psi = 0^\circ$).

Le coefficient de Poisson est choisi de manière à simuler le comportement des sols argileux en condition non drainée ($\nu_s = 0,5$) et en comportement à court terme pour les sols sableux secs ($\nu_s = 0,33$).

Le tableau 2.1 et 2.2 regroupent les valeurs retenues des cinq paramètres du critère Mohr – Coulomb.

Tableau 2.1 : Caractéristiques des massif de sols purement cohérents.

γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ°	ν_s	Ψ°	E_s (MPa)
20	50	0	0,5	0	15
20	200	0	0,5	0	15

Tableau 2.2 : Caractéristiques des massif de sols pulvérulents.

γ_d (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ°	ν_s	Ψ°	E_s (MPa)
16	1	30	0,33	0	15
18	1	40	0,33	0	40

2.5.2. Caractéristiques de la fondation et des parois verticales :

Le matériau de la fondation filante est supposé suivre un comportement élastique linéaire. Elle est définie comme un bloc de béton de largeur B égale à 1m, de longueur infinie et d'épaisseur égale à 0,5m, avec un module d'Young élevé par rapport à celui du sol, afin d'assimiler la cinématique de la fondation à celle d'un corps rigide. Le tableau 2.3

regroupe les caractéristiques retenues de la fondation.

Les parois verticales ont les mêmes caractéristiques de la semelle, mais avec un poids propre nul, afin de ne pas prendre en compte ce dernier dans la détermination de la charge de rupture.

Tableau 2.3 : Caractéristiques de la fondation utilisée.

E_b (MPa)	W (kN/m ³)	B (m)	Epaisseur (m)
$1,082 \cdot 10^4$	25	1	0,5

2.5.3. Caractéristiques de l'interface :

Au contact avec le sol sous la fondation et au niveau des parois, la modélisation nécessite des éléments d'interface. Dans le cadre de notre étude, on considère que les nœuds du maillage aux frontières sont communs aux deux matériaux et il y a une continuité de déplacement. Cela revient à supposer un facteur de réduction de résistance égal à 1. Le modèle élasto – plastique est adopté pour décrire son comportement. Les tableaux 2.4 et 2.5 regroupent respectivement les paramètres étudiés pour l'argile et le sable.

Tableau 2.4 : Simulation réalisées avec le logiciel Plaxis – cas de sols purement cohérents.

d/B	Référence de l'essai	β	D/B	H/B	$\varphi(^{\circ})$	C (kPa)	ν_s	E_s (MPa)	γ_{sat} (kN/m ³)
d/B = 0, 1, 3, 5, 7, 15	1	26,6°	0	3	0	50	0,5	15	20
	2	26,6°	0	3		200	0,5	15	20
	4	26,6°	0	5	0	50	0,5	15	20
	5	26,6°	0	5		200	0,5	15	20
	1b	26,6°	0	7	0	50	0,5	15	20
	2b	26,6°	0	7		200	0,5	15	20
	7	26,6°	1	3	0	50	0,5	15	20
	8	26,6°	1	3		200	0,5	15	20
	10	26,6°	1	5	0	50	0,5	15	20
	11	26,6°	1	5		200	0,5	15	20
	7b	26,6°	1	7	0	50	0,5	15	20
	8b	26,6°	1	7		200	0,5	15	20
	13	26,6°	2	3	0	50	0,5	15	20
	14	26,6°	2	3		200	0,5	15	20
	16	26,6°	2	5	0	50	0,5	15	20
	17	26,6°	2	5		200	0,5	15	20
	13b	26,6°	2	7	0	50	0,5	15	20
	14b	26,6°	2	7		200	0,5	15	20
	19	45°	0	3	0	50	0,5	15	20
	20	45°	0	3		200	0,5	15	20
	22	45°	0	5	0	50	0,5	15	20
	23	45°	0	5		200	0,5	15	20
	19b	45°	0	7	0	50	0,5	15	20
	20b	45°	0	7		200	0,5	15	20
	25	45°	1	3	0	50	0,5	15	20
	26	45°	1	3		200	0,5	15	20
	28	45°	1	5	0	50	0,5	15	20
	29	45°	1	5		200	0,5	15	20
	25b	45°	1	7	0	50	0,5	15	20
	26b	45°	1	7		200	0,5	15	20
	31	45°	2	3	0	50	0,5	15	20
	32	45°	2	3		200	0,5	15	20
34	45°	2	5	0	50	0,5	15	20	
35	45°	2	5		200	0,5	15	20	
31b	45°	2	7	0	50	0,5	15	20	
32b	45°	2	7		200	0,5	15	20	

Tableau 2.5 : Simulation réalisées avec le logiciel Plaxis – cas de sols frottants.

d/B	n° d'essai	β	D/B	H/B	$\varphi(^{\circ})$	C(kPa)	ν_s	$E_s(\text{MPa})$	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$
d/B = 0, 1, 3, 5, 7, 15, sol horizontal	3	26,6°	0	3	30	1	0,33	15	16
	6	26,6°	0	5	30	1	0,33	15	16
	3b	26,6°	0	7	30	1	0,33	15	16
	9	26,6°	1	3	30	1	0,33	15	16
	12	26,6°	1	5	30	1	0,33	15	16
	9b	26,6°	1	7	30	1	0,33	15	16
	15	26,6°	2	3	30	1	0,33	15	16
	18	26,6°	2	5	30	1	0,33	15	16
	15b	26,6°	2	7	30	1	0,33	15	16
	21	18,4°	0	3	30	1	0,33	15	16
	24	18,4°	0	5	30	1	0,33	15	16
	21b	18,4°	0	7	30	1	0,33	15	16
	27	18,4°	1	3	30	1	0,33	15	16
	30	18,4°	1	5	30	1	0,33	15	16
	27b	18,4°	1	7	30	1	0,33	15	16
	33	18,4°	2	3	30	1	0,33	15	16
	36	18,4°	2	5	30	1	0,33	15	16
	33b	18,4°	2	7	30	1	0,33	40	16
d/B = 0, 1, 3, 5, 7, sol horizontal	37	26,6°	0	3	40	1	0,33	40	18
	38	26,6°	0	5	40	1	0,33	40	18
	39	26,6°	0	7	40	1	0,33	40	18
	40	26,6°	1	3	40	1	0,33	40	18
	41	26,6°	1	5	40	1	0,33	40	18
	42	26,6°	1	7	40	1	0,33	40	18
	43	26,6°	2	3	40	1	0,33	40	18
	44	26,6°	2	5	40	1	0,33	40	18
	45	26,6°	2	7	40	1	0,33	40	18
	46	18,4°	0	3	40	1	0,33	40	18
	47	18,4°	0	5	40	1	0,33	40	18
	48	18,4°	0	7	40	1	0,33	40	18
	49	18,4°	1	3	40	1	0,33	40	18
	50	18,4°	1	5	40	1	0,33	40	18
	51	18,4°	1	7	40	1	0,33	40	18
	52	18,4°	2	3	40	1	0,33	40	18
	53	18,4°	2	5	40	1	0,33	40	18
	54	18,4°	2	7	40	1	0,33	40	18

2.6. Les principales options retenues lors des simulations :

2.6.1. Discrétisation spatiale du système sol/fondation :

Le massif de sol ne présentant aucune symétrie géométrique, il a été donc discrétisé

dans son intégralité, en considérant un état de déformation plane, étant donné le type de fondation retenue.

Comme tout calcul par éléments finis, des conditions en déplacements doivent être imposées aux frontières du maillage. Pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement de la fondation, il convient de fixer ce qui suit:

- Les nœuds de la limite horizontale inférieure sont privés de tout déplacement et toute rotation.
- Les nœuds appartenant aux deux limites verticales, seul le déplacement selon l'axe de chargement est permis.
- Le reste des nœuds sont libres de se déplacer dans leur plan.

Les éléments utilisés sont du type continu triangulaire, à 15 nœuds pour les massifs de sols cohérents et pulvérulents lâches, et à 6 nœuds pour un sol frottant dense. La fondation et les bords verticaux sont modélisés par des éléments "poutre".

La convergence des résultats vers la solution exacte est l'une des conditions primordiales à satisfaire. L'unique critère de convergence, qu'on peut tirer profit, disponible dans les logiciels courants d'éléments finis, est appelé "critère de convergence h". Ce critère est vérifié lorsque la taille des éléments du même type tend vers zéro ($h \rightarrow 0$, h représente la taille d'un élément) [21].

Quelque soit la configuration testée, les deux nœuds extrêmes de l'élément poutre doivent coïncider avec les nœuds des éléments de sol se trouvant juste en dessous de la fondation [16].

Le maillage quant à lui, est du type non structuré. Il dépend directement des dimensions et de la géométrie du modèle [22] et [25]. Il doit répondre à plusieurs conditions qui dépendent elles mêmes de la nature du sol. La procédure d'optimisation d'un maillage passe donc par plusieurs étapes qui sont comme suit :

- Cas de sols purement cohérents :
 - Les dimensions du maillage ont été retenues suite à une augmentation progressive de la largeur et la hauteur du modèle jusqu'à stabilisation des tassements à la base de la fondation. On vérifie par la suite que les déplacements des nœuds en frontière du modèle sont pratiquement négligeables. la figure 2.3 illustre la variation du tassement de la fondation en fonction des dimensions du modèle.
 - On procède ensuite par le dimensionnement de la zone autour de la fondation (voir figures 2.4, 2.6, 2.7, 2.8 et 2.9).

- On vérifie la densité des éléments dans la zone dimensionnée, puis à l'extérieur de cette zone (voir figure 2.5, 2.6 et 2.8)
 - On vérifie, pour une deuxième fois, les deux dernières conditions pour des dimensions extérieures du modèle plus grandes.
 - Les dimensions du massif de sol doivent être choisies de façon judicieuse pour ne pas perturber la formation des mécanismes de rupture développés sous la fondation.
 - Finalement, on a opté pour le maillage illustré par la figure 2.5, dont le nombre d'éléments varie de 900 à 1600 éléments à 15 nœuds (figure 2.14).
- Cas de sols pulvérulents :
- La procédure de dimensionnement en fonction de la stabilisation du tassement de la fondation est menée.
 - La procédure de dimensionnement de la zone utile étant abandonnée, une distribution d'éléments assez homogène est adoptée (figure 2.10 et 2.12).
 - Les dimensions du modèle sont choisies de manière à éviter que les zones sollicitées buttent avec les limites du modèle.
 - Le raffinement du maillage se fait jusqu'à obtention d'un nombre d'éléments assez élevé, pour lequel la solution converge sans apparition d'éventuelle instabilité numérique lors du calcul.
 - Le maillage final pour lequel on a opté est représenté par les figures 2.6 et 2.7, avec un nombre d'élément compris entre 6000 et 7700 éléments à 6 nœuds dans le cas d'un sable dense et qui doit être impérativement supérieur à 1000 éléments lorsque le sable est lâche (figure 2.14).

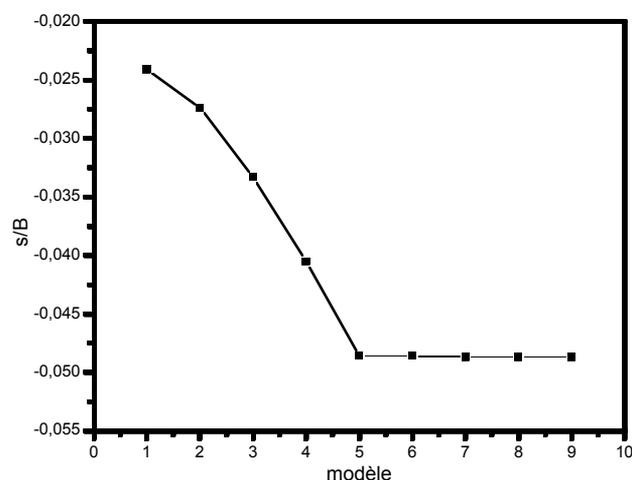


Figure 2.3: courbe de stabilisation des tassements en dessous de la fondation.

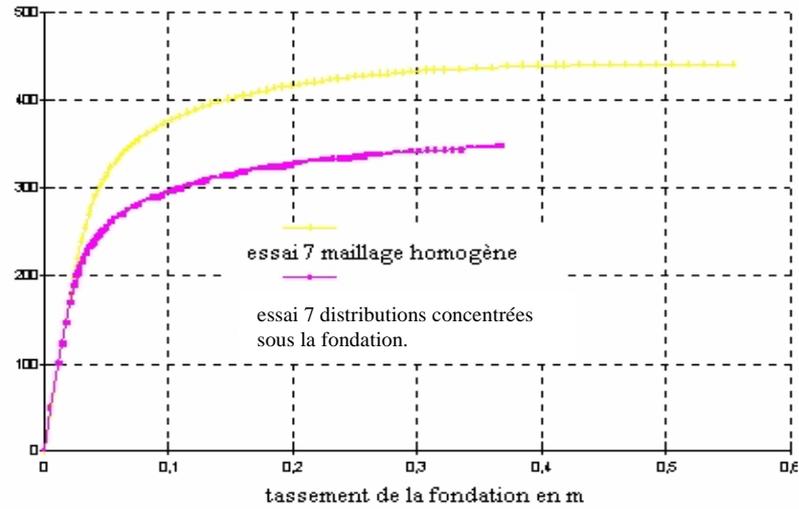


Figure 2.4 : Influence du maillage sur la réponse du modèle.

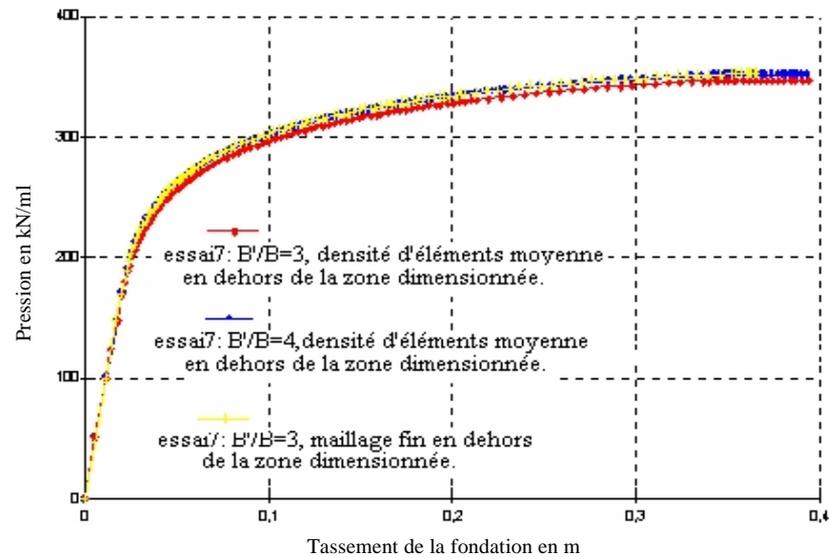


Figure 2.5 : Courbes de chargement pour différents modèles.

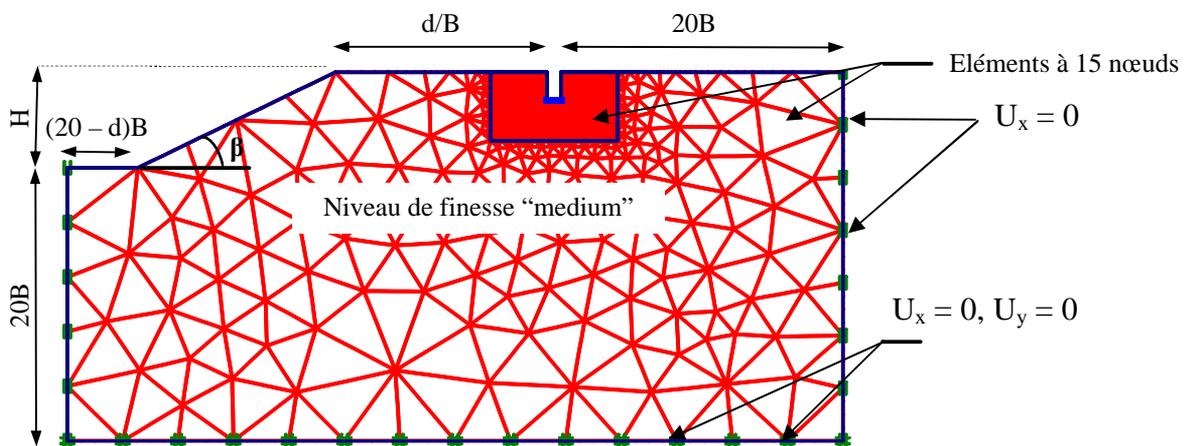


Figure 2.6 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol purement cohérent - fondation superficielle établie à $d/B=15$.

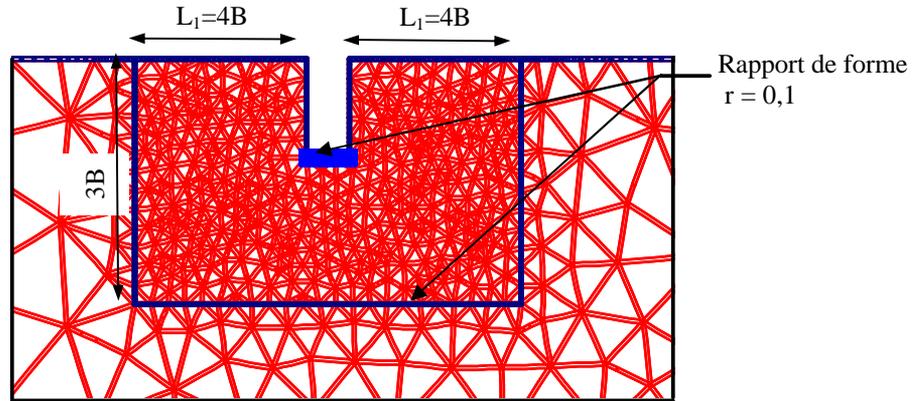


Figure 2.7 : Vue agrandie au voisinage de la fondation sur sol purement cohérent – maillage resserré.

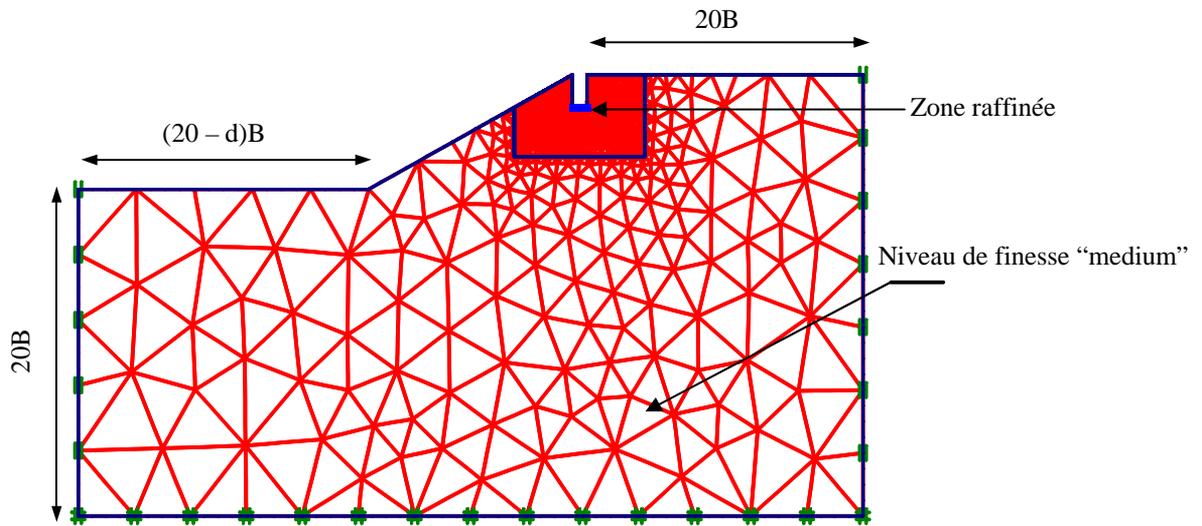


Figure 2.8 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol purement cohérent - fondation superficielle en crête de talus.

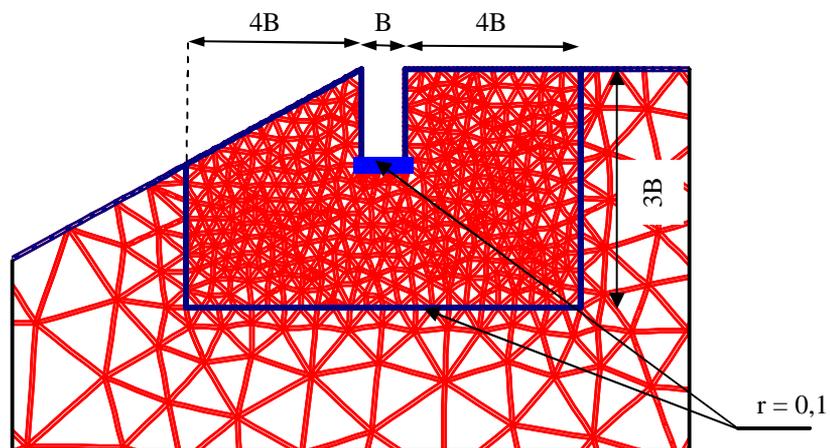


Figure 2.9 : Vue agrandie au voisinage de la fondation en crête de talus – cas de sol purement cohérent.

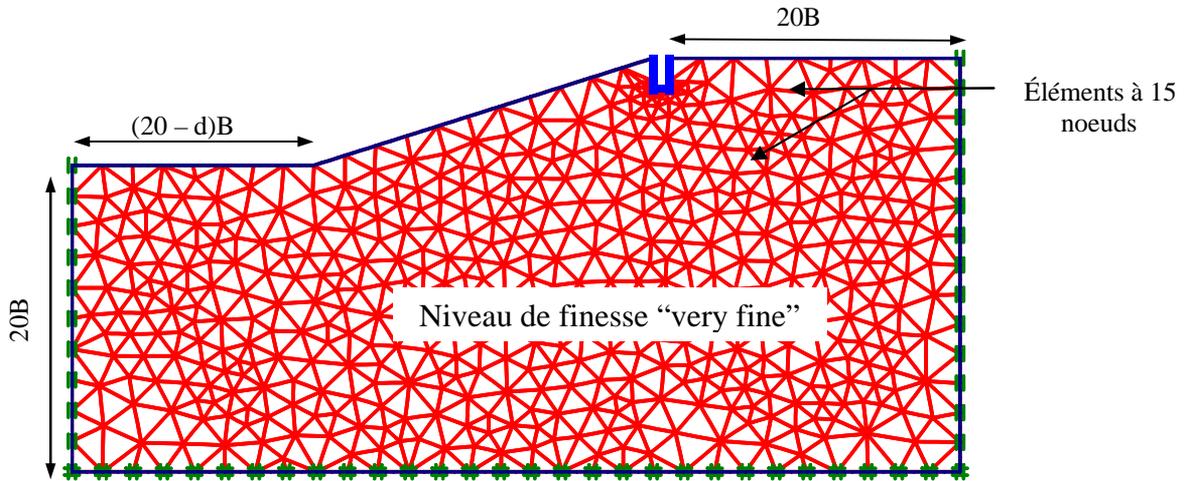


Figure 2.10 : Dimensions et maillage retenus pour un sol sableux lâche.

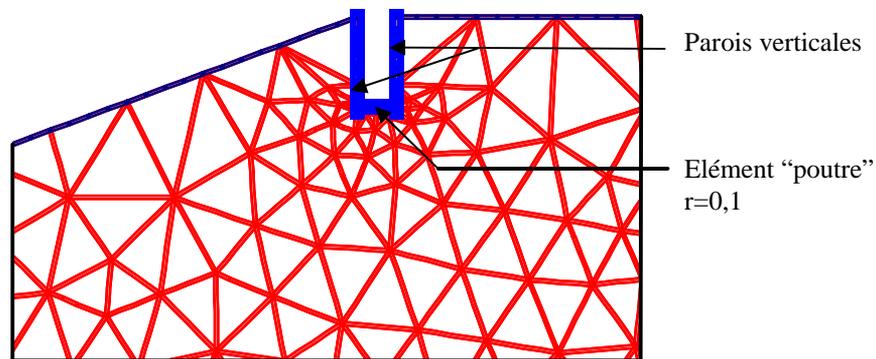


Figure 2.11 : Vue agrandie au voisinage de la fondation posée sur sol frottant lâche

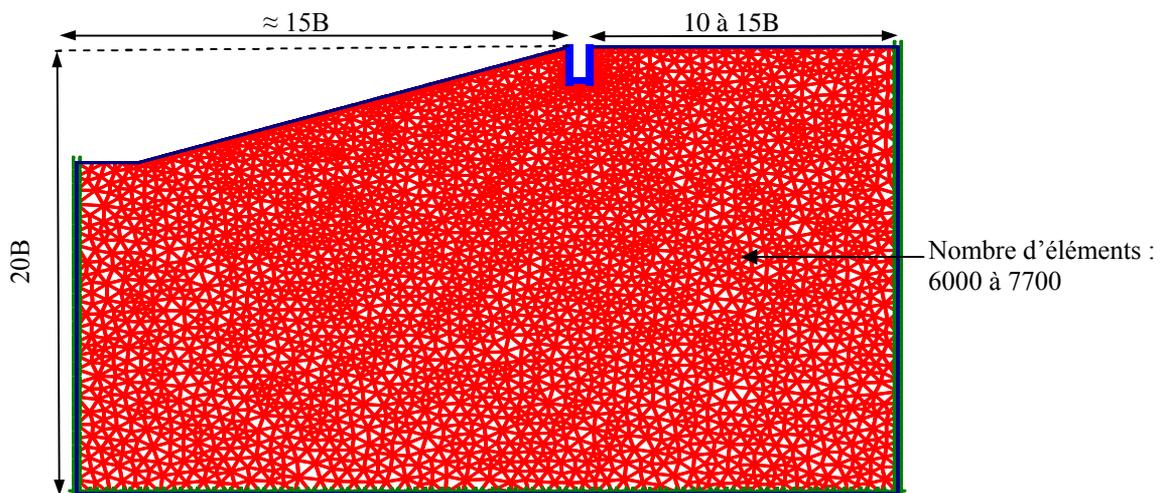


Figure 2.12 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol frottant dense - fondation superficielle en crête de talus.

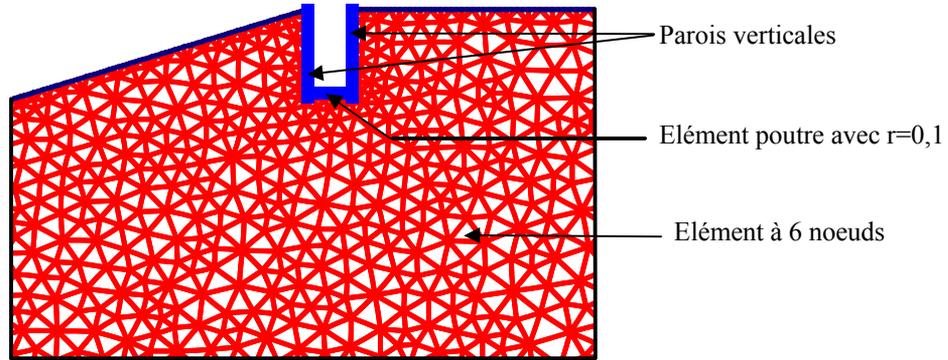


Figure 2.13 : Vue agrandie au voisinage de la fondation posée sur sol frottant dense.

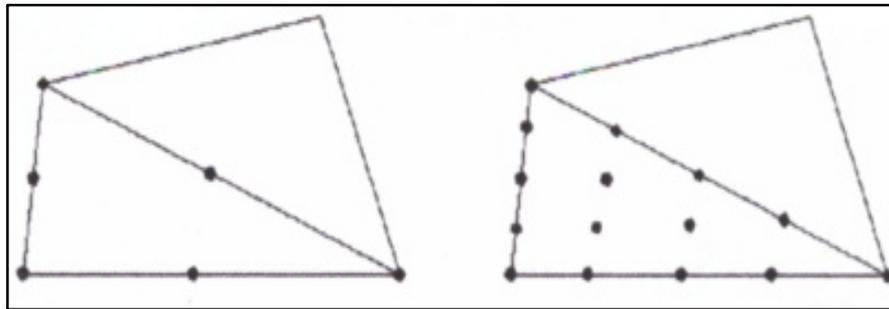


Figure 2.14 : Représentation des éléments à 15 et 6 nœuds.

2.6.2. Procédure et arrêt des calculs :

La méthode de résolution employée est la méthode de Newton – Raphson modifiée [25] et [22]. Le calcul a été mené en deux phases, dont la première consiste à déterminer les contraintes initiales en place avant toute simulation de travaux. La deuxième étape de calcul vise à déterminer le niveau final de chargement.

Il semble intéressant d'évoquer le problème rencontré lors des calculs numériques, Il s'agit en fait dans la détermination des charges de ruine qui demeurent aujourd'hui très ambiguës aussi bien pour le numéricien que pour l'expérimentateur [17] et [19].

Dans le cas des simulations numériques des sols cohérents et pulvérulents lâches, les calculs seront arrêtés lorsqu'un changement brutal de la direction de la réponse charge – tassement est observé (voir figure 2.15 et 2.16). En revanche, les sables denses nécessitent un calcul jusqu'à obtention d'un niveau final de chargement ultime avec une erreur tolérée égale à 3% (voir figure 2.17).

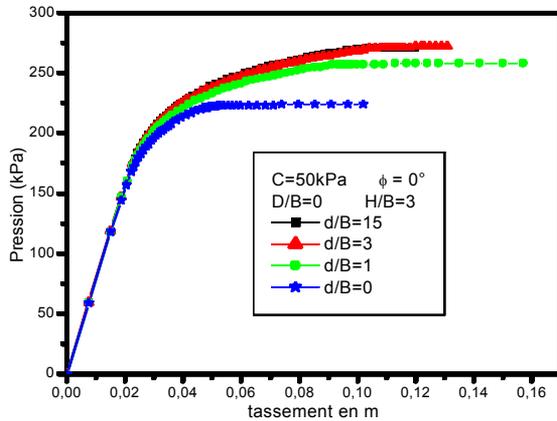


Figure 2.15 : Courbes de chargement type obtenue avec Plaxis pour un sol purement cohérent.

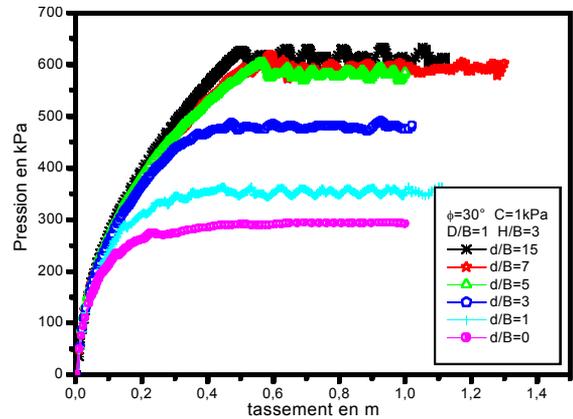


Figure 2.16 : Courbes de chargement type obtenue avec Plaxis pour un sol frottant lâche.

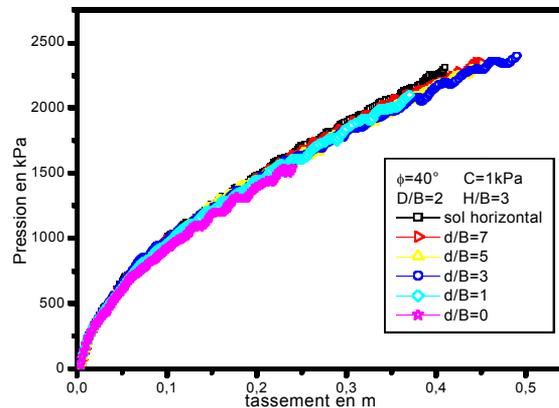


Figure 2.17 : Courbe de chargement type obtenue avec Plaxis pour un son frottant dense.

2.7. Présentation et interprétation des résultats:

Les résultats détaillés des simulations présentées dans ce chapitre sont regroupés dans l'annexe D sous forme de courbes de chargement et de tableaux récapitulatifs présentant l'évolution des différents paramètres calculés en fonction de la distance relative d/B . On présente et on analyse dans ce qui suit les résultats obtenus.

2.7.1. Méthode d'interprétation des charges limites :

Rappelons tout d'abord les paramètres recherchés de cette étude, soient la capacité portante de la fondation et la pente initiale de la courbe de chargement.

Deux méthodes ont été utilisées pour déterminer la capacité portante, à savoir un ajustement hyperbolique par la méthode des moindres Carrés et la procédure graphique

d'Asaoka. La méthode préconisée pour la détermination de la capacité portante à partir de la courbe chargement – tassement est celle d'Asaoka [11], ceci du fait que l'ajustement hyperbolique dépend sensiblement du nombre des points à ajuster. La méthode recommandée par Asaoka est une procédure graphique qui a l'avantage de la simplicité. Le principe de la méthode est expliqué 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 au n ème pas est égale à la charge appliquée correspondant au pas suivant, soit $N+1$ (voir figure 2.18).

$$\text{Donc : } \lim_{s \rightarrow \infty} q = q_1 \quad (2.16)$$

$$\text{Alors : } \lim_{s \rightarrow \infty} q_n = q_{n+1} \quad (2.17)$$

La procédure d'Asaoka exige une interpolation de la courbe de chargement, afin d'avoir des pas équidistant des tassements et le point d'intersection de la courbe $q_{n+1} = f(q_n)$ avec la première bissectrice représente la capacité portante recherchée (voir figure 2.19).

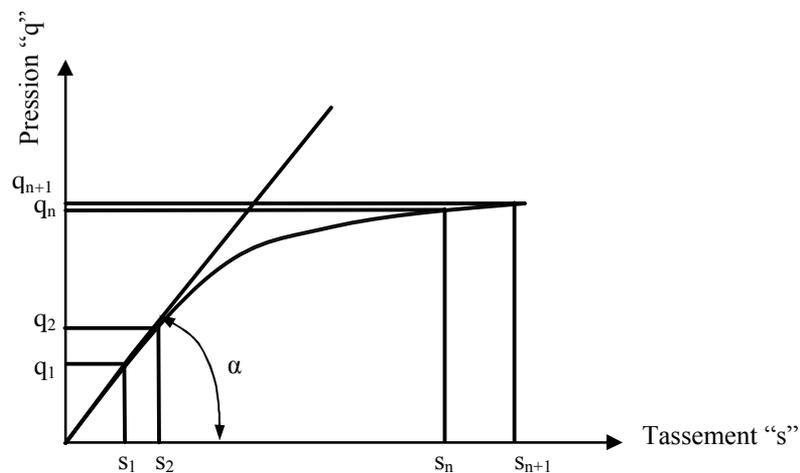


Figure 2.18 : Représentation de la courbe (q - s)

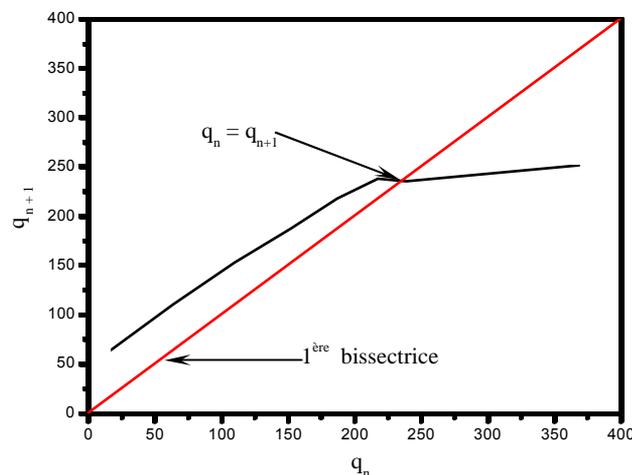


Figure 2.19 : Schéma "type" pour la détermination de q_1 selon la procédure d'Asaoka.

On définit le coefficient réducteur de portance global due à la proximité du talus par la relation suivante :

$$i_{\beta} = \frac{q_1(\beta, D/B, H/B, d/B)}{q_{1\infty}(\beta = 0, D/B, H/B, d/B = \infty)} \quad (2.18)$$

q_1 est la portance, calculée par la procédure d'Asaoka, à une distance relative d/B donnée.

$q_{1\infty}$ est la portance de la fondation établie à une distance infinie ($d/B = \infty$).

On décrit dans ce qui suit la manière avec laquelle on a calculé $q_{1\infty}$. Dans le cas de sols purement cohérent, la courbe q_1 en fonction de d/B a une allure remarquablement hyperbolique de la forme :

$$q_1 - q_1^0 = \frac{\frac{d}{B}}{a + b * \frac{d}{B}} \quad (2.19)$$

Cette formulation peut se transformer comme suit :

$$\frac{\frac{d}{B}}{q_1 - q_1^0} = a + b * \frac{d}{B} \quad (2.20)$$

$$z = \frac{x}{y} = a + b * x \quad (2.21)$$

$$x = \frac{d}{B} \quad (2.22)$$

$$y = q_1 - q_1^0 \quad (2.23)$$

$$a = \frac{1}{\theta} \quad (2.24)$$

$$b = \frac{1}{q_{1\infty}} \quad (2.25)$$

q_1^0 représente la capacité portante, calculée par la procédure d'Asaoka, à partir de la courbe de chargement obtenue par un calcul en éléments finis et correspondant à une distance relative $d/B = 0$.

θ représente la pente de la courbe $q_1 = f(d/B)$.

On effectue un ajustement linéaire au sens des moindres Carrés pour obtenir a et b , dans le cas des sols purement cohérents (voir figures 2.20 et 2.21).

Dans un sol purement cohérent l'expression de $q_{1\infty}$ en fonction de l'ancrage D/B et la cohésion est :

$$q_{1\infty} = a' + b' * C \quad (2.26)$$

$$a' = \lambda + * D/B \quad (2.27)$$

$$b' = \zeta + \delta * D/B \tag{2.28}$$

a' , b' , λ , δ et ξ sont des paramètres d'ajustement, leurs valeurs sont récapitulées dans les tableaux 2.6 et 2.7.

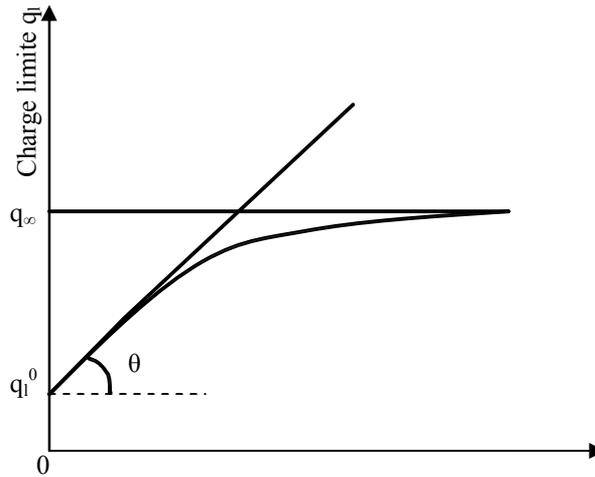


Figure 2.20 : Représentation des paramètres de l'ajustement hyperbolique.

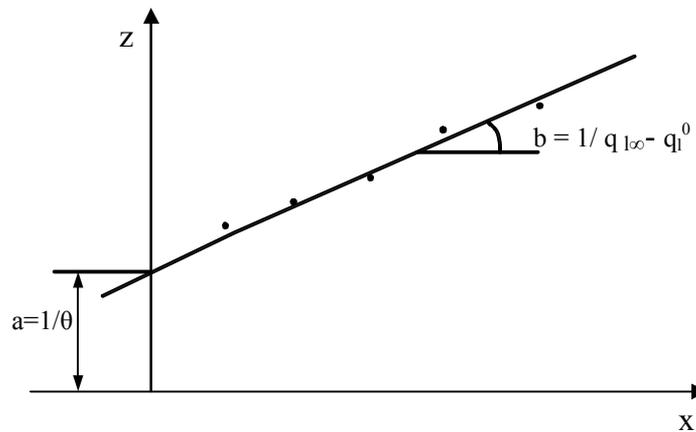


Figure 2.21 : Schéma de détermination de $q_{l\infty}$ et θ de la courbe $q_l = f(d/B)$.

Tableau 2.6 : Valeurs des paramètres d'ajustement a' , b' et le coefficients de régression R.

Référence de l'essai						a'	b'	R
1	4	19	2	20	5	0,0133	5,56	0,99
1b	22	19b	2b	20b	23			
7	10	25	8	26	11	-0,0317	6,68	0,99
7b	28	25b	8b	26b	29			
13	31	16	14	32	17	-0,5063	7,22	0,99
13b	31b	34	14b	32b	35			

Tableau 2.7 : Ajustement de a' et b' en fonction de l'élanement relatif D/B .

$q_{l\infty} = (\lambda + \dots * D/B) + (\zeta + \delta * D/B) * C$					
$a' = \lambda + \dots * D/B$			$b' = \zeta + \delta * D/B$		
a			b		
λ		R	ζ	δ	R
0,0849	-0,2598	-0,9025	5,6535	0,8319	0,98

Dans le cas de sols pulvérulents, la portance $q_{l\infty}$ est déduite à partir d'un ajustement hyperbolique de la courbe $q_1 = f(d/B)$ comme c'est indiqué sur la figure 2.20.

2.7.2. Méthode de prédiction de la pente initiale (α) :

La méthode retenue pour la détermination de la pente initiale (α) 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 ci-dessous :

$$\alpha = \frac{s_2 * \frac{q_1}{s_1} - s_1 * \frac{q_2}{s_2}}{s_2 - s_1} \quad (2.29)$$

s_2 , s_1 , q_2 et q_1 sont schématisés à la figure 2.18.

2.7.3. Effet du talus sur la capacité portante:

2.7.3.1. Influence de l'inclinaison du talus β :

Les figures 2.22, 2.23 et 2.24 montrent à titre indicatif l'influence de la pente du talus sur le coefficient de portance i_β . D'une manière générale, on observe que le coefficient i_β est une fonction décroissante de la pente β quelque soit la hauteur du talus H/B et l'ancrage de la fondation D/B .

Dans le cas d'une fondation établie en crête d'un talus constitué d'un sol argileux, on constate que les réductions de portance ne dépendent pas de la cohésion du sol. En effet, elles sont de 20% pour une pente égale à $26,6^\circ$ et augmentent à 30% lorsque la pente est de 45° .

En revanche, ces réductions sont beaucoup plus importantes dans le cas des sols pulvérulents. Elles sont de 65% et 50% pour des inclinaisons de $26,6^\circ$ et $18,4^\circ$ respectivement.

On remarque aussi, que l'angle de frottement du sol ϕ n'a pratiquement pas d'effet sur i_β pour des fondations posées en crête de talus, comme le montre la figure 2.25.

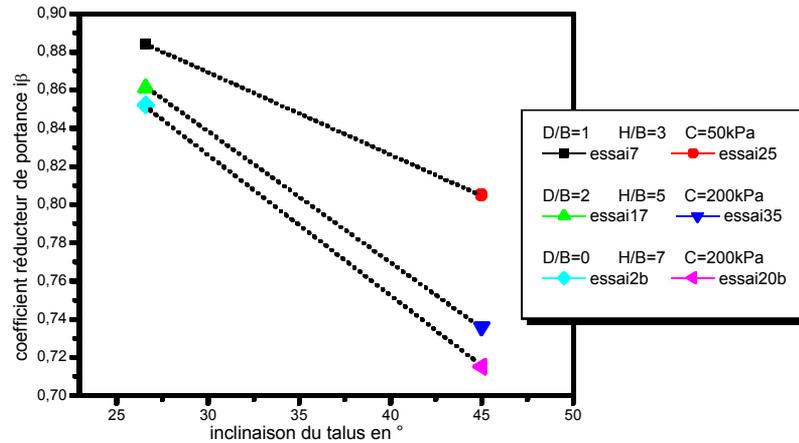


Figure 2.22 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de l'inclinaison du talus β pour une semelle établie en crête de talus - sols argileux.

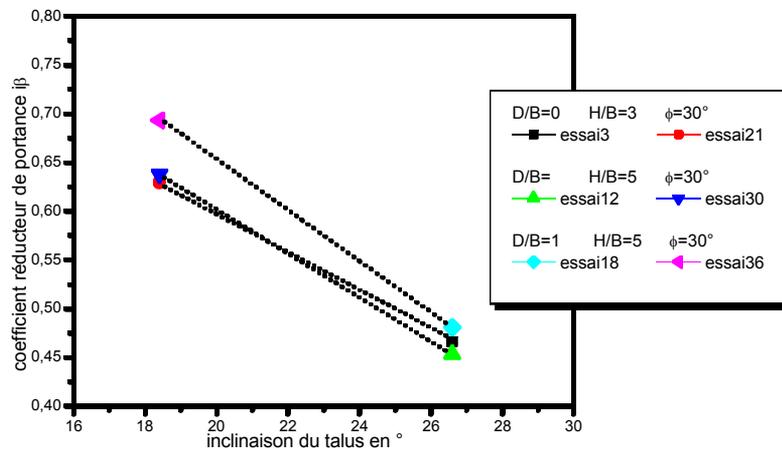


Figure 2.23 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de l'inclinaison du talus β pour une semelle établie en crête de talus - sols frottant lâches.

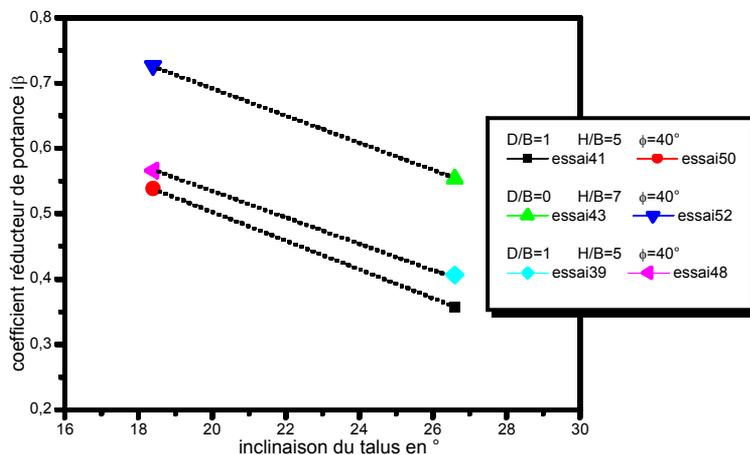


Figure 2.24 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de l'inclinaison du talus β pour une semelle établie en crête de talus - sols frottant

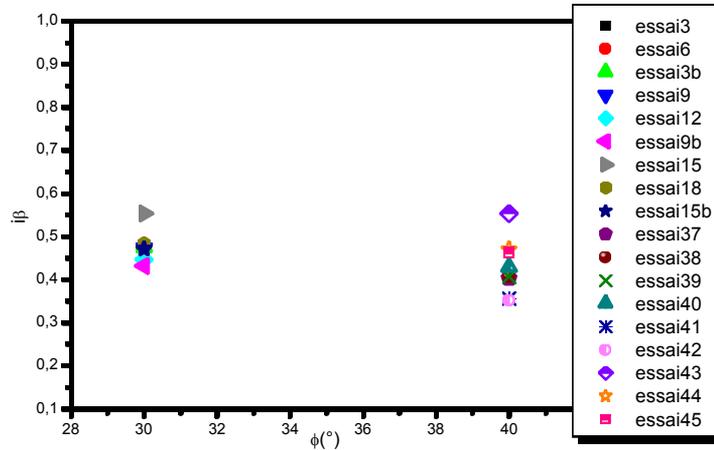


Figure 2.25 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de l'angle de frottement des sols pulvérulents – cas de fondation posée en crête de talus.

2.7.3.2. Influence de la hauteur relative du talus H/B :

L'évolution du coefficient de portance i_β en fonction de la hauteur relative du talus, les autres paramètres étant par ailleurs fixés, est de toute première importance. Pour toutes les configurations testées, on constate que son influence est négligeable sur i_β . Les figures 2.26, 2.27 et 2.28 illustrent ce fait.

Quant à la capacité portante, on remarque qu'elle dépend peu de la hauteur du talus dans les cas de figures correspondant à une semelle encastree ($D/B = 1$ ou 2), implantée en crête d'un talus ayant un angle $\beta = 26,6^\circ$, et constitué d'un massif de sol pulvérulent. Les écarts de portance relatifs constatés sont faibles, toutes choses étant par ailleurs égales, valant une dizaine de pourcent (10 à 15%). En outre, la hauteur du talus est sans influence dans les sols argileux (voir figure 2.29 et 2.30).

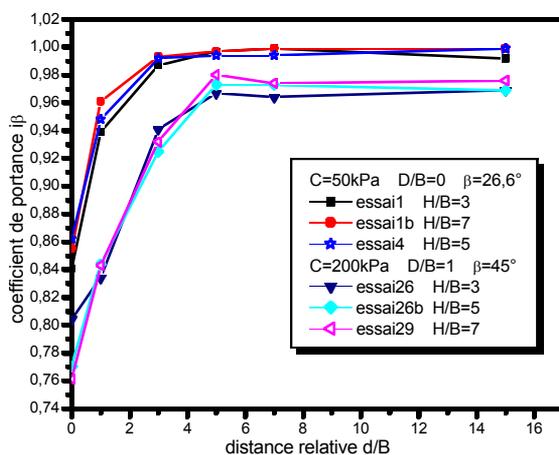


Figure 2.26 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β avec la distance d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative H/B - sols purement cohérents.

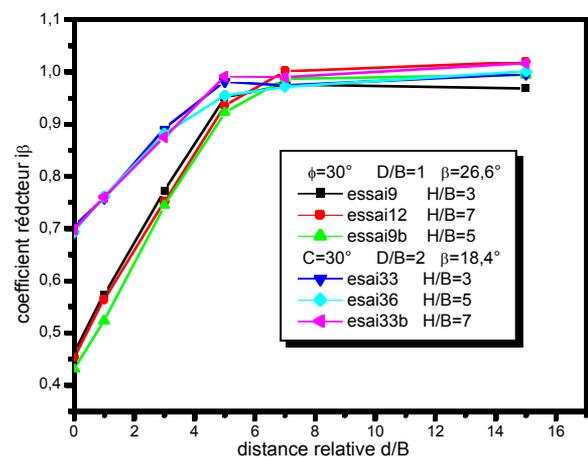


Figure 2.27 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β avec la distance d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative H/B - sols frottants lâches.

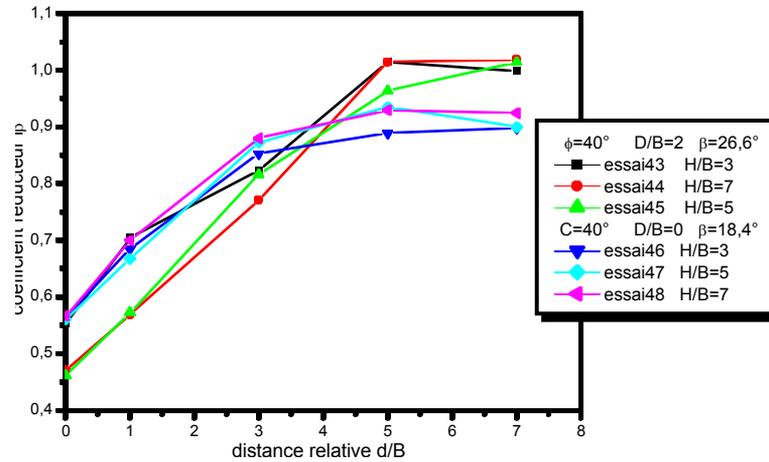


Figure 2.28 : Variation du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de la distance relative d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative H/B - Sols frottants denses.

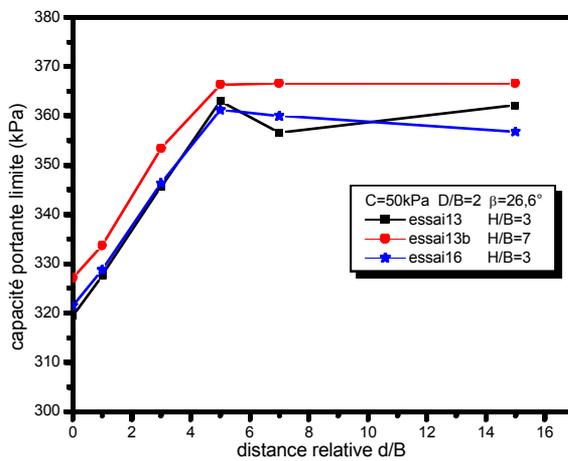


Figure 2.29 : Variation de la portance limite en fonction de la distance relative d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative du talus H/B - sols purement cohérents.

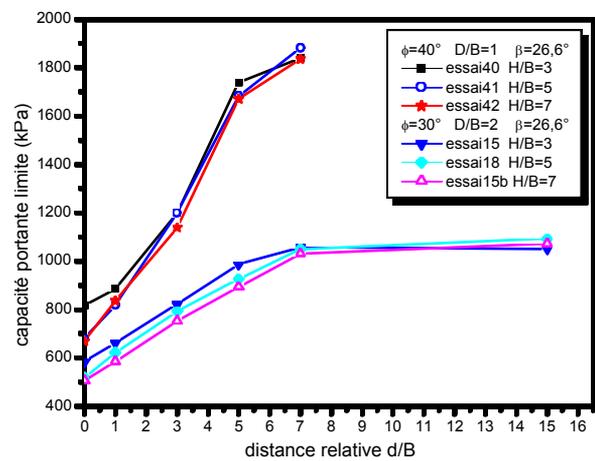


Figure 2.30 : Variation de la portance limite en fonction de la distance relative d/B pour différentes valeurs de la hauteur relative du talus H/B - sols frottants.

2.7.3.3. Influence de l'élancement D/B :

En analysant les résultats, on constate que le coefficient réducteur de portance i_β ne dépend pas de l'ancrage de la fondation D/B pour des semelles établies en crête de talus ($d/B=0$), toutes choses étant par ailleurs égales (voir figure 2.31). On note également que la capacité portante augmente proportionnellement avec D/B , quelle que soit la nature du sol, comme c'est indiqué par les figures 2.32 et 2.33.

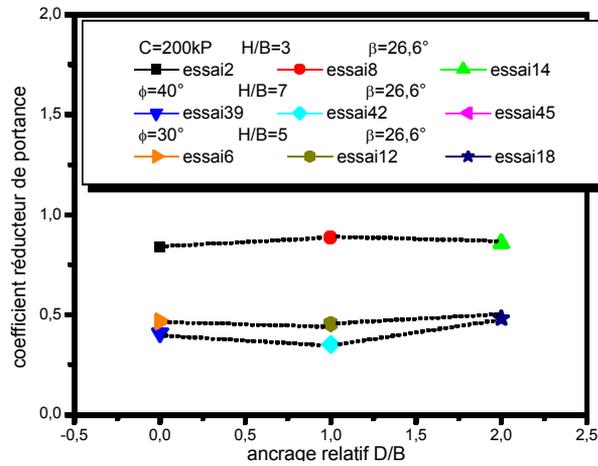


Figure 2.31 : Influence de l’ancrage D/B sur le coefficient réducteur de portance pour une semelle posée en crête de talus.

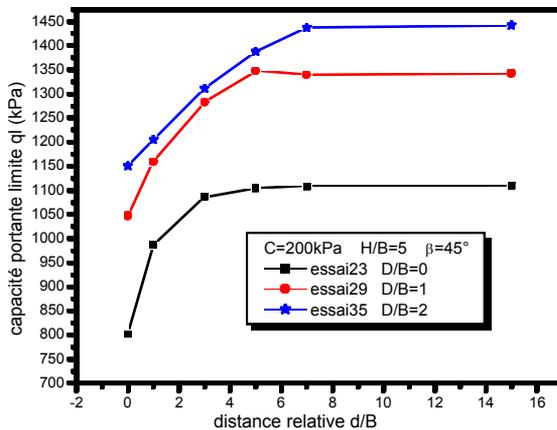


Figure 2.32 : Portance de fondation superficielle en fonction de la distance relative d/B pour les valeurs de l’ancrage relatif D/B– sol argileux.

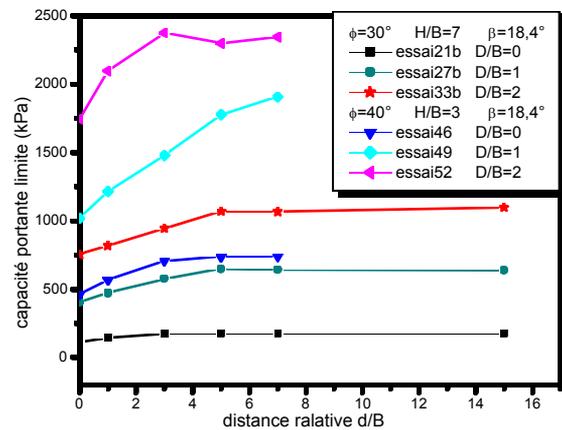


Figure 2.33 : Portance de fondation superficielle en fonction de la distance relative d/B pour les valeurs de l’ancrage relatif D/B – sol frottant.

2.7.4. Effet du talus sur les tassements:

2.7.4.1. Cas de sol purement cohérent :

Le coefficient amplificateur du tassement est par définition le rapport entre la pente initiale de la courbe de chargement correspondant à une semelle établie à proximité d’un talus et la pente initiale de la même fondation établie sur sol horizontal ou suffisamment loin du talus. Les courbes de variation de α en fonction de d/B ont une allure hyperbolique comme le montre la figure 2.34, et décrites par la formule suivante :

$$i_{\alpha} = \frac{\alpha(\beta, D/B, H/B, d/B)}{\alpha_{\infty}(\beta = 0, D/B, H/B, d/B = \infty)} \tag{2.30}$$

α_∞ est donc obtenue à partir d'un ajustement hyperbolique de la courbe $\alpha = f(d/B)$.

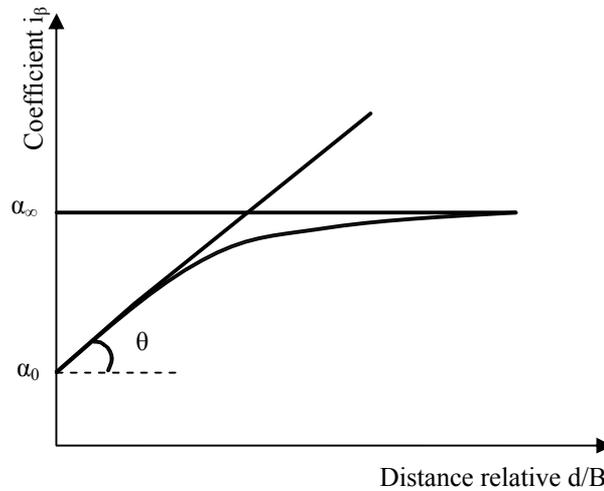


Figure 2.34 : Variation du coefficient amplificateur de la pente initiale en fonction de d/B dans un sol argileux.

Sur les figures 2.35, 2.36 et 2.37 nous avons reporté la variation de i_α en fonction de la distance d/B . Ces courbes montrent clairement que le coefficient amplificateur i_α varie peu avec l'inclinaison du talus β . On notera par ailleurs qu'il ne dépend ni de la hauteur relative du massif de sol en pente H/B , ni de l'élanement D/B de la fondation.

En analysant les résultats des différents cas de figures, on constate une amplification négligeable de la pente initiale, sans qu'elle dépende de la cohésion du sol. On remarque que dans le cas le plus défavorable ($d/B = 0$ et $\beta = 45^\circ$), l'amplification du tassement n'excède pas les 6%.

Par le biais d'une analyse statistique, on suggère que le coefficient i_α soit pris égale à 1 dans tous les cas de figure (tableau 2.8).

La figure 2.38 montre que la pente α varie d'une manière régulière avec l'encastrement relatif de la fondation D/B . Le tableau 2.9 regroupe les valeurs moyennes et les écarts types de la pente initiale pour chaque ancrage donné, les valeurs correspondant aux autres paramètres étant confondues (H/B , d/B , β , $\gamma H/C$).

Tableau 2.8 : Résultats de l'analyse statistique du coefficient amplificateurs des tassements dans le cas des argiles.

Moyenne (i_α)	Ecart type (i_α)	Valeur proposée (i_α)
0,993	0,0116	1

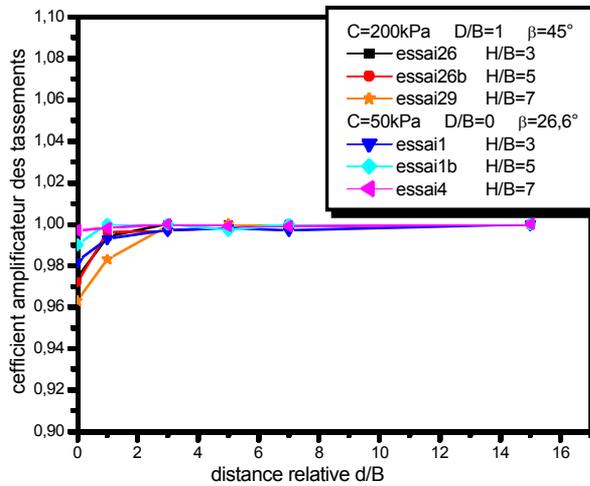


Figure 2.35 : Coefficient amplificateur des tassements en fonction de la distance relative d/B pour différentes hauteurs H/B.

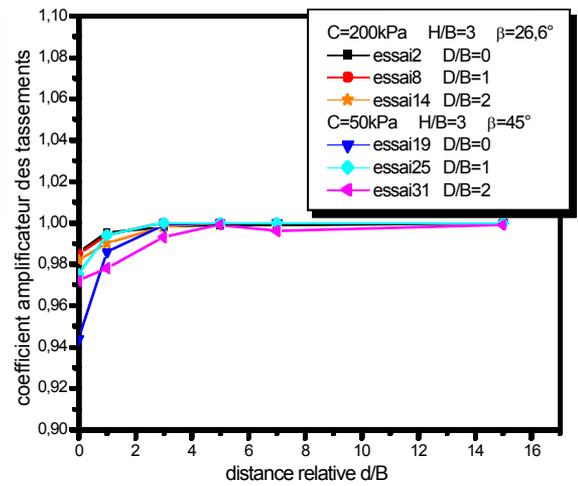


Figure 2.36 : Coefficient amplificateur des tassements en fonction de la distance relative d/B – effet de l’élancement de la fondation D/B.

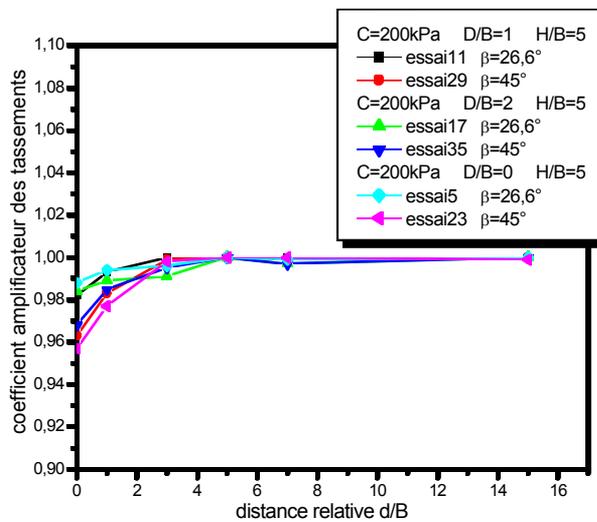


Figure 2.37 : Influence de l’inclinaison du talus β sur la variation du coefficient amplificateur des tassements i_β en fonction de la distance relative d/B.

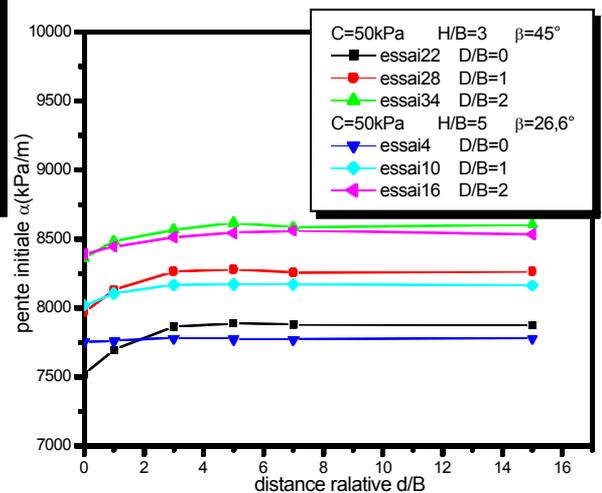


Figure 2.38 : Influence de l’ancrage de la fondation D/B sur la variation de la pente initiale α en fonction de d/B.

Tableau 2.9 : Résultats de l’analyse statistique de la pente initiale dans le cas des argiles

Elancement relatif D/B	Moyenne α (kPa /m)	Ecart type (α)
0	7809,62	167,71
1	8183,42	174,79
2	8533,39	185,58

2.7.4.2. Cas de sols pulvérulents :

Lorsqu'on analyse les résultats des calculs de la pente initiale α , on remarque que leur variation en fonction de la distance relative d/B est irrégulière comme le montre la figure 2.39 et 2.40. Il ne serait donc pas possible d'étudier l'amplification du tassement i_α et notamment l'impact des paramètres d'étude tels que H/B , d/B , D/B et β ...etc. On retiendra alors que i_α soit égal à 1.

La distribution de ces valeurs dans le cas de sol sableux lâche, en fonction de l'élanement relatif de la fondation D/B , comme le montre la figure 2.41, est croissante en fonction de l'ancrage D/B . On donne dans le tableau 2.8 les valeurs moyenne de α , les écarts types et le coefficient amplificateur i_α obtenues pour chaque fiche D/B , toutes configurations étant par ailleurs confondues(d/B , H/B , β).

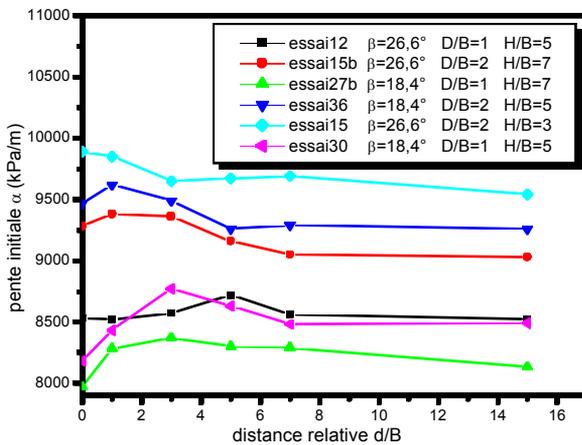


Figure 2.39 : Valeurs de la pente initiale dans le cas de sol frottant lâche ($\varphi = 30^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $C=1\text{kPa}$).

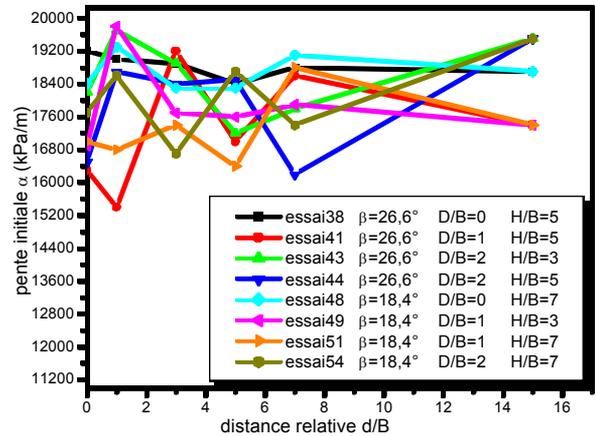


Figure 2.40 : Valeurs de la pente initiale dans le cas de sol frottant dense ($\varphi = 40^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $C=1\text{kPa}$).

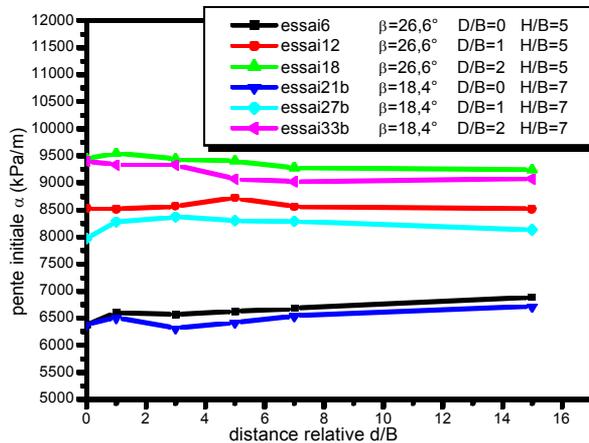


Figure 2.41 : Influence de l'élanement relatif D/B de la fondation sur la pente initiale α en fonction de la distance de la crête de talus d/B - ($\varphi = 30^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $C=1\text{kPa}$).

Tableau 2.10 : Résultats de l'analyse statistique de la pente initiale dans le cas du sable lâche.

Elancement relatif D/B	Moyenne α (kPa / m)	Ecart type (α)	$i_\alpha = \alpha_{\text{moyen}} / \alpha_{\text{sol horizontal}}$
0	6610,81	175,02	0,97
1	8520	292,96	1,00
2	9423,77	237,44	1,02

2.7.5. Analyse de la notion de la distance limite $(d/B)_{\text{lim}}$:

Les résultats analysés montrent que, le coefficient réducteur de portance i_β croît au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la crête du talus. On remarque aussi qu'à partir d'une certaine distance relative $(d/B)_{\text{lim}}$ les paramètres calculés, tels que la portance et le coefficient i_β se stabilisent. A titre indicatif, les figures 2.42 et 2.43 illustre ce fait.

Il convient d'insister sur l'importance pratique de cette distance, qui revêt pour l'ingénieur un intérêt considérable dans la mesure où elle représente le seuil en dessous duquel la capacité portante q_1 dans un sol horizontal doit être corrigée par un coefficient réducteur i_β .

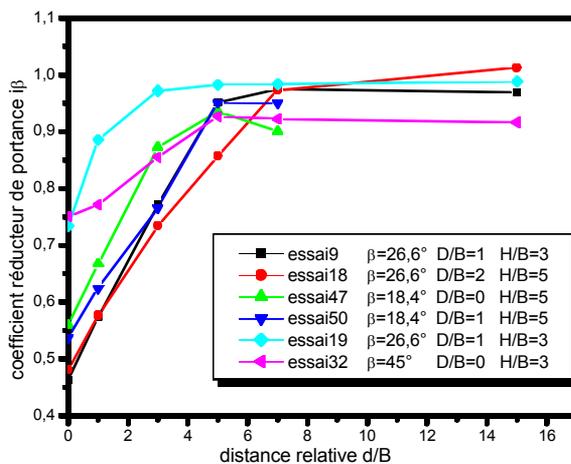


Figure 2.42 : Evolution du coefficient i_β avec la distance d/B .

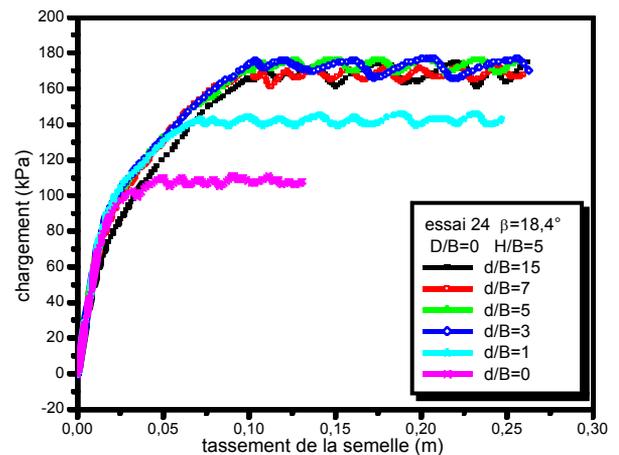


Figure 2.43 : Courbes de chargement obtenues pour les valeurs de la distance relative d/B dans le cas d'un sol sableux lâche.

Il nous a paru intéressant d'exprimer la distance limite $(d/B)_{\text{lim}}$ par une expression analytique représentant le mieux les phénomènes observés. Pour cela, nous avons admis la relation suivante :

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{\text{lim}} = \frac{1}{\theta^* \left(\frac{1}{0,95 - i_\beta(d/B=0)} - 1 \right)} \quad (2.31)$$

On prend par convention. : $i_{\beta} = 0,95 * i_{\beta}(d/B = \infty)$ (2.32)

Où : $i_{\beta}(d/B = \infty) = 1$ (2.33)

θ est le coefficient d'ajustement hyperbolique ou linéaire représentant la pente initiale de la courbe $i_{\beta} = f(d/B)$ comme l'indique la figure 2.44.

Les paragraphes qui suivent présentent une étude du rôle joué par chacun des paramètres géométriques et mécaniques sur la distance limite $(d/B)_{lim}$. On examine successivement l'effet de l'inclinaison β , de l'élanement D/B , de la hauteur relative H/B , du rapport $\gamma H/C$ et l'angle de frottement du sol ϕ . Les tableaux 2.11 et 2.12 récapitulent les valeurs de la distance limite obtenues.

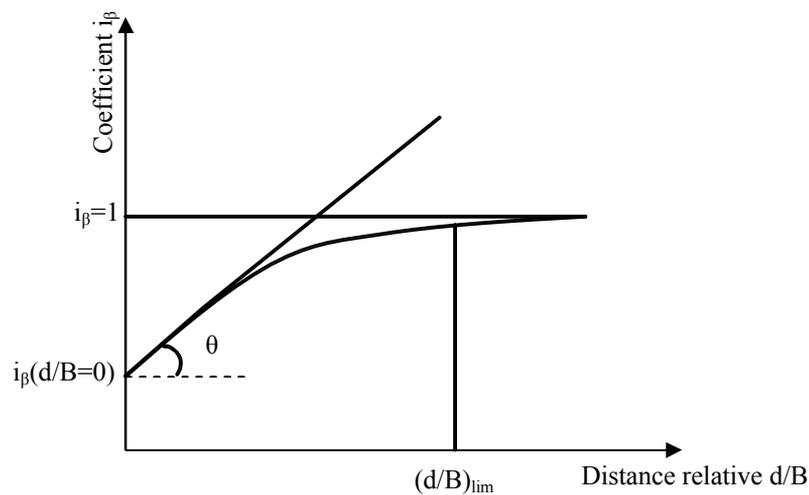


Figure 2.44 : Représentation des paramètres d'ajustement de la courbe d'évolution du coefficient réducteur de portance i_{β} en fonction de la distance d/B .

Tableau 2.11 : Valeurs de la distance limite dans les argiles.

C (kPa)	β	D/B	essai n°			$(d/B)_{lim}$
50	26,6°	0	1	1b	4	0,20
		1	7	7b	10	0,60
		2	13	13b	16	2,30
	45°	0	19	19b	22	0,40
		1	25	25b	28	1,70
		2	31	31b	34	4,70
200	26,6°	0	2	2b	5	0,25
		1	8	8b	11	0,50
		2	14	14b	17	2,30
	45°	0	20	20b	23	0,50
		1	26	26b	29	1,70
		2	32	32b	35	5

Tableau 2.12 : Valeurs de la distance limite dans les sables.

β	D/B	essai n°	$(d/B)_{lim}$	essai n°	$(d/B)_{lim}$
26,6°	0	37	4	3	1,20
		38	3,80	6	1,10
		39	3,40	3b	1,40
	1	40	10,60	9	2,50
		41	7,50	12	3
		42	7,40	9b	3,50
	2	43	1,80	15	3,10
		44	2,30	18	3,50
		45	2	15b	5
18,4°	0	46	3,2	21	0,8
		47	3,6	24	0,8
		48	2,8	21b	0,8
	1	49	3	27	0,9
		50	3,7	30	1
		51	2,6	27b	0,6
	2	52	0,6	33	1,9
		53	0,8	36	1,6
		54	0,7	33b	1

2.7.5.1. Influence de l'inclinaison du talus β sur la distance limite $(d/B)_{lim}$:

Les figures 2.45, 2.46 et 2.47 représentent quelques résultats obtenus de la variation de la distance limite $(d/B)_{lim}$ en fonction des différentes pentes testées ($\beta = 26,6^\circ, 45^\circ, 18,4^\circ$). D'une manière générale on observe que la distance limite est une fonction croissante de la pente β sur tout l'intervalle de variation de H/B, D/B, $\gamma H/C$ et ϕ .

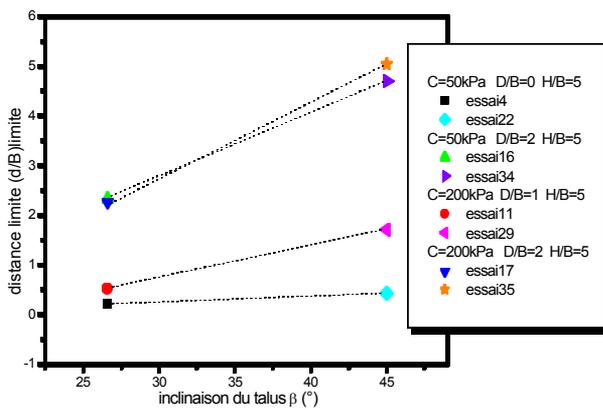


Figure 2.45 : Variation de la distance limite en fonction de la pente du talus β dans un sol argileux.

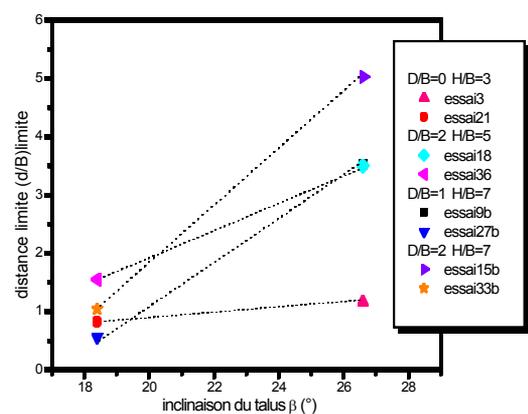


Figure 2.46 : Variation de la distance limite en fonction de la pente du talus β dans un sol frottant lâche.

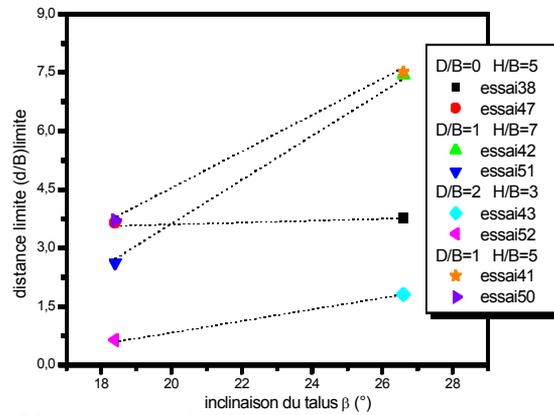


Figure 2.47 : Variation de la distance limite en fonction de la pente du talus β dans un sol frottant dense.

2.7.5.2. Influence de l'élanement relatif D/B sur la distance limite $(d/B)_{lim}$:

Sur les figures 2.48, 2.49 et 2.50 sont représentées quelques résultats obtenus lors du calcul de la distance limite en fonction de la fiche de la fondation, dans le cas de massif de sol frottant dense, purement cohérent et frottant lâche respectivement. En examinant l'ensemble des résultats, on met en évidence les points suivants :

- L'effet de l'encastrement est quelconque dans les massifs pulvérulents denses ($\varphi = 40^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $C = 1\text{kPa}$).
- Dans le cas d'un sol purement cohérent, la distance limite augmente avec la profondeur de la fondation D/B .
- Dans le cas d'un sol pulvérulent lâche, le même effet est constaté lorsque la pente du talus est de $26,6^\circ$ ($\text{tg } \beta = 1/2$). Pour une pente β égale à $18,4^\circ$, la distance limite est influencée par l'encastrement que lorsque ce dernier est supérieur ou égale à 1.

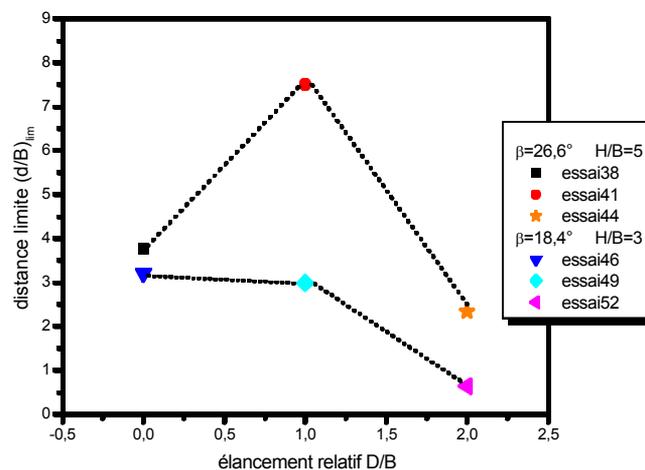


Figure 2.48 : Valeur de la distance limite $(d/B)_{lim}$ en fonction de l'élanement relatif de la semelle filante – cas de sol pulvérulent dense.

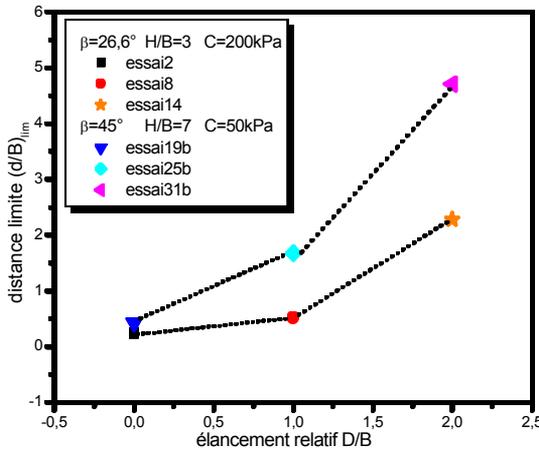


Figure 2.49 : Influence de l'éclatement relatif de la semelle continue sur la distance limite $(d/B)_{lim}$ – cas de sol cohérent.

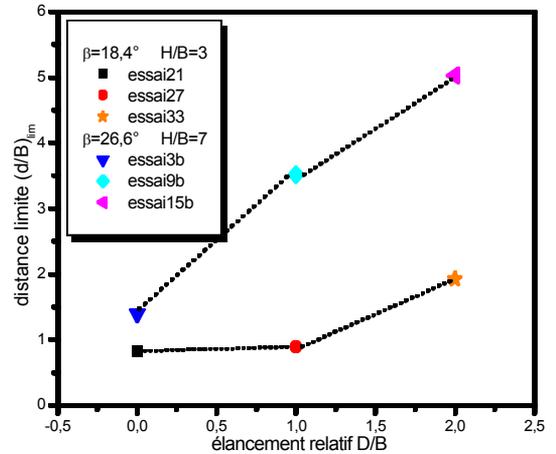


Figure 2.50 : Influence de l'éclatement relatif de la semelle continue sur la distance limite $(d/B)_{lim}$ – cas de sol pulvérulent lâche.

2.7.5.3. Influence de la hauteur relatif H/B sur la distance limite $(d/B)_{lim}$:

On remarque que l'effet de ce paramètre est négligeable dans la plupart des cas de figures étudiés, comme c'est indiqué à titre indicatif sur la figure 2.51. Pour des configurations correspondant à une inclinaison β égale à $26,6^\circ$ et un encastrement D/B égal à 1 et 2, l'effet de la hauteur relative H/B est très remarquable. En effet, la distance limite varie proportionnellement avec la hauteur du talus constitué d'un sable lâche (voir figure 2.52).

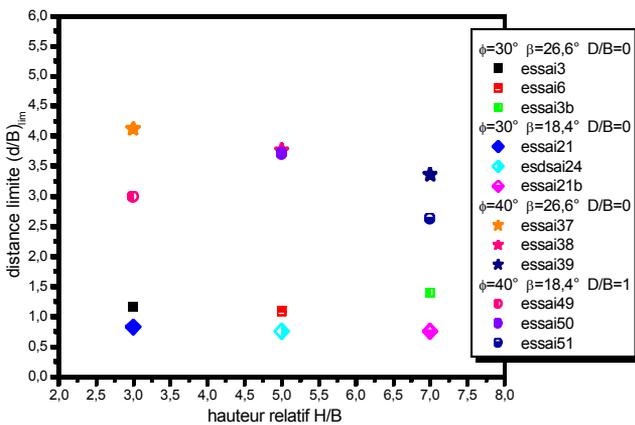


Figure 2.51 : Valeurs de la distance limite dans un sol frottant pour différentes hauteurs du talus.

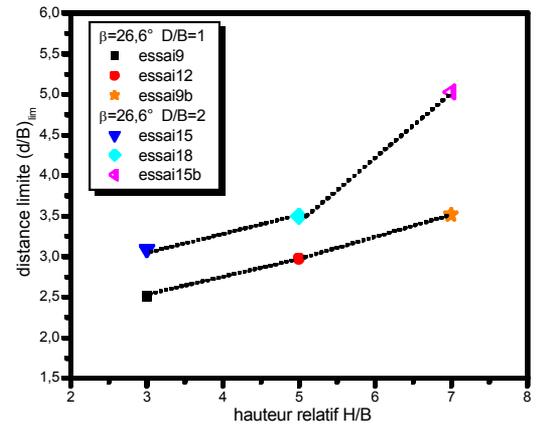


Figure 2.52 : Influence relative de la hauteur relative sur la distance limite - cas de fondation sur sol pulvérulent lâche ($\beta=26,6^\circ$, D/B=0 et 1).

2.7.5.4. Influence de des caractéristique mécanique sur la distance limite $(d/B)_{lim}$:

Les figures 4.53 et 4.54 illustrent quelques résultats de la variation de la distance limite avec la cohésion C et l'angle de frottement ϕ respectivement. Elles montrent que la distance limite ne dépend pas de la cohésion du sol. En revanche elle augmente dans la plupart des cas de figures avec l'angle de frottement ϕ pour un sol pulvérulent.

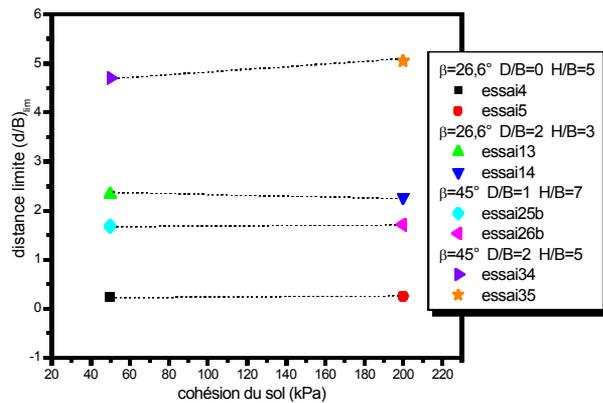


Figure 2.53 : distance limite en fonction de la cohésion du sol – cas de sol purement cohérent.

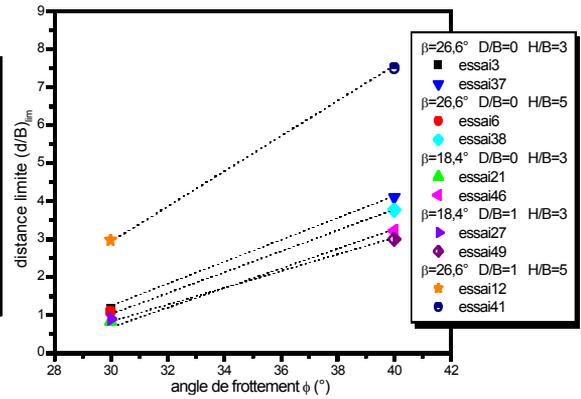


Figure 2.54 : influence de l'angle de frottement sur la distance limite dans les sols pulvérulents.

Les tableaux 2.13 et 2.14 récapitulent les valeurs moyennes de la distance limite obtenues suite à l'étude présentée au paragraphe précédent (§2.7.5).

Tableau 2.13 : Valeurs moyennes de la distance limite dans les sables.

ϕ	β	D/B	H / B	$(d/B)_{lim}$	ϕ	β	D/B	H / B	$(d/B)_{lim}$
30°	26,6°	0	3	1,20	40°	26,6°	0	3	3,75
			5					5	
			7					7	
		1	3	2,50			1	3	8,50
			5	3,00				5	
			7	3,50				7	
	2	3	3,10	2		3	2,10		
		5	3,50			5			
		7	5,00			7			
	18,4°	0	3	0,75		18,4°	0	3	3,20
			5					5	
			7					7	
1		3	1,80	1	3		3,10		
		5			5				
		7			7				
2	3	2,20	2	3	0,70				
	5			5					
	7			7					

Tableau 2.14 : Valeurs moyennes de la distance limite dans les argiles.

β	D/B	$(d/B)_{lim}$
26,6°	0	0,20
	1	0,60
	2	2,30
45°	0	0,45
	1	1,70
	2	4,90

2.8. Conclusion :

On a pu examiner à travers ce chapitre l'influence de divers paramètres à savoir :

- La qualité du maillage : elle joue un rôle non négligeable dans les calculs, tant en terme de temps de calcul qu'en terme de résultats. Paradoxalement, un maillage très dense ne donnera pas forcément un meilleur encadrement de la solution qu'un maillage grossier. En fait, tout réside dans la bonne disposition des zones denses et des zones peu denses. Le maillage a été donc raffiné dans les zones sensibles où il y a un risque de plastification concentré et rapide.
- Cette façon de procéder est utilisée seulement dans les sols cohérents, elle permet ainsi d'obtenir des résultats fins sans pour autant augmenter les temps de calcul qui augmentent rapidement avec le nombre d'éléments.
- Le champ d'influence relative du chargement appliqué dans les sols pulvérulents est aussi bien large qu'il ne peut être concentré en dessous de la fondation. C'est la raison pour laquelle on a opté pour une distribution d'éléments différente de celle employée pour un massif de sol cohérent.
- Les dimensions de la géométrie des modèles sont choisies de manière judicieuse en plus particulier dans le cas où le maillage est du type non structuré, pour lequel l'expérimentateur ne peut gérer facilement une densité d'élément suffisante par rapport à la surface. Cette densité dépend simultanément de la géométrie et ses dimensions extérieures du modèle.
- Les calculs des charges de ruines dans les massifs de sol frottant dense sont menés avec difficulté, du fait que la solution dépend sensiblement du nombre d'éléments et qu'on le considère assez élevé par rapport aux autres modèles, d'une part. D'autre part, c'est à l'expérimentateur de chercher la charge ultime en introduisant un niveau final de chargement pour lequel le calcul converge. De plus, ce maillage peut

conduire à des solutions grossières comme il peut conduire à des instabilités numériques.

- Le moyen de vérification des résultats numériques, spécialement dans le cas d'un sol frottant dense et sans faire appel à d'autres méthodes pour accomplir la comparaison, est de valider ces résultats entre eux même. Cette façon de procéder permet facilement de détecter les problèmes numériques rencontrés.
- Bien que le logiciel utilisé dispose de plusieurs modèles rhéologiques plus avancés par rapport auquel notre choix s'est effectué, le critère de Mohr – Coulomb nécessite la connaissance de peu de paramètres contrairement aux autres modèles. La seule difficulté réside donc dans la détermination des paramètres qui décrivent le comportement du sol sous la fondation.
- Le choix d'une valeur d'angle de dilatance nul ne décrit à priori le comportement réel du sable dense.

D'autre part l'exploitation des nombreux résultats obtenus lors des simulations numériques par la méthode des éléments finis a permis de dégager les informations suivantes :

- Les valeurs du coefficient réducteur de portance ne dépendent en aucun cas de la cohésion d'un sol cohérent. Sa dépendance de l'angle de frottement φ dans un sol pulvérulent est faible.
- Les réductions de portance sont beaucoup plus importantes dans le cas des sols pulvérulents, par rapport à celles constatées dans les sols cohérents.
- L'influence des paramètres géométriques (D/B et H/B) est considérée négligeable sur le coefficient réducteur de portance i_β .
- En ce qui concerne les coefficients amplificateurs des tassements, on a montré que quelque soit la nature du sol, l'inclinaison et la hauteur relative du talus ainsi que la distance d/B n'ont pas d'influence notable sur la valeur du coefficient i_α . On a proposé donc une valeur de i_α égale à 1.
- Enfin, on a proposé d'étudier la distance limite pour divers cas. Le point essentiel qu'on a pu retenir est que la distance limite croît avec l'inclinaison β et la fiche relative D/B . L'effet de la hauteur relative n'est constaté que dans quelques cas où le sol en pente est constitué du sable lâche.

CHAPITRE 3
 MODELISATION PAR ANALYSE LIMITE DE L'EFFET DE LA PROXIMITE
 D'UNE PENTE SUR LA CAPACITE PORTANTE.

3.1. Introduction :

Cette partie du travail consiste à écrire et compiler un programme de calcul à la rupture, qui constituera par la suite un moyen de comparaison avec les résultats obtenus par éléments finis. Ce programme traduit exactement les équations de base et la solution du problème, d'ailleurs issues des travaux de Salonçon (1983,1990) et ceux de S.FIKRAT (1991). Le listing d'instructions FORTRAN de ce programme se trouve en annexe de la référence [9].

3.2. Principe de l'analyse limite :

L'analyse est limitée au cas d'une fondation posée en surface sur un sol purement cohérent ($\varphi = 0^\circ$). On suppose que le matériau sol a un comportement rigide plastique obéissant au critère de Tresca. La démarche adoptée est basée sur l'approche cinématique de calcul à la rupture formulée comme suit :

pour un champs de vitesse \underline{U} cinématiquement admissible pour le problème posé, la puissance extérieure est strictement inférieure à la puissance résistante maximale, alors dans ce cas le chargement est potentiellement supportable. Les expressions de la puissance extérieure et de la puissance résistante sont données respectivement par les équations suivantes :

$$P_{\text{ext}} = \underline{Q}^* q'(\underline{v}) = F^* \frac{U}{\sqrt{2}} + \int_{mn} -\gamma^* Y^* \underline{U}^* \underline{X}^* da \quad (3.1)$$

$$P_{\text{rest max}} = \int [\pi(\underline{x}, \underline{d}(x))] d + \int_{\Sigma} \pi(\underline{x}, \underline{n}, [\underline{v}]) d\Sigma \quad (3.2)$$

Où: \underline{d} : tenseur taux de déformation associé à \underline{v} .

Σ : les surfaces de discontinuité du champs \underline{v} si elles existent.

\underline{v} : la discontinuité de champs de vitesse \underline{v} au point x de Σ .

\underline{n} : normale unitaire à Σ au point x.

q' (v) : vitesse de déformation du système.

Q : mode de chargement à N paramètre.

Le calcul de cette puissance se fait à partir des fonctions d'appui des critères de sol.

3.3. Les mécanismes de rupture envisagés :

Les mécanismes de rupture proposés dépendent de la position de la fondation par rapport au talus (voir figure 3.1 et 3.2). Ils mettent en jeu trois blocs :

- Un bloc triangulaire (triangle rectangle isocèle) rigide en translation à une vitesse U.
- Un secteur circulaire d'ouverture X, siège de déformation.
- Un bloc polygonal en translation de vitesse U.

Selon les valeurs de d/L et de α , l'ensemble des valeurs de X est égal à l'intervalle :

$$I_x =] x_0, 3\pi/4] \quad \text{si } d > B\sqrt{2}/2$$

$$I_x =] x_0, \pi/4 + \delta'] \quad \text{si } d < B\sqrt{2}/2$$

Avec : $x_0 = \sup \{0, \pi/4 - \beta\}$

x_c : ouverture critique.

Ce mécanisme dépend de l'ouverture X du secteur circulaire, pour chaque valeur de X, on a un mécanisme différent. On fait une minimisation sur X, afin d'obtenir le mécanisme qui donne la meilleure réduction de la capacité portante de la semelle filante. On présente dans la figure 3.3 l'organigramme de calcul à la rupture. Par ailleurs, on trouvera en annexe C le programme de calcul correspondant en Visual Basic.

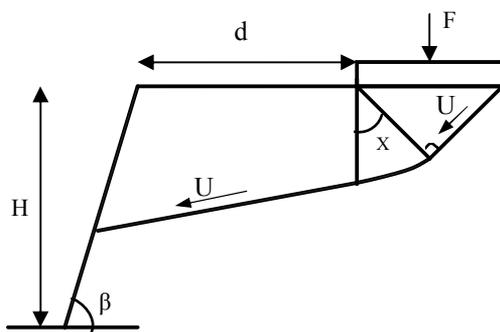


Figure 3.1 : Mécanisme de rupture retenu lorsque $d > B\sqrt{2}/2$.

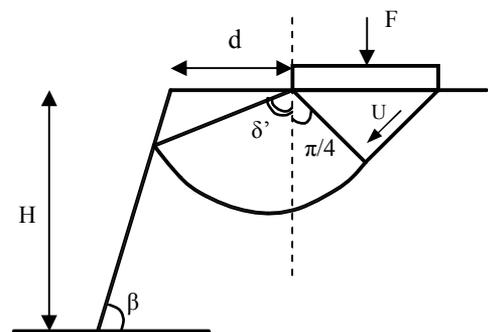
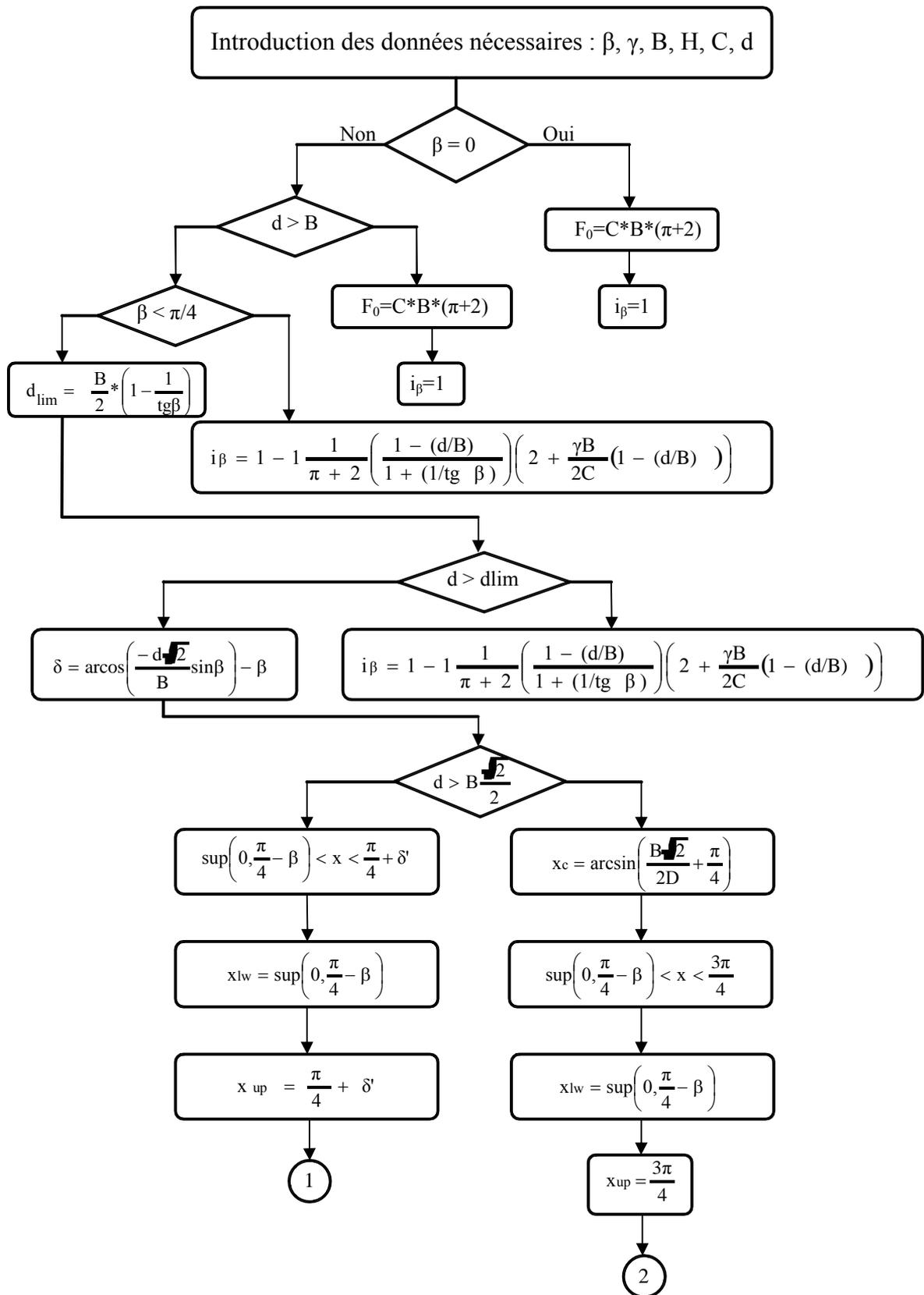


Figure 3.2 : Mécanisme de rupture retenu lorsque $d < B\sqrt{2}/2$.



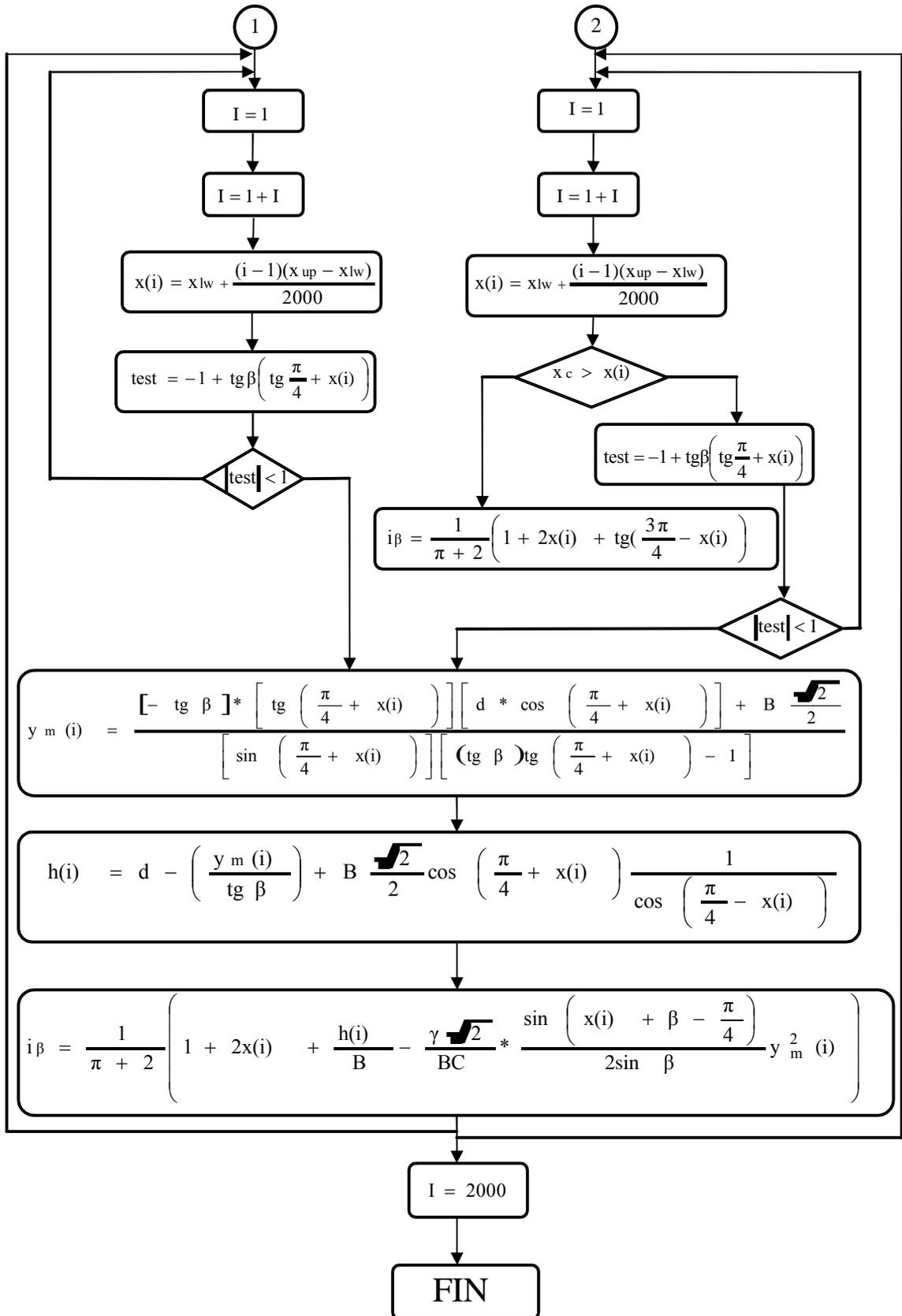


Figure 3.3 : Présentation de l'organigramme de calcul par la méthode d'analyse limite.

3.4. Étude dimensionnelle :

Pour analyser la variation de la capacité portante d'une semelle continue, posée en surface soumise à un chargement vertical centré, on a fait appel à des grandeurs adimensionnelles déterminées

dans notre cas par le théorème de Buckingham, et à partir de la relation suivante :

$$f(\beta(\gamma, B, d, H, C, q)) = 0 \quad (3.3)$$

A l'aide du théorème des π , elle se transforme à la relation adimensionnelle suivante :

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5) = 0 \quad (3.4)$$

Où :

$$\pi_1 = \beta \quad : \text{Inclinaison du talus,} \quad (3.5)$$

$$\pi_2 = \frac{C}{\gamma H} : \text{Facteur de stabilité du talus,} \quad (3.6)$$

$$\pi_3 = \frac{d}{B} : \text{Distance relative entre la fondation et la crête du talus,} \quad (3.7)$$

$$\pi_4 = \frac{H}{B} : \text{Hauteur relative du talus,} \quad (3.8)$$

$$\pi_5 = \frac{q}{\gamma H} : \text{Chargement relatif,} \quad (3.9)$$

Afin de déterminer la capacité portante, on se base sur la variation de l'inclinaison du talus, la distance d/B , la hauteur du talus et le facteur de stabilité du talus.

3.5. Définition des paramètres de l'étude :

3.5.1. Inclinaison du talus :

Seulement deux valeurs d'inclinaison de talus ont été testées, soient les valeurs de β égale à 26.6° et 45° .

3.5.2. Facteur de stabilité du talus :

En fixant la valeur du poids volumique du sol, soit $\gamma = 20\text{kN/m}^3$, le facteur de stabilité est pris égal aux valeurs suivantes : 0,3; 0,5; 1,2; 2. Ces valeurs sont choisies afin de

vérifier la condition de stabilité la plus restrictive connue actuellement, elle s'écrit :

$$\frac{\gamma H}{C} < 3,83 \quad (3.10)$$

3.5.3. Distance relative d/B :

Afin de mettre en évidence l'influence de la distance relative entre la fondation et la crête du talus sur la capacité portante, plusieurs valeurs ont été prises en considération qui sont : 0, 1, 3, 5, 7 et 15.

3.5.4. Hauteur relative du talus :

Ce paramètre adimensionnel qui représente le rapport entre la hauteur relative du talus et la largeur de la fondation, prend les valeurs suivantes : 3 et 5.

3.6. Présentation et interprétation des résultats :

On résume dans le tableau 3.1 les différents cas étudiés et les paramètres correspondants. Les tableaux 3.2 et 3.3 regroupent les portances calculées à partir de la méthode d'analyse limite (par approche cinématique). On donne dans les figures 3.4 et 3.5 les valeurs du coefficient réducteur de portance obtenue et les figures 3.6 et 3.7 représentent la variation de la portance adimensionnelle en fonction de d/B. On rappelle que ces valeurs sont relatives aux cas de fondation posée en surface (D/B = 0) à proximité d'un talus, sur un sol purement cohérent. La capacité portante d'une fondation posée sur sol horizontal est calculée à partir de la relation suivante :

$$q_1 = C * B * (2 + \pi) * i_\beta \quad (3.11)$$

Tableau 3.1 : Caractéristiques des cas de figures étudiés par un calcul à la rupture.

d/B	Référence de l'essai	β	C (kPa)	H/B	γ_{sat} (kN/m ³)
$d/B = 0 - 0,5 - 1 - 1,5 - 3 - 5 - 7 - 15$	1-A	26,6°	50	3	20
	2-A	26,6°	200		
	4-A	26,6°	50	5	
	5-A	26,6°	200		
	1b-A	26,6°	50	7	
	2b-A	26,6°	200		
	19-A	45°	50	3	
	20-A	45°	200		
	22-A	45°	50	5	
	23-A	45°	200		
	19b-A	45°	50	7	
	20b-A	45°	200		

Tableau 3.2 : Valeurs de portance obtenues par un calcul à la rupture.

essai n°	1-A	2-A	4-A	5-A	1b-A	2b-A
d/B = 0	220,29	891,19	220,29	891,2	220,3	891,19
d/B = 0,5	247,82	993,79	247,82	993,79	247,82	993,79
d/B = 1	257	1028	257	1028	257	1028
d/B = 3	257	1028	257	1028	257	1028
d/B = 5	257	1028	257	1028	257	1028
d/B = 7	257	1028	257	1028	257	1028
d/B = 15	257	1028	257	1028	257	1028

Tableau 3.3 : Valeurs de portance obtenues par un calcul à la rupture.

essai n°	19-A	20-A	22-A	23-A	19b-A	20b-A
d/B = 0	148,72	595,72	148,72	595,7	148,7	595,71
d/B = 1	190,99	764,06	190,99	764,1	191	764,06
d/B = 1,5	257	1028	257	1028	257	1028
d/B = 3	257	1028	257	1028	257	1028
d/B = 5	257	1028	257	1028	257	1028
d/B = 7	257	1028	257	1028	257	1028
d/B = 15	257	1028	257	1028	257	1028

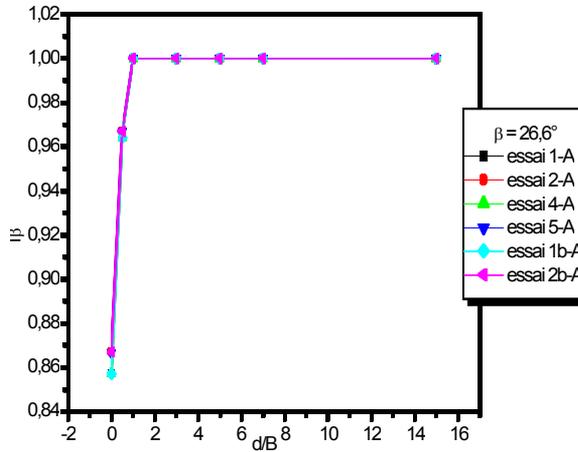


Figure 3.4 : Valeurs du coefficient réducteur de portance obtenues par approche cinématique – cas correspondant à $\beta=26,6^\circ\varphi=0, D/B=0$.

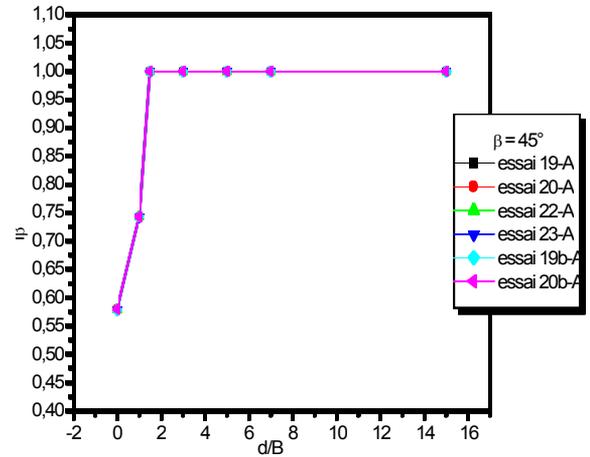


Figure 3.5 : Valeurs du coefficient réducteur de portance obtenues par approche cinématique – cas correspondant à $\beta=45^\circ\varphi=0, D/B=0$.

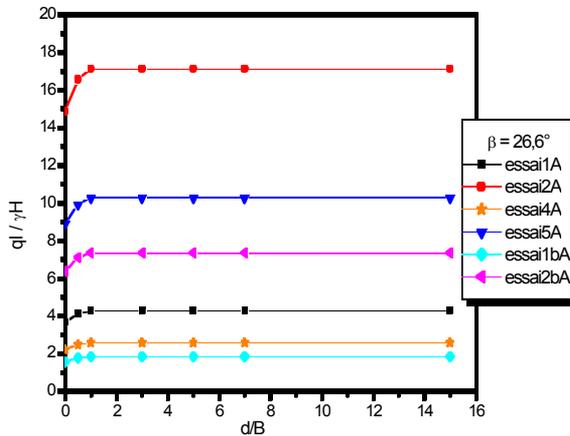


Figure 3.6 : Valeurs de la capacité portante adimensionnelle obtenues par approche cinématique – cas correspondant à $\beta=26,6^\circ\varphi=0, D/B=0$.

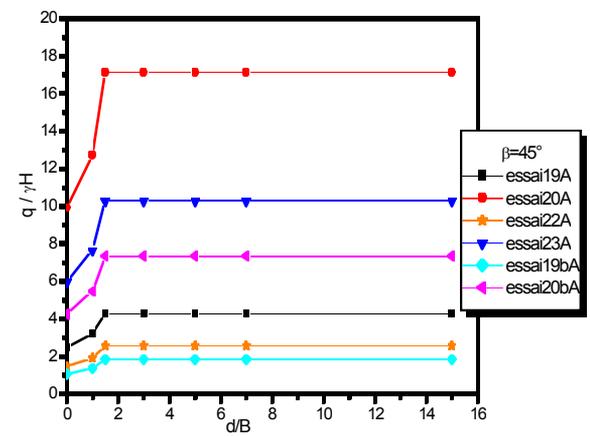


Figure 3.7 : Valeurs de la capacité portante adimensionnelle obtenues par approche cinématique – cas correspondant à $\beta=45^\circ, \varphi=0, D/B=0$.

En faisant l'étude paramétrique de la capacité portante et du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de la distance relative d/B , la hauteur et l'inclinaison du talus, on constate que :

- L'influence de la hauteur relative H/B sur la capacité portante de la fondation soumise à un chargement vertical centré est négligeable comme en attestent les tableaux 3.2 et 3.3.
- Le coefficient réducteur de portance i_β diminue en augmentant l'inclinaison du talus β . Pour une fondation posée en crête de talus les réductions de portance sont de 15% lorsque la pente est de $26,6^\circ$, et de 43% pour une pente égale à 45° comme c'est indiqué sur les figures 3.4 et 3.5.

- Les réductions de portance ne dépendent en aucun cas des caractéristiques mécaniques telle que la cohésion du sol, comme le montrent les figures 3.4 et 3.5.

3.7. Conclusion :

Ce chapitre contient l'analyse de comportement d'une fondation continue posée en surface et établie à proximité d'un talus en moyennant un calcul à la rupture par approche cinématique. Cette analyse est limitée au cas de semelle non encastrée posée sur sol purement cohérent. On a pu faire ressortir à travers une étude paramétrique l'influence de chaque paramètre tels que la hauteur relative du talus, l'inclinaison β , ainsi que l'effet de la cohésion du sol sur la capacité portante et le coefficient réducteur de portance.

CHAPITRE 4

ETUDE COMPARATIVE DES DIFFERENTES METHODES D'ANALYSE.

4.1. Introduction :

On consacre ce chapitre aux comparaisons des résultats correspondant aux différentes méthodes, à savoir : la méthode classique de poussée/butée, la méthode d'analyse limite, la méthode des caractéristiques des contraintes proposée par GIROUD et TRAN – VO – NHIEM et la méthode d'équilibre limite proposée par Bouafia avec les résultats de calcul par éléments finis. La deuxième partie consiste à comparer les calculs de la pente initiale avec la méthode d'élasticité linéaire et ceux par la méthode des éléments finis, sachant que seuls les cas de chargement de fondations en surface établies suffisamment loin du talus ont fait l'objet de cette comparaison.

4.2. Comparaison des résultats avec la méthode de poussée/butée :

Dans ce paragraphe, nous comparons les résultats en terme de portance des 72 essais, qui concernent les fondations filantes, à base rugueuse, encastrées ou non encastrées ($D/B=0,1$ ou 2), établies sur des massifs de sables ($\varphi = 30^\circ$ ou 40° , $\psi = 0^\circ$, $C = 1\text{kPa}$) ou d'argile saturée ($C = 50$ ou 200kPa , $\varphi = 0^\circ$) et implantées suffisamment loin du talus, avec la méthode classique de poussée/butée (ou formule de Terzaghi) formulée ainsi :

$$q_l (*) = \gamma_2 * B * N_\gamma / 2 + \gamma_1 * D * N_q + C * N_c \quad (4.1)$$

Où N_γ , N_q et N_c sont des facteurs de portance tirés du tableau 1.3.

Les tableaux 4.1 et 4.2 récapitulent les écarts $[q_l (*) - q_{l\infty} (\text{MEF}) * 100 / q_l (*)]$ entre les deux méthodes respectivement pour les sol cohérents et les sols pulvérulents.

Tableau 4.1 : Confrontation des pressions de rupture numériques avec celles obtenues à partir de l'équation (5.1) – cas de référence ($d/B = \infty$), sols argileux.

Encastrement D/B	Cohésion (kPa)	Moyenne de $q_{l\infty}$ (kPa)	q_l (*) (kPa)	Ecart relatif (%)
0	50	278,43	285	-2,3
	200	1114,47	1140	-2,2
1	50	335,27	305	9,92
	200	1341,24	1160	15,62
2	50	362,97	325	11,68
	200	1453,29	1180	23,16

Tableau 4.2 : Confrontation des pressions de rupture numériques avec celles obtenues à partir de l'équation (5.1) – cas de référence ($d/B = \infty$), sols sableux.

Encastrement D/B	Angle de frottement (°)	Moyenne de $q_{l\infty}$ (kPa)	q_l (*) (kPa)	Ecart relatif (%)
0	30	175,14	197,3	-11,23
	40	715	875,4	-18,3
1	30	632,18	563,7	12,15
	40	1851	1902,6	-2,7
2	30	1071,29	930,1	15,18
	40	2308	2929,8	-21,2

Lorsqu'on examine ces tableaux, on constate que les valeurs de portance obtenues par simulation numériques et la théorie de Terzaghi sont relativement proches. En effet, tous essais confondus, les écarts relatifs sur les portances sont inférieurs à 23%.

Dans le cas de la fondation non encastree implantée sur sol argileux, les résultats obtenus par les deux approches sont concordantes (avec des écarts relatifs inférieurs à 2,5%). On notera toutefois que ces écarts augmentent, lorsque la fondation est encastree, jusqu'à 23% ; ce qui est expliqué par le fait que la théorie de Terzaghi est basée sur le principe de superposition applicable seulement lorsque le comportement des sols est linéaire.

Dans un sol pulvérulent, on constate que les valeurs numériques (obtenues par éléments finis) de la capacité portante pour des élancements nul sont environ de 11 à 18% plus faibles que celle données par l'équation (4.1).

On voit également, pour les sols frottant lâches ($\varphi = 30^\circ$, $C = 1\text{kPa}$), que les valeurs de portance obtenues par la méthode des éléments finis sont légèrement supérieures (moins de 15%) que celle obtenues par la méthode de poussée/butée pour des semelles ancrées.

Concernant les sols frottants denses, on note que quelque soit l'encrage de la semelle

filante, la portance obtenue par simulations numériques, est plus faible que celle donnée par l'expression (4.1) et les écarts sont de 3 à 21% par rapport aux valeurs théoriques. Ces écarts peuvent provenir des incertitudes numériques (utilisation d'éléments à 6 nœuds) et des imperfections intrinsèques à chacune des deux méthodes (en fait on a supposé un angle de dilatance nul dans le cadre de la méthode des éléments finis ce qui ne caractérise pas le comportement réel des sols pulvérulents denses).

4.3. Comparaison des résultats avec la théorie d'un calcul à la rupture (ou analyse limite) :

Le tableau 4.3 regroupe les écarts relatifs (en portance) calculés entre la méthode d'analyse limite (par approche cinématique) et la méthode des éléments finis. Ces valeurs sont relatives aux cas de fondation posée en surface ($D/B = 0$) à proximité d'un talus, sur un sol purement cohérent, toutes choses étant par ailleurs fixées.

Tableau 4.3 : Ecart relatifs entre les valeurs de portance obtenues par éléments finis et celles par analyse limite.

β	H/B	C (kPa)	Ecart relatifs (%)					
			d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15
26,6°	3	50	6,6	1,9	7,2	8,3	8,5	7,7
		200	5,5	1,8	7,1	8	8,3	8,1
	5	50	9,2	2,9	7,7	7,9	7,9	8,5
		200	7,1	2,6	7,9	7,7	8,1	8,3
45°	3	50	38,1	29,8	5,9	7,1	7,2	7,6
		200	37,5	26,8	6,4	6,9	7,4	7,4
	5	50	34,3	33,4	5,7	7,6	7,9	7,9
		200	34,5	29,2	5,7	7,4	7,9	8

Le point principal qui se dégage du tableau 4.3 est que les valeurs de portances issues de l'approche cinématique sont très proches de ceux calculées par éléments finis, avec des écarts relatifs compris entre 2 et 9%.

On remarque également que seul dans le cas d'une fondation placée en crête de talus ou à une distance $d/B = 1$, les écarts sont assez élevés par rapport aux autres cas, soient des écarts situés entre 27 et 38 %.

En cherchant l'origine de ces différences observées, nous constatons que le sol, dans l'approche cinématique, est régi par un comportement rigide plastique en adoptant le critère de résistance Tresca.

4.4. Comparaison des résultats avec la méthode des caractéristiques des contraintes proposée par Bouafia [27] :

Cette partie du travail est consacrée à la comparaison des résultats que nous avons obtenus lors des simulations numériques par éléments finis avec ceux qui proviennent d'un calcul par la méthode des caractéristiques des contraintes déjà exposée en détail dans le chapitre 1. Notons qu'on s'est limité dans cette méthode aux cas de sols non pesants et purement cohérents sur lesquels est posée une semelle continue en crête de talus ($d/B=0$). On rappelle les expressions utilisées pour le calcul du coefficient réducteur de portance dans les deux méthodes :

$$i_{\beta} = \frac{\pi + 2 - 2\beta}{\pi + 2} \quad (4.2)$$

$$i_{\beta} = \frac{q_l(\beta, D/B, H/B, d/B)}{q_{l\infty}(\beta=0, D/B, H/B, d/B=\infty)} \quad (4.3)$$

La comparaison des différentes valeurs du coefficient i_{β} comme l'illustre la figure 4.1 montre une certaine concordance. On constate ainsi que l'effet de la densité du sol a peu d'influence sur la réduction de la capacité portante, ce qui est conforme aux prescriptions de la théorie classique de la capacité portante dans un sol purement cohérent.

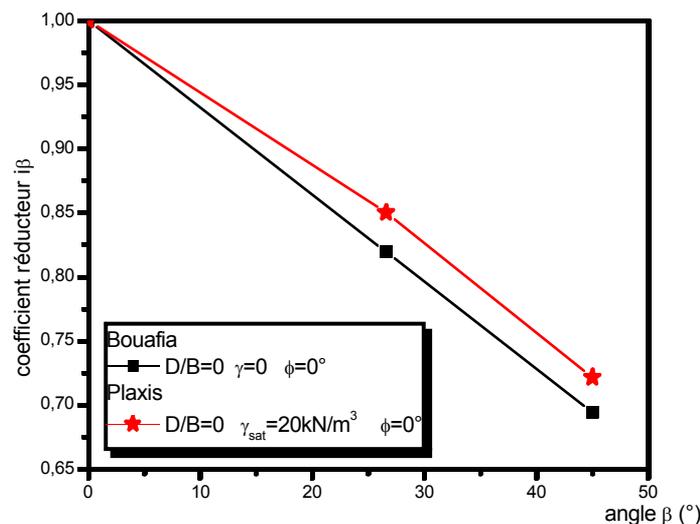


Figure 4.1 : Comparaison du coefficient réducteur i_{β} pour le cas de sol purement cohérent – fondation posée en crête de talus ($d/B = 0$).

4.5. Comparaison des résultats avec la méthode des caractéristiques des contraintes proposée par Giroud et Tron-Vô-Nhiem :

Les résultats présentés ici proviennent des travaux menés par GIROUD et TRON – VO

– NHIEM, dans le cadre de la méthode des réseaux des lignes de glissement. La comparaison effectuée est limitée au cas de fondation implantée en crête de talus ($d/B = 0$). On rappelle les équations pour lesquelles les facteurs de portance et les pressions limites ont été calculées.

➤ cas d'un sol purement cohérent ($\varphi = 0$):

$$N_{\gamma\beta} = 0 \quad (4.4)$$

$$N_{q\beta} = \cos \beta \quad (4.5)$$

$$N_{c\beta} = \pi + 1 + \cos \omega - \omega - 2\beta \quad (4.6)$$

$$\sin \omega = \frac{\gamma * D * \cos \beta * \sin \beta}{C} \quad (4.7)$$

➤ cas de sol frottant ($\varphi \neq 0$):

$$N_{q\beta} = \frac{(1 + \sin \varphi) \cos \beta}{1 - \sin \varphi \cos(\Gamma - \delta')} e^{(\pi + \delta' - \Gamma - 2\beta) \operatorname{tg} \varphi} \quad (4.8)$$

$$N_{c\beta} = \frac{N_{q\beta}}{\frac{\cos \beta - 1}{\operatorname{tg} \varphi}} \quad (4.9)$$

$$\text{Avec : } \sin \Gamma = \frac{\sin \delta'}{\sin \varphi} \quad (4.10)$$

$$\text{Et: } \operatorname{tg} \delta' = \frac{\sin \beta}{\cos \beta + \frac{C * \cot \varphi}{\gamma * D * \cos \beta}} \quad (4.11)$$

La formule de portance préconisée par GIROUD est comme suit:

$$q_1 = 0,5 * \gamma_2 * B * N_{\gamma\beta} + C * N_{c\beta} + \gamma_1 * D * N_{q\beta} * \cos \beta \quad (4.12)$$

On donne dans les tableaux 4.5 et 4.6 les résultats obtenus en terme de portance et en écart relatif, mesurés entre les valeurs déduites de la méthode des caractéristiques des contraintes et celle qu'on a obtenues par l'approche en éléments finis, respectivement dans le cas de semelle posée en crête de talus sur sol argileux et sableux.

Tableau 4.4 : Comparaison des résultats numériques avec ceux de la méthode des caractéristiques des contraintes – cas de sol cohérent.

Pente β	Fiche relative D/B	Cohésion (kPa)	q_0 (Giroud et T.V)	q_0 (MEF)	Ecart relatif (%)
26,6°	0	50	210,65	238,01	13
		200	842,61	949,38	12,7
	1	50	216,61	300,52	38,7
		200	848,89	1201,59	41,5
	2	50	221,61	322,65	45,6
		200	854,97	1290,09	50,9
45°	0	50	178,54	201,76	13
		200	714,16	807,20	13
	1	50	177,86	267,99	50,7
		200	714	1070,74	50
	2	50	175,62	290,40	65,4
		200	713,5	1160,89	62,7

Tableau 4.5 : Comparaison des résultats numériques avec ceux de la méthode des caractéristiques des contraintes – cas de sol pulvérulent.

Pente β	Fiche relative D/B	Angle de frottement φ	q_0 (kPa) (Giroud et T.V)	q_0 (kPa) (MEF)	Ecart relatif (%)
26,6°	0	30°	66,19	83,14	25
		40°	223,8	336,0167	50
	1	30°	149,44	294 - 288 - 273	97 -93 - 83
		40°	528,53	817 - 679 - 669	55 - 29 - 27
	2	30°	229,12	584 - 519 - 506	155-127-121
		40°	831,1	1330-1130-1110	60 - 36 - 33
18,4°	0	40°	363,11	466,63	28,50
	1	40°	864,26	1015,67	17,52
	2	40°	1363,95	1746-1486-1549	28 - 9 - 17

Plusieurs points ressortent de l'examen de ces tableaux :

Tout d'abord on observe pour les configurations dont la semelle est posée en surface sur un sol argileux, les écarts sont faible et ne dépassent les 13%.

On remarque également que la méthode des caractéristiques des contraintes fournit des valeurs inférieures à celles données par les éléments finis particulièrement lorsque la profondeur de la fondation et la pente du talus augmentent, en cas de sol cohérent.

Pour le cas où le sol est caractérisé par un angle de frottement égal à 30°, les écarts sont plus importants par rapport aux cas présentés et varient d'une configuration à une autre. On constate qu'ils sont proportionnels à l'encastrement de la fondation, en fait ils augmentent de 25% pour un encastrement nul à 155% en atteignant une profondeur relative égale à 2.

Pour ce qui est le cas de sol pulvérulents dense, les écarts relatifs sont de 9 à 60%. On observe que leur variation dépend simultanément de la hauteur du talus H/B , pour la plupart des cas comparés et de la pente du talus β , d'une part. Pour une pente de $18,4^\circ$, on note des écarts plus faibles que ceux mesurés pour une inclinaison de $26,6^\circ$, d'autre part. Ces écarts importants sont expliqués par les hypothèses prises par Giroud et Tron - Vo - Nhiem pour le calcul de la capacité portante. On rappelle seulement les hypothèses qu'on soupçonne la cause de divergence des résultats entre les deux méthodes et qui sont les suivantes (on se réfère à la figure 1.12) :

- Les pentes commencent immédiatement au bord de la fondation, ce qui correspond (il n'y a pas de replat).
- Les pentes s'étendent indéfiniment vers le bas.
- Les effets de chaque paramètre sont superposés.

4.6. Comparaison des résultats en terme de pente initiale α avec la méthode d'élasticité linéaire :

On examine dans ce paragraphe les résultats obtenus par le biais d'un calcul en éléments finis de la pente initiale de la courbe de chargement avec la méthode d'élasticité linéaire. Les cas de figures à comparer sont seuls qui correspondent à une fondation non encastrée implantée loin du talus à cause de la limitation exigée par la méthode d'élasticité. La pente initiale théorique a été calculée à partir de la formule suivante :

$$\alpha = \frac{q}{s} = \frac{E_s}{B * P_{Hm}} \quad (4.13)$$

Où P_{Hm} est le facteur d'influence de la pression sur le tassement [11].

On récapitule dans les tableaux 4.6 et 4.7 les valeurs de la pente initiale calculées suivant la méthode des différences divisées de Newton à partir des courbes de chargement obtenues par simulation numériques et celles que donne l'expression (4.13).

Tableau 4.6 : Comparaison des résultats numériques obtenus en terme pente initial avec la ceux issus de la méthode d'élasticité – cas de sol cohérent.

Pente β	Cohésion (kPa)	Hauteur relative H/B	Moyenne de α (kPa / m)	Ecart type	α théorique (kPa / m)	Ecart relatif (%)
26,6° 45°	50	23	8038,20	29,65	8463,1	5
26,6° 45°	200	23	8043,97	35,44	8463,1	4,95
26,6° 45°	50	25	7725,95	39,80	8161,04	5,30
26,6° 45°	200	25	7734,85	44,76	8161,04	5,20
26,6° 45°	50	27	7826,71	46,41	7879,81	0,70
26,6° 45°	200	27	7831,02	47,56	7879,81	0,60

Tableau 4.7 : Comparaison des résultats numériques obtenus en terme pente initial avec la ceux issus de la méthode d'élasticité – cas de sol frottant.

Angle de frottement φ	Pente β	Hauteur relative H/B	Moyenne de α (kPa / m)	Ecart type	α théorique (kPa / m)	Ecart relatif (%)
30°	26,6° 18,3°	23	6829,44	125,06	6217,1	-9,85
	26,6° 18,3°	25	6878,843	9,82	6018,05	-14,30
	26,6° 18,3°	27	6649,099	68,83	5831,36	-14,02
	26,6° 18,3°	20	18744,724	/	17444,39	-7,45
40°	26,6° 18,3°	20	18744,724	/	17444,39	-7,45
	26,6° 18,3°	20	18744,724	/	17444,39	-7,45
	26,6° 18,3°	20	18744,724	/	17444,39	-7,45
	26,6° 18,3°	20	18744,724	/	17444,39	-7,45

Ce qu'on peut retenir, en analysant les tableaux ci-dessus, qu'en toute circonstance les valeurs proposées par les deux méthodes sont très proches. Les écarts relatifs constatés sont par conséquent faibles, ils ne dépassent les 5% dans le cas d'un sol argileux. Pour ce qui est le cas de sol frottant lâche, les écarts sont situés entre 10 et 14%. Comme on peut le voir aussi, dans le cas de sol pulvérulent dense l'écart relatif est estimé faible, soit 7,45%.

4.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons comparé l'ensemble des résultats de la capacité portante obtenus par l'approche en élément finis avec plusieurs méthodes de calcul proposées. Nous avons mis en évidence les principaux points suivants :

Dans le cas de fondation posée sur sol horizontal, les portances obtenues par simulations numériques est proche de celles obtenues par la théorie de Terzaghi.

En général, dans le cas de fondation établie en surface sur sol purement cohérent, les valeurs de portance issues d'un calcul à la rupture sont concordantes avec celles obtenues par éléments finis.

Il s'avère que la méthode proposée par Giroud et T-V est pessimiste du fait que les hypothèses retenues conduisent dans la majorité des cas à des valeurs trop faible par rapport à celles données par éléments finis. Or les écarts relatifs calculés dépendent de l'élançement de la fondation, la pente et la hauteur du talus ainsi de la nature du sol. En revanche, on constate une bonne convergence entre les résultats issus de la méthode d'équilibre limite proposée par Bouafia avec ceux calculés.

Les résultats obtenus en terme de pente initiale par l'approche théorique et numérique sont en bon accord quelque soit la nature du sol et la configuration testée.

CHAPITRE 5

COLLECTE ET INTERPRETATION DES DONNEES EXPERIMENTALES.

5.1. Introduction :

L'objectif principal de ce chapitre est de recueillir des essais de chargement vertical centrifugés de fondations superficielles et d'organiser chaque essai en un ensemble d'informations structurées qui peuvent être, par la suite aisément consultées. Les résultats numériques obtenus précédemment sont par la suite comparés aux données expérimentales collectées.

5.2. Présentation de la base de données :

On présente ici, une base de données construite à partir de 92 essais sur modèles réduits centrifugés de fondations superficielles soumises à un chargement vertical centré. Ces données sont saisies sur des fiches synthétiques (voir annexe E) qui regroupent les renseignements classés comme suit :

- Données sur la référence : cette information concerne le titre du document dont on a tiré l'essai, l'auteur, la référence de l'essai dans le document et le lieu de réalisation de l'essai.

- Données sur le modèle : cette partie contient des renseignements sur le modèle tels que le type de l'essai et les principales caractéristiques de la semelle utilisée (longueur, largeur du modèle et prototype, matériau e la fondation ...etc.).

- Données sur le massif de sol : on présente ici toutes les informations disponibles sur le matériau de sol utilisé comme sa nature et ses caractéristiques mécaniques.

- Données sur la configuration testée : on résume ici tous les détails qui concerne l'implantation de la fondation, les valeurs de l'inclinaison du talus et sa hauteur et la profondeur d'encastrement.

- Données sur les conditions d'essais : cette partie est consacrée à toutes les données pouvant affectées les résultats comme le type du dispositif de chargement, la loi de chargement, la nature de la liaison entre la semelle et le dispositif de chargement et la présence de matières étrangères...etc.

- Données sur les résultats : ces données contiennent les résultats bruts de l'essai qui se résume en la pression de rupture, la courbe de chargement et éventuellement le coefficient réducteur de portance et le tassement relatif à la rupture.

- Interprétation de l'essai : elle comprend les valeurs de la pente initiale de la courbe de chargement calculée à partir de la méthode des différences divisées de Newton et la pression limite déterminée par la procédure d'ASAOKA.

5.3. Étude statistique :

Une étude statistique a été menée afin d'avoir une idée claire sur les données disponibles dans la base, telles que la nature des massifs de sol reconstitués, l'élanement de la fondation, les pentes de talus testées... etc.

5.3.1. Nature du sol :

La majorité des sols présentés dans la base de données sont des sables avec un pourcentage de 94,57 % comme c'est indiqué sur la figure 5.1.

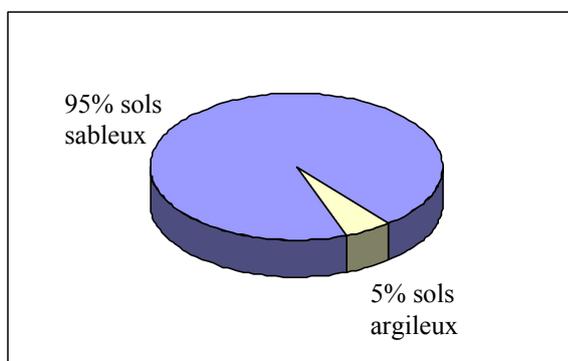


Figure 5.1 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon la nature du sol.

5.3.2. Géométrie de la fondation :

La figure 5.2 montre que 88% des cas étudiés correspondent à une fondation filante dont le rapport de la longueur par rapport à la largeur est supérieur à 5.

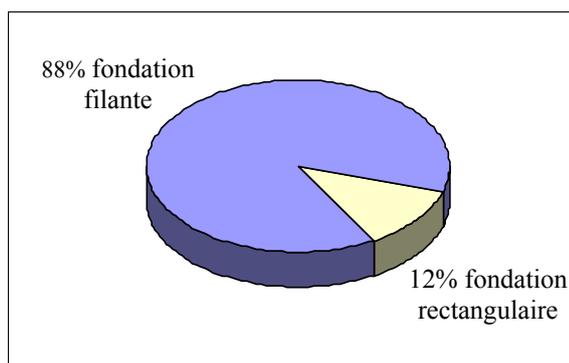


Figure 5.2 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon la géométrie de la fondation.

5.3.3. Les pentes testées :

Compte tenu de la sensibilité des pressions de rupture et des coefficients réducteurs de portance, il est important d'analyser les valeurs des inclinaisons du talus étudiées. La figure 5.3 indique que 41% des pentes testées sont de $26,6^\circ$, elles sont suivies par le sol horizontal dont le pourcentage est de 33,7% ainsi une pente de $18,4^\circ$ représentant 16,3% puis une inclinaison de $33,96^\circ$ et de 75° représentant un pourcentage de 7,61 et 1,1% respectivement.

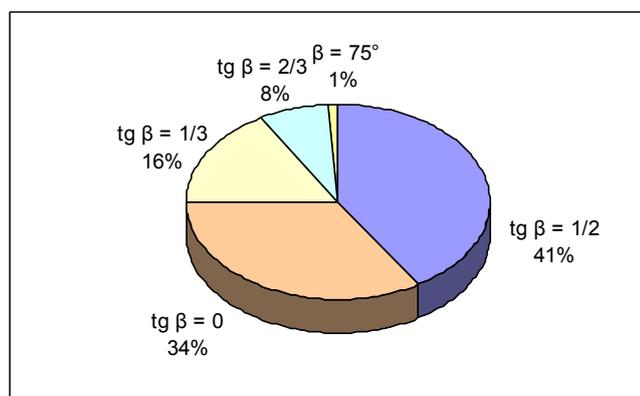


Figure 5.3 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon l'inclinaison du talus.

5.3.4. Analyse de l'élanement relatif de la fondation :

L'étude statistique a montré que la quasi-totalité des cas étudiés, soit 94,6% correspondent aux fondations non encastrees. Un pourcentage de 5,5% seulement représente des fiches relatives égales à $3/16$ et $1/4$ (voir figure 5.4)

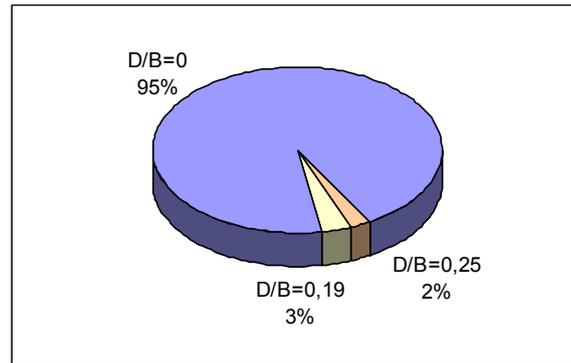


Figure 5.4 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon l'élanement relatif de la fondation.

5.3.5. Étude de la distance relative de la fondation à la crête du talus d/B :

Nombreuses sont les positions de la fondation étudiées, un pourcentage de 33,7% qui représente le sol horizontal, le reste concerne des semelles implantées à des distances variant de 11,1 jusqu'à la crête de talus, la figure 5.5 en atteste.

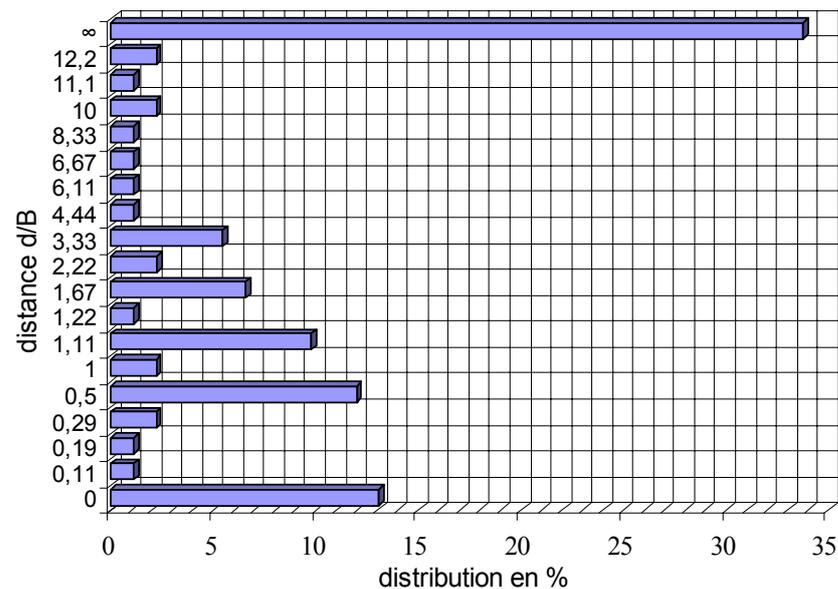


Figure 5.5 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon la position de la fondation à la crête du talus.

5.3.6. Caractéristiques mécaniques :

Peu d'informations sont disponibles sur les caractéristiques mécaniques des sols argileux. En revanche les sols sableux étudiés dans la base de données sont des sables dont leur état de densité varie d'un état dense à un état très dense, soit un pourcentage égale à

96,6% et 3,44% respectivement comme c'est indiqué sur la figure 5.6.

La figure 5.7 récapitule les caractéristiques mécaniques testées pour chaque auteur. Par ailleurs on constate que l'intervalle de variation de l'angle de frottement est assez serré, il est compris entre 37,3° et 43,2°

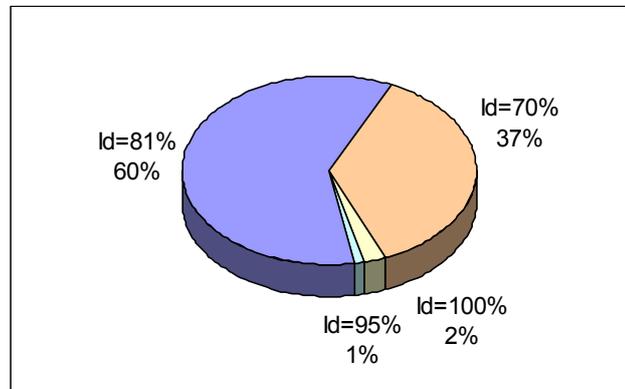


Figure 5.6 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon la densité du sol.

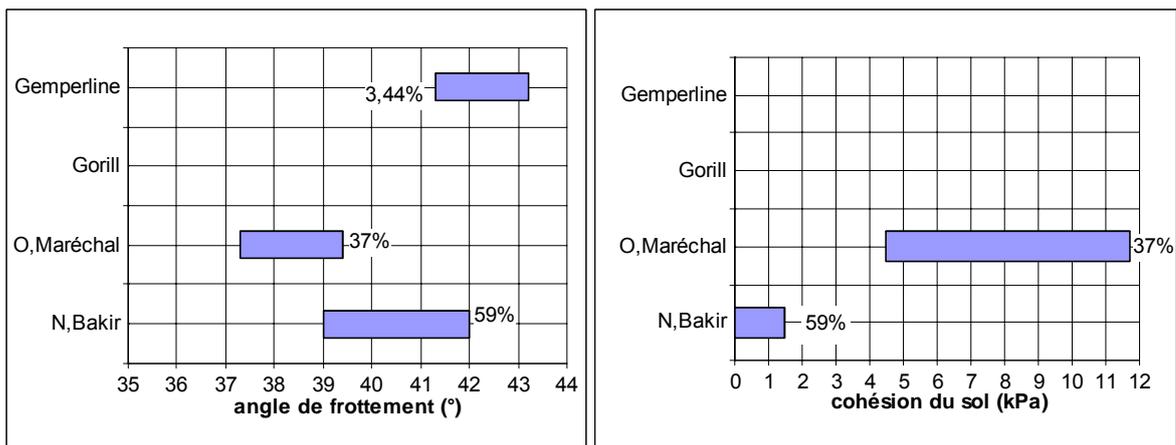


Figure 5.7 : Distribution en pourcentage des essais réduits centrifugés selon les caractéristiques mécaniques.

5.4. Méthodologie d'interprétation des résultats :

Différents critères de rupture ont été utilisés par les expérimentateurs pour définir la pression de rupture du sol. Elle est déterminée par, citant par exemple, un pic de pression, une asymptote horizontale dans le domaine des grandes déformations ou elle correspond à un tassement limité à 10% de la largeur de fondation.

L'allure de la quasi totalité des courbes d'enfoncement des fondations continues en fonction de la pression moyenne transmise au sol pour les essais sur modèle réduits présentés dans la base de données, est marquée par un pic de pression qui correspond en

fait à une rupture brutal du sol, comme c'est indiqué sur la figure 5.8. Pour ces raisons, et afin de rendre l'étude comparative objective nous avons recalculé les paramètres de comportement de la fondation de chaque expérimentation en modèle réduit centrifugé en employant les même méthodes d'interprétation des résultats numérique en éléments fins.

On rappelle que la méthode utilisée pour le calcul de la capacité portante est la procédure graphique d'ASAOKA, qui a l'avantage de déterminer la capacité portante quelque soit l'allure de la courbe de chargement. Les pentes initiales ont été calculées à partir de la méthode des différences divisées de Newton formulée ainsi :

$$\alpha = \frac{s_2 * \frac{q_1}{s_1} - s_1 * \frac{q_2}{s_2}}{s_2 - s_1} \quad (5.1)$$

Quant aux coefficients réducteurs de portance nous avons gardé les valeurs proposées par les auteurs.

A titre d'exemple, nous allons présenter les détails d'interprétation d'un essai sur modèle réduit centrifugé à 30G d'une semelle continue de 0,9m de largeur et 9m de longueur à base rugueuse, implantée sur un massif de sable taillé à une pente de 26,6° et à une distance d/B égale à 1,5. La capacité portante calculée par la procédure graphique d'ASAOKA de la courbe de chargement expérimentale présenté par la figure 5.8 a donné une valeur de 783 kPa, sachant que la capacité portante déterminée selon le critère adopté par l'auteur est de 881 kPa (voir figure 5.9). Tandis que le calcul de la pente initiale en moyennant la méthode des différences divisées a donné une valeur de la pente α égale à 896,97 kPa/mm. La valeur du coefficient réducteur de portance proposé est de 0,67.

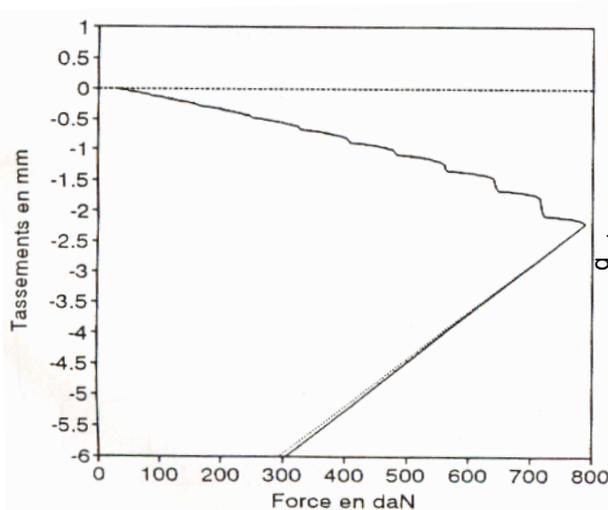


Figure 5.8 : Représentation de la courbe d'enfoncement d'une semelle continue dans un essai réduit centrifugé.

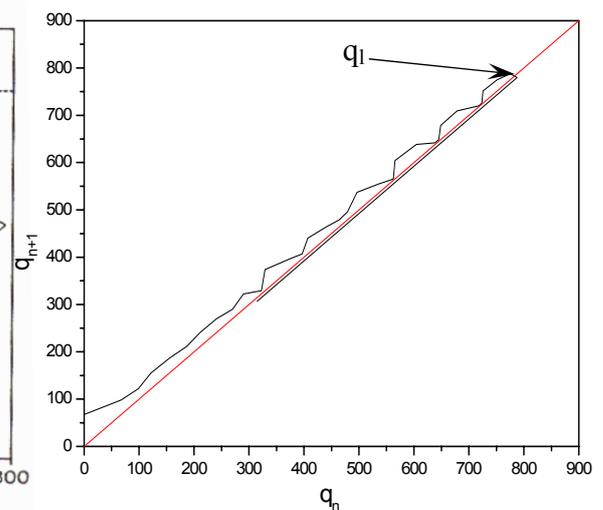


Figure 5.9 : Détermination de la capacité portante de l'essai expérimental selon la méthode d'ASAOKA.

5.5. Comparaison des résultats numériques avec les essais sur modèles réduits centrifugés :

L'intérêt de cette partie du travail consiste à comparer les résultats numériques des simulations par éléments finis, avec ceux des essais centrifugés. Il est toutefois important de signaler que de nombreux essais ont été malheureusement non exploités, soit environ 41% des essais dont la cohésion et l'angle de frottement du sol diffèrent de ceux qu'on a choisis.

5.5.1. Comparaison des résultats en terme de portance :

On montre sur la figure 5.10 les résultats des comparaisons effectuées en terme de portance. Il est bien clair que dans la quasi-totalité des cas, les résultats de la méthode des éléments finis sont en général plus faibles que ceux obtenus expérimentalement. On note d'autre part que les deux méthodes sont divergentes quant à la valeur de la capacité portante. Différentes explications de cette divergence sont énoncées:

- La sensibilité de la portance à la valeur exacte de l'angle de frottement interne du sol, or pour une incertitude de $\pm 1^\circ$ sur φ , la portance peut varier de $\pm 26\%$ dans le cas des essais effectués par Gemperline.
- Les mesures des caractéristiques mécaniques dépendent de la procédure expérimentale utilisée. Par exemple, l'angle de frottement mesurée à l'essai triaxial diffère de celui mesuré à l'essai à la boîte de quelque degrés. Or, comme l'enseigne la théorie classique de Terzaghi, les facteurs de portance N_γ , N_c et N_q , varient exponentiellement avec l'angle φ . Une petite incertitude sur φ dûe au mode opératoire adopté, engendre une grande erreur sur la capacité portante.
- Aucune information n'est fournie par les divers auteurs concernant l'angle de dilatance du sable reconstitué, sachant que ce dernier a une influence non négligeable sur la valeur de la portance. Nous avons analysé l'influence de ce paramètre sur la courbe de chargement par la méthode des éléments finis dans le cas du sol horizontal (voir figure 5.11). La connaissance de la valeur de Ψ est donc primordiale dans la mesure où il affecte la portance et les tassements de la fondation.

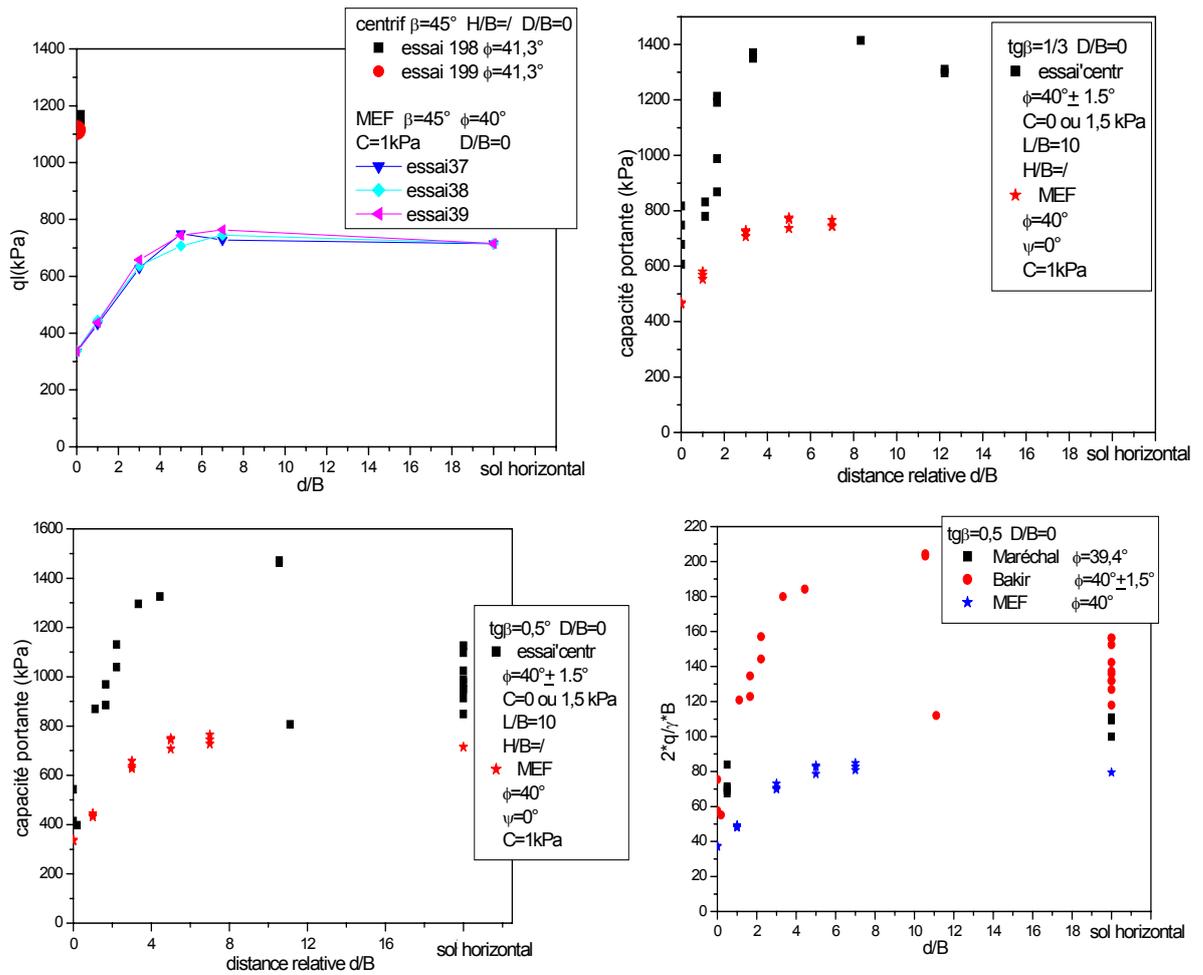


Figure 5.10 : Comparaison des résultats numériques en terme de portance et de facteur de portance avec ceux obtenus expérimentalement.

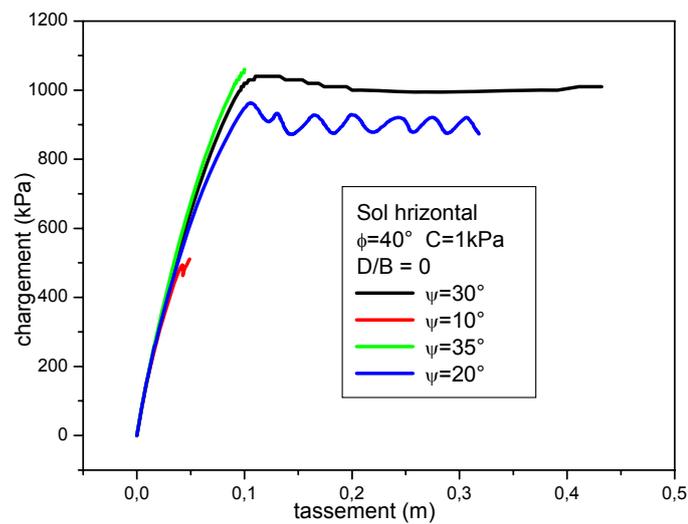


Figure 5.11 : Dépendance de la courbe de chargement de l'angle de dilataance dans un sol pulvérulent dense.

5.5.2. Comparaison des résultats en terme de pente initiale :

On donne sur les figures ci-dessous les valeurs de la pente initiale pour les deux approches. La dispersion des résultats expérimentaux est très importante et les comparaisons effectuées ne paraît pas objective du fait qu'elles ne tiennent pas compte de plusieurs paramètres nécessaires dans le calcul de la pente initiale. On cite entre autres la méconnaissance du module de Young des massifs de sol. On constate ainsi que les valeurs expérimentales calculées à partir de la méthode des différences divisées n'ont pas, dans la majorité des cas, une signification physique puisque la variation de la pente initiale en fonction de la distance d/B est quelconque. Ainsi pour une valeur de d/B donnée la pente α prend des valeurs trop dispersées.

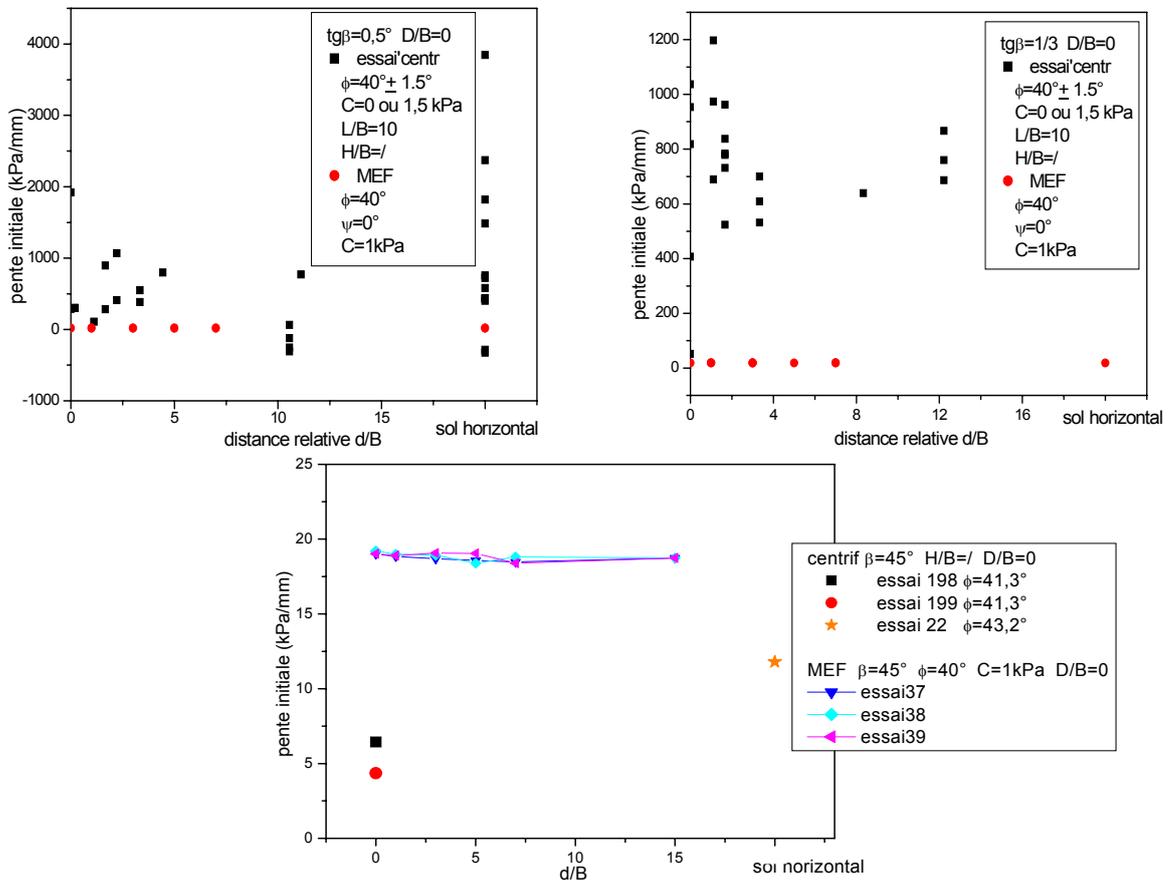


Figure 5.12 : Comparaison des résultats numériques en terme de pente initiale avec ceux obtenus expérimentalement.

5.5.3. Comparaison des résultats en terme de coefficient réducteur de portance :

Les courbes d'évolution de i_β en fonction de d/B dans le cas d'un talus dressé à 2/1 et 1/3 sont fournies à la figure 5.13. La plupart des résultats indiquent que les deux approches

sont concordantes en terme de coefficient réducteur de portance (voir tableau 5.1), et contrairement à la capacité portante, le coefficient i_β est peu influencé par les valeurs exactes des caractéristiques mécaniques dans un type de sol donné. Ce qui est bien conforme avec les résultats expérimentaux sur modèles réduits centrifugés et contredits avec les résultats fournis par les approches théoriques classiques qui indiquent que la variation du coefficient i_β dépende assez fortement de l'angle de frottement interne du massif de sol (cf. §1.5).

Tableau 5.1 : Comparaison des coefficients réducteurs expérimentaux avec les coefficients réducteurs numériques

$tg\beta$	d/B	Ecart type	Rapport en i_β (centrifugeuse/MEF)
1/3	0	0,02	0,93
	1	0,04	0,89
	3	0,05	1,11
	7	0,05	1,10
	Sol horizontal	0,00	1,00
1/2	0	0,04	0,80
	1	0,02	1,08
	5	0,00	0,99

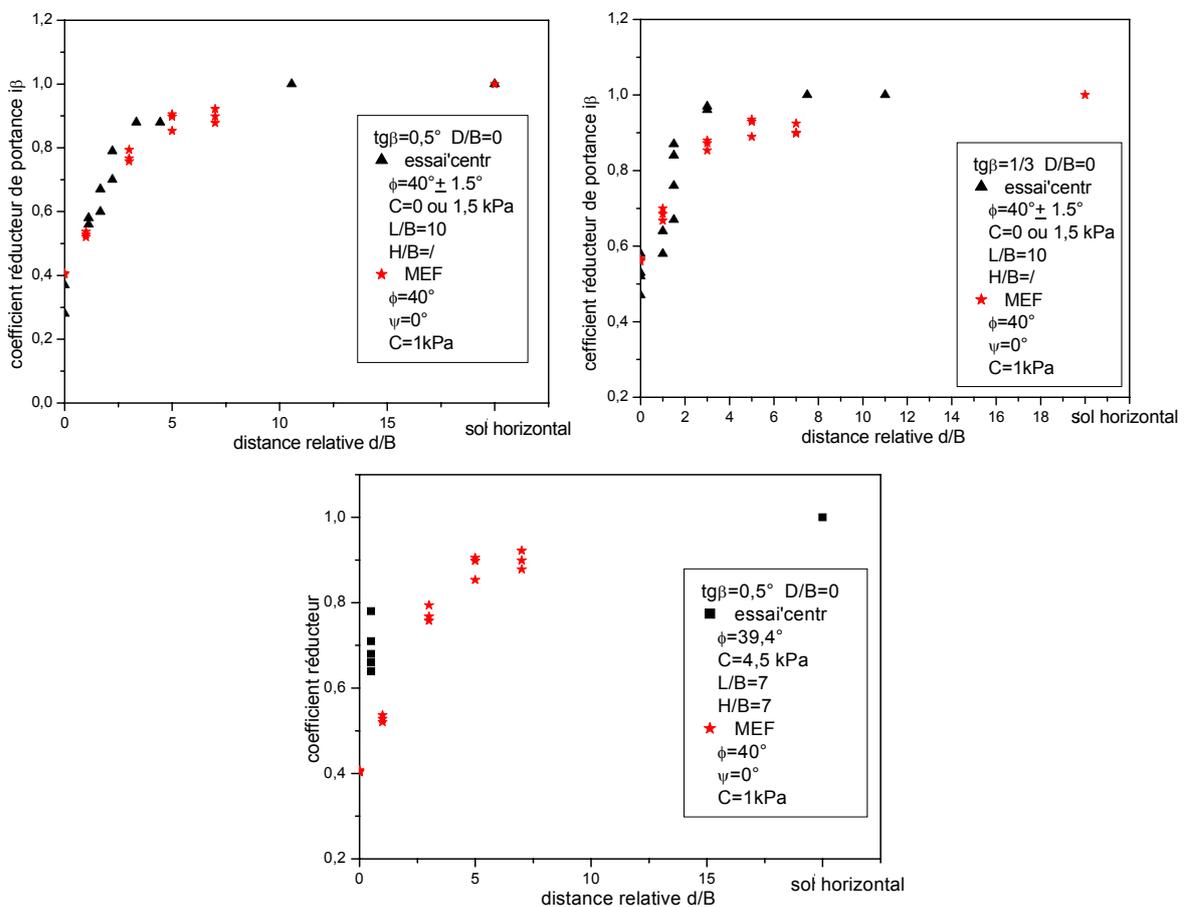


Figure 5.13 : Comparaison des résultats numériques en terme de coefficient réducteur avec ceux obtenus expérimentalement.

5.6. Conclusion :

Ce chapitre est consacré à l'étude de la base de donnée, construite à partir de la collecte de données extraites de la littérature des essais réduits centrifugés sur des fondations superficielles chargées verticalement. On en conclut que les données disponibles concernent particulièrement des semelles filantes non encastrées posées sur sol sableux dense et proche de la pente.

On a exposé les comparaisons faites en terme de portance, de pente initiale et de coefficients réducteurs.

La capacité portante calculée par la méthode des éléments finis est sous estimée par rapport à celle obtenue expérimentalement, à cause de la représentation simpliste du comportement des sables denses dans les simulations numériques par éléments finis. En outre, la comparaison des portances est rendue délicate du fait de l'imprécision qui règne sur la détermination des caractéristiques mécaniques du matériau et de la sensibilité des résultats expérimentaux à ces paramètres.

Quant aux coefficients réducteurs de portance, il s'avère qu'ils ne dépendent pas des caractéristiques du sol frottant, et les résultats obtenus sont concordants.

A partir de l'interprétation des résultats expérimentaux fournis sur la pente initiale et les comparaisons effectuées, on en conclut que les deux méthodes sont divergentes et les valeurs expérimentales de α sont trop dispersées.

CONCLUSION

Le travail présenté dans ce mémoire consiste à contribuer à l'étude du phénomène d'interaction talus/fondation superficielle soumise à des chargements verticaux centrés.

A travers une analyse bibliographique, on constate que de nombreuses études ont été consacrées afin de résoudre le problème de capacité portante des fondations superficielles posées à proximité d'un talus. Nous avons pu soulever ainsi les limites d'application des méthodes empiriques et théoriques, les plus importantes sont comme suit :

- En aucun cas les méthodes existantes traite le tassement de fondation superficielle, dans le domaine des petites déformations, établie à proximité d'un sol en pente.
- Utilisation du principe de superposition.
- En l'absence d'information, la modélisation de l'effet du talus se fait par l'utilisation d'analogie comme par exemple une charge inclinée, un talus fictif...etc.
- certaines d'entre elles sont applicables dans un type de sol ou de fondation donnée.

On a traité par la suite le comportement de fondation continue implantée à proximité d'un talus par le biais d'une modélisation par éléments finis élasto-plastique. Afin d'aboutir à des résultats fins, différents modèles et procédures d'arrêt de calcul ont été utilisés. L'exploitation des résultats numériques est menée dans le but de proposer des coefficients réducteurs de capacité portante, des coefficients amplificateurs des tassements et de la mise en évidence d'une distance limite. L'étude de ces coefficients a permis d'en conclure les principaux points suivants :

- pour une pente de talus donnée, la valeur du coefficient réducteur de portance est peu influencée par les caractéristiques mécaniques des massifs de sol modélisés et cela pour un type de sol donné.
- les paramètres géométriques tels que la hauteur du talus et l'encastrement de la fondation n'ont aucun effet sur le coefficient réducteur de portance. La valeur de l'inclinaison du talus a évidemment un effet réducteur sur i_{β} .
- Le coefficient amplificateur des tassements est pris en tout cas de figure égal à 1.
- Pour une semelle continue posée à proximité d'un sol en pente la distance limite varie sensiblement avec l'inclinaison du talus.

Puis un calcul à la rupture est mené dans le but de déterminer l'influence du talus sur la

capacité portante. Le calcul a montré que la valeur du coefficient réducteur de portance varie considérablement avec la pente du talus. En outre, les autres facteurs tels que la cohésion du sol et la hauteur du talus n'ont pratiquement pas d'effet.

Dans l'étape suivante, on a tenté de situer les résultats d'étude numériques par éléments finis par rapport aux résultats obtenus par approches théoriques aussi bien en terme de portance qu'en terme de pente initiale. Le point principal qui se dégage de cette étude est que les valeurs de portances proposées par les différents auteurs sont concordantes pour la plupart d'entre elles. Les comparaisons effectuées en terme de pente initiale indiquent que pour la totalité des résultats, la méthode des éléments finis est en bonne cohérence avec la méthode d'élasticité linéaire.

La finalité de ce travail est consacrée à l'analyse d'une base de données construite à partir d'essais réduits centrifugés de fondations superficielles soumises à des chargements verticaux centrés, dans le but de comparer les résultats numériques avec ceux observés expérimentalement. Les résultats de l'étude comparative révèlent un bon accord entre les valeurs du coefficient réducteurs calculé et celui obtenu expérimentalement. Ce qui n'est pas le cas pour les autres paramètres à savoir la pente initiale et la capacité portante.

Finalement, l'exploitation des résultats des simulations numériques a fourni un nombre important de données originales. Ces données ne concernent, cependant, que certaines configurations. Il nous paraît nécessaire de prolonger ces recherches dans différents axes :

- Amélioration des hypothèses de modélisation numérique par la méthode des éléments finis.
- Etude des cas de fondations soumises à des chargements complexes.
- Etude des déplacements.
- Etendre les travaux pour l'étude de l'impact de la forme de la fondation implantée à proximité de talus sur les tassements et la capacité portante.

ANNEXE A

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

B	: largeur de la fondation
L	: longueur de la fondation
D	: élancement de la fondation
d	: distance entre la fondation et la crête du talus
H	: hauteur du talus
β	: inclinaison du talus
q	: chargement appliqué
q_l	: portance de la fondation calculée par la procédure d'Asaoka à partir de la courbe de chargement obtenue par un calcul en éléments finis pour une distance relative d/B
$q_{l\infty}$: portance de la fondation établie suffisamment loin du talus ($d/B = \infty$) calculé par un ajustement linéaire ou hyperbolique
q_0	: pression limite calculée par la procédure d'Asaoka à partir de la courbe de chargement obtenue par un calcul en éléments finis, correspondant à une distance relative $d/B = 0$
a' et b'	: paramètres d'ajustement de $q_{l\infty}$ en fonction de la cohésion C
λ et μ	: paramètres d'ajustement de a' en fonction de l'encrage de la fondation D/B
ζ et δ	: paramètres d'ajustement de b' en fonction de l'encrage de la fondation D/B
θ	: pente initiale de la courbe $q_l = f(d/B)$
i_α	: coefficient réducteur de portance
i_β	: coefficient amplificateur des tassements
$(d/B)_{lim}$: distance relative limite
C	: cohésion du sol
E_s	: module de YOUNG du sol
E_b	: module de YOUNG de la fondation
s	: tassement de la fondation
Ψ	: angle de dilatance du sol
φ	: angle de frottement

ν_s	: coefficient de Poisson du sol
ν_b	: coefficient de Poisson de la fondation
γ_{sat}	: poids volumique saturé du sol
γ_d	: poids volumique sec du sol
I_d	: indice de densité du sol
α	: pente initiale de la courbe de chargement
n	: nombre de quantités physiques
k	: nombre d'unité fondamentales
r	: rapport de forme
k_{py}	: coefficient de butée due au poids propre des terres
k_{pq}	: coefficient de butée due à la surcharge adjacente à la base de la fondation
k_{pc}	: coefficient de butée due à la cohésion
U_x	: déplacement horizontal d'un nœud
U_y	: déplacement vertical d'un nœud
P_{ext}	: puissance extérieure
$P_{\text{rest max}}$: puissance résistante maximale
\underline{d}	: tenseur taux de déformation associé à \underline{v}
Σ	: les surfaces de discontinuité du champs \underline{v} si elles existent
\underline{v}	: la discontinuité de champs de vitesse \underline{v} au point x de Σ
\underline{n}	: normale unitaire à Σ au point x
$q'(\underline{v})$: vitesse de déformation du système
\underline{Q}	: mode de chargement à N paramètre
X	: ouverture d'un secteur circulaire siège de déformation
x_c	: ouverture critique

ANNEXE B
SIMULATIONS REALISEES AVEC PLAXIS.

Tableau 1 : référence et principales caractéristiques des essais réalisés – cas de sols argileux.

d/B	Référence de l'essai	β	D/B	H/B	$\varphi(^{\circ})$	C(kPa)	ν_s	$E_s(\text{MPa})$	$\gamma_{\text{sat}}(\text{kN/m}^3)$
d/B = 0, 1, 3, 5, 7, 15	1	26,6°	0	3	0	50	0,5	15	20
	2	26,6°	0	3		200	0,5	15	20
	4	26,6°	0	5	0	50	0,5	15	20
	5	26,6°	0	5		200	0,5	15	20
	1b	26,6°	0	7	0	50	0,5	15	20
	2b	26,6°	0	7		200	0,5	15	20
	7	26,6°	1	3	0	50	0,5	15	20
	8	26,6°	1	3		200	0,5	15	20
	10	26,6°	1	5	0	50	0,5	15	20
	11	26,6°	1	5		200	0,5	15	20
	7b	26,6°	1	7	0	50	0,5	15	20
	8b	26,6°	1	7		200	0,5	15	20
	13	26,6°	2	3	0	50	0,5	15	20
	14	26,6°	2	3		200	0,5	15	20
	16	26,6°	2	5	0	50	0,5	15	20
	17	26,6°	2	5		200	0,5	15	20
	13b	26,6°	2	7	0	50	0,5	15	20
	14b	26,6°	2	7		200	0,5	15	20
	19	45°	0	3	0	50	0,5	15	20
	20	45°	0	3		200	0,5	15	20
	22	45°	0	5	0	50	0,5	15	20
	23	45°	0	5		200	0,5	15	20
	19b	45°	0	7	0	50	0,5	15	20
	20b	45°	0	7		200	0,5	15	20
	25	45°	1	3	0	50	0,5	15	20
	26	45°	1	3		200	0,5	15	20
	28	45°	1	5	0	50	0,5	15	20
	29	45°	1	5		200	0,5	15	20
	25b	45°	1	7	0	50	0,5	15	20
	26b	45°	1	7		200	0,5	15	20
	31	45°	2	3	0	50	0,5	15	20
	32	45°	2	3		200	0,5	15	20
34	45°	2	5	0	50	0,5	15	20	
35	45°	2	5		200	0,5	15	20	
31b	45°	2	7	0	50	0,5	15	20	
32b	45°	2	7		200	0,5	15	20	

Tableau 2 : référence et principales caractéristiques des essais réalisés—cas de sols sableux.

d/B	n° d'essai	β	D/B	H/B	$\varphi(^{\circ})$	C(kPa)	v_s	$E_s(\text{MPa})$	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$
d/B = 0, 1, 3, 5, 7, 15, sol horizontal	3	26,6°	0	3	30	1	0,33	15	16
	6	26,6°	0	5	30	1	0,33	15	16
	3b	26,6°	0	7	30	1	0,33	15	16
	9	26,6°	1	3	30	1	0,33	15	16
	12	26,6°	1	5	30	1	0,33	15	16
	9b	26,6°	1	7	30	1	0,33	15	16
	15	26,6°	2	3	30	1	0,33	15	16
	18	26,6°	2	5	30	1	0,33	15	16
	15b	26,6°	2	7	30	1	0,33	15	16
	21	18,4°	0	3	30	1	0,33	15	16
	24	18,4°	0	5	30	1	0,33	15	16
	21b	18,4°	0	7	30	1	0,33	15	16
	27	18,4°	1	3	30	1	0,33	15	16
	30	18,4°	1	5	30	1	0,33	15	16
	27b	18,4°	1	7	30	1	0,33	15	16
	33	18,4°	2	3	30	1	0,33	15	16
	36	18,4°	2	5	30	1	0,33	15	16
	33b	18,4°	2	7	30	1	0,33	40	16
d/B = 0, 1, 3, 5, 7, sol horizontal	37	26,6°	0	3	40	1	0,33	40	18
	38	26,6°	0	5	40	1	0,33	40	18
	39	26,6°	0	7	40	1	0,33	40	18
	40	26,6°	1	3	40	1	0,33	40	18
	41	26,6°	1	5	40	1	0,33	40	18
	42	26,6°	1	7	40	1	0,33	40	18
	43	26,6°	2	3	40	1	0,33	40	18
	44	26,6°	2	5	40	1	0,33	40	18
	45	26,6°	2	7	40	1	0,33	40	18
	46	18,4°	0	3	40	1	0,33	40	18
	47	18,4°	0	5	40	1	0,33	40	18
	48	18,4°	0	7	40	1	0,33	40	18
	49	18,4°	1	3	40	1	0,33	40	18
	50	18,4°	1	5	40	1	0,33	40	18
	51	18,4°	1	7	40	1	0,33	40	18
	52	18,4°	2	3	40	1	0,33	40	18
	53	18,4°	2	5	40	1	0,33	40	18
	54	18,4°	2	7	40	1	0,33	40	18

ANNEXE C

PRESENTATION DU PROGRAMME D'ELEMENTS FINIS PLAXIS ET DU LISTING D'INSTRUCTIONS DE CALCUL A LA RUPTURE.

1. Introduction au programme Plaxis:

Plaxis est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour l'analyse de problème de déformation dans les sols et les roches. Le programme s'utilise à l'aide d'une interface graphique adaptée. L'interface d'utilisation de Plaxis consiste quatre sous programmes à savoir le programme "input", le programme "calculation", le programme "output" et le programme "curve".

1.1. Présentation du programme "input":

Pour générer un modèle d'éléments finis avec Plaxis, on commence par la création d'un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d'autres composants. La génération d'un maillage approprié et des conditions aux limites est réalisée automatiquement par Plaxis à partir du modèle géométrique précédemment entré, comme on peut retoucher le maillage afin d'améliorer ses performances.

L'utilisateur devra aussi spécifier les propriétés des matériaux et les chargements existants. Plusieurs lois de comportement sont disponibles dans la bibliothèque de Plaxis telles que :

- le critère de rupture Mohr – Coulomb.
- la loi élastique linéaire.
- Le critère *soft soil model*.
- Le critère *hardening soil model*.
- Le critère *soft soil creep model*.

On peut aussi définir le type du comportement du matériau en choisissant entre un comportement drainé, un comportement non drainé ou un comportement d'un matériau non poreux.

Les éléments disponibles dans Plaxis sont de deux types, des éléments à 6 nœuds et des éléments à 15 nœuds.

La dernière étape de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives initiales dans le but de définir l'état initial du sol.

1.2. Présentation du programme "calculation" :

Après la définition du modèle, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type de calcul à réaliser ainsi que les cas de chargements qui seront appliqués ; on opère grâce au programme de calcul. Ce programme distingue un calcul plastique, une analyse de la consolidation et une analyse en variables de Lagrange actualisées. La combinaison entre le type d'analyse et l'algorithme définira le calcul à effectuer : soit la recherche de charge de ruine, un calcul de stabilité, une construction par étape ou un calcul de consolidation.

Les algorithmes d'étapes de chargement utilisent l'une des procédures du choix de taille des pas : une procédure automatique ou une procédure manuelle dont les paramètres de contrôle sont :

- Erreur tolérée pour s'assurer que les erreurs d'équilibre restent dans les limites acceptables.
- Surelaxation afin de réduire le nombre d'itérations nécessaire à la convergence.
- Nombre maximum d'itérations qui représente le nombre d'itérations maximal admissible pour chaque pas de calcul.
- Minimum et maximum souhaité d'itérations par pas afin d'obtenir une courbe effort – déplacement lisse.
- Contrôle de la longueur d'arc est une option qui permettra d'évaluer automatiquement la fraction de charge extérieure à appliquer pour atteindre la rupture.

1.3. Présentation du programme "output" :

Une vaste gamme d'outils est offerte par Plaxis pour afficher les résultats d'une analyse d'éléments finis telles que les déplacements aux nœuds, les contraintes aux points de contrainte et les efforts dans les éléments de structure et tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs effectués.

1.4. Présentation du programme “curve” :

Le programme des courbes peut être utilisé pour générer des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes ou de déformation et des courbes de contrainte – déformation de points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, ce qui donnera un aperçu du comportement du sol.

2. Listing d’instructions du programme de calcul par la méthode d’analyse limite :

```
Private Sub Form_Load()
'----- GRID -----
  With grid1
    .Cols = 5: .Rows = 2002
    .FixedCols = 0
    .FontBold = True
    .ColWidth(0) = 800: .ColWidth(1) = 800
    .ColWidth(2) = 800: .ColWidth(3) = 800
    .ColWidth(4) = 800
    .Row = 0
    .Col = 0: .Text = " I "
    .Col = 1: .Text = " X(I) "
    .Col = 2: .Text = " Ym(I) "
    .Col = 3: .Text = " H(I) "
    .Col = 4: .Text = " Rapport"
  End With
End Sub
Private Sub VALPHA_KeyPress(KeyAscii As Integer)
If KeyAscii = 13 Then
  If VALPHA.Text = "" Then
    MsgBox "Donner la valeur de ALPHA"
    VALPHA.SetFocus
  Else
    VGAMMA.SetFocus
  End If
End If
End Sub
'-----
Private Sub VAUTRE_Click()
vfo.Text = ""
Vdistance.Text = ""
VGAMMA.Text = ""
VHAUTEUR.Text = ""
VLARGEUR.Text = ""
VCOHESION.Text = ""
vmin.Text = ""
VALPHA.Text = ""
vSigma.Text = ""
grid1.Rows = 1
grid1.Rows = 2002
grid1.FixedRows = 1
VALPHA.SetFocus
End Sub
'-----
Private Sub VCOHESION_KeyPress(KeyAscii As Integer)
```

```

If KeyAscii = 13 Then
  If VCOHESION.Text = "" Or Val(VCOHESION.Text) = 0 Then
    MsgBox "Donner la valeur de la cohesion"
    VCOHESION.SetFocus
  Else
    Vdistance.SetFocus
  End If
End If
End Sub

```

```

-----
Private Sub Vdistance_KeyPress(KeyAscii As Integer)
If KeyAscii = 13 Then
  If Vdistance.Text = "" Then
    MsgBox "Donner la valeur de la distance"
    Vdistance.SetFocus
  Else
    VLARGEUR.SetFocus
  End If
End If
End Sub

```

```

-----
Private Sub VFIN_Click()
End
End Sub

```

```

-----
Private Sub vfo_Change()
End Sub

```

```

-----
Private Sub VGAMMA_KeyPress(KeyAscii As Integer)
If KeyAscii = 13 Then
  If VGAMMA.Text = "" Then
    MsgBox "Donner la valeur de gamma"
    VGAMMA.SetFocus
  Else
    VCOHESION.SetFocus
  End If
End If
End Sub

```

```

-----
Private Sub VHAUTEUR_KeyPress(KeyAscii As Integer)
If KeyAscii = 13 Then
  If VHAUTEUR.Text = "" Then
    MsgBox "Donner la valeur de la cohesion"
    VHAUTEUR.SetFocus
  Else
    '-----
    Pi = 3.14
    A = Val(VALPHA.Text)
    G = Val(VGAMMA.Text)
    C = Val(VCOHESION.Text)
    d = Val(Vdistance.Text)
    L = Val(VLARGEUR.Text)
    H = Val(VHAUTEUR)
    B = L / 2
    '-----
    If A = 0 Then
      f0 = C * L * (Pi + 2)
      vfo.Text = f0
      vSigma.Text = 1
    ElseIf d > L Then

```

```

f0 = C * L * (Pi + 2)
vfo.Text = f0
vSigma.Text = 1
VFIN.SetFocus
ElseIf A < (Pi / 4) Then
  X1 = 1 / (Pi + 2): X2 = (1 - d / L) / (1 + 1 / Tan(A))
  x3 = (2 + (G * L) / (2 * C)) * (1 - d / L)
  vSigma.Text = 1 - (X1 * X2 * x3)
  vfo.Text = C * L * (Pi + 2)
  VFIN.SetFocus
Else
  dc = (L / 2) * (1 - (1 / Tan(A)))
  ' If d > dc Then
  ' X1 = 1 / (Pi + 2): X2 = (1 - d / L) / (1 + 1 / Tan(A))
  ' x3 = (2 + (G * L) / (2 * C)) * (1 - d / L)
  ' vSigma.Text = 1 - X1 * X2 * x3
  ' VFIN.SetFocus
  ' Else
  X = (-d * Sqr(2) / L) * Sin(A)
  arco = Atn(-X / Sqr(-X * X + 1)) + 2 * Atn(1)
  delta = arco - A
  If d > (B * Sqr(2)) Then
    y = (B * Sqr(2) / d) + Pi / 4
    arsi = Atn(-X / Sqr(-X * X + 1))
    Xc = arsi
    Xlw = IIf(0 > (Pi / 4) - A, 0, Pi / 4)
    Xup = 3 * Pi / 4
    For i = 1 To 2001
      grid1.Col = 0: grid1.Row = i: grid1.Text = i
      X = Xlw + ((i - 1) * (Xup - Xlw) / 2000)
      grid1.Col = 1: grid1.Row = i: grid1.Text = X
      If Xc > X Then
        test = -1 + Tan(A) * (Tan(Pi / 4) + X)
        If Abs(test) < 1 Then
          GoTo 100 'next i
        Else
          NN = -Tan(A) * Tan(Pi / 4 + X) * (d * Cos(Pi / 4 + X)) + B * Sqr(2)
          DD = Sin(Pi / 4 + X) * (Tan(A) * Tan(Pi / 4 + X)) - 1
          Ym = NN / DD
          grid1.Col = 2: grid1.Row = i: grid1.Text = Ym
          If -Ym > H / L Then
            GoTo 100
          Else
            Hi = (d - (Ym / Tan(A)) + B * Sqr(2) * Cos(Pi / 4 + X)) * (1 / (Cos(Pi / 4 - X)))
            grid1.Col = 3: grid1.Row = i: grid1.Text = H
            r = 1 / (Pi + 2) * (1 + 2 * X + Hi / (2 * B) - G * Sqr(2) / (L * C) * (Sin(X + A - Pi / 4)) /
(2 * Sin(A)) * (Ym ^ 2))
            '-----
            f0 = C * L * (Pi + 2)
            f = f0 * r
            If f > 0 And f < 1 Then
              f = 1
              r = 1 / f0
            End If
            grid1.Col = 4: grid1.Row = i: grid1.Text = r
            vfo.Text = f0
            '-----
            GoTo 100
          'VFIN.SetFocus
          'GoTo 200 'fin

```

```

        End If
    End If
Else
    vSigma.Text = 1 / (Pi + 2) * (1 + 2 * (X + Tan(3 * Pi / 4 - X)))
    GoTo 100 'next i
End If
100: Next i
    grid1.Col = 4
    '-----
    For i = 1 To 2001
        grid1.Row = i
        If grid1.Text <> "" Then
            v = grid1.Text
            GoTo 5
        End If
    Next i
5:    '-----
        j = i
    For i = j To 2001
        grid1.Row = i
        If grid1.Text = "" Then
            GoTo 6
        Else
            If Val(v) < Val(grid1.Text) Then
                v = grid1.Text
            End If
        End If
6: Next i
        vmin.Text = v
    Else
        Xlw = IIf(0 > (Pi / 4) - A, 0, Pi / 4)
        Xup = Pi / 4 + delta
        For i = 1 To 2001
            grid1.Col = 0: grid1.Row = i: grid1.Text = i
            X = Xlw + (i - 1) * (Xup - Xlw) / 2000
            grid1.Col = 1: grid1.Row = i: grid1.Text = X
            test = -1 + Tan(A) * (Tan(Pi / 4) + X)
            If Abs(test) < 1 Then
                GoTo 300 'next i
            Else
                NN = -Tan(A) * Tan(Pi / 4 + X) * (d * Cos(Pi / 4 + X)) + B * Sqr(2)
                DD = Sin(Pi / 4 + X) * (Tan(A) * Tan(Pi / 4 + X)) - 1
                Ym = NN / DD
                grid1.Col = 2: grid1.Row = i: grid1.Text = Ym
                If -Ym > H / L Then
                    GoTo 300
                Else
                    Hi = (d - (Ym / Tan(A)) + B * Sqr(2) * Cos(Pi / 4 + X)) * (1 / (Cos(Pi / 4 - X)))
                    grid1.Col = 3: grid1.Row = i: grid1.Text = Hi
                    r = 1 / (Pi + 2) * (1 + 2 * X + Hi / (2 * B) - G * Sqr(2) / (L * C) * (Sin(X + A - Pi / 4)) /
                    (2 * Sin(A)) * (Ym ^ 2))
                    '-----
                    f0 = C * L * (Pi + 2)
                    f = f0 * r
                    If f > 0 And f < 1 Then
                        f = 1
                        r = 1 / f0
                    End If
                    grid1.Col = 4: grid1.Row = i: grid1.Text = r
                    vfo.Text = f0
                End If
            End If
        Next i
    End If
End If

```

```

        '-----
        GoTo 300
        'VFIN.SetFocus
        'GoTo 200 'fin
    End If
End If
300: Next i
    grid1.Col = 4
    '-----
    For i = 1 To 2001
    grid1.Row = i
    If grid1.Text <> "" Then
        v = grid1.Text
        GoTo 15
    End If
    Next i
15: '-----
    j = i
    For i = j To 2001
    grid1.Row = i
    If grid1.Text = "" Then
        GoTo 16
    Else
        If Val(v) < Val(grid1.Text) Then
            v = grid1.Text
        End If
    End If
16: Next i
    vmin.Text = v
    End If
    End If
    '-----
' End If
End If
End If
200:
End Sub
Private Sub VLARGEUR_KeyPress(KeyAscii As Integer)
If KeyAscii = 13 Then
    If VLARGEUR.Text = "" Then
        MsgBox "Donner la valeur de la LARGEUR"
        VLARGEUR.SetFocus
    Else
        VHAUTEUR.SetFocus
    End If
End If
End Sub

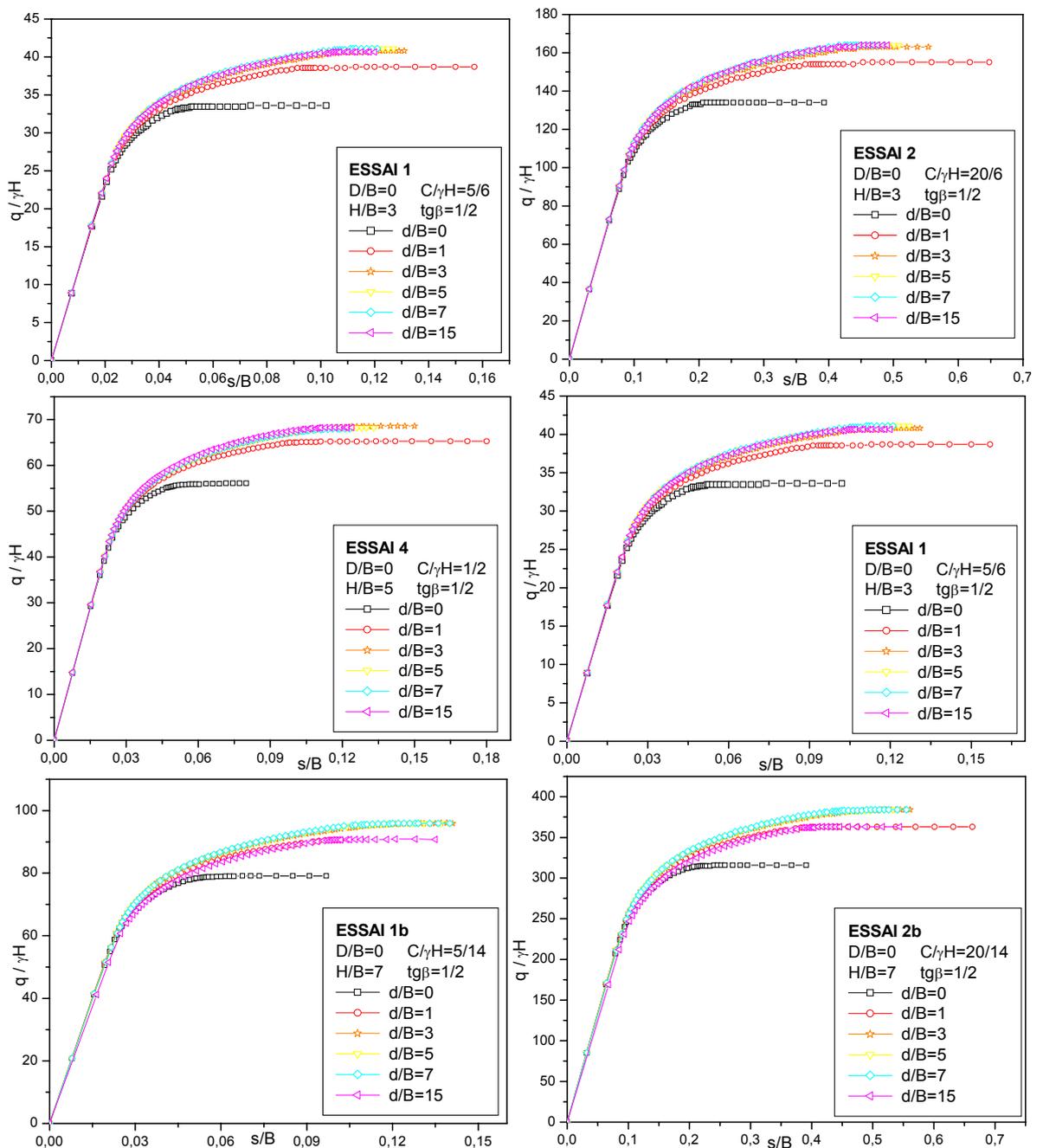
```

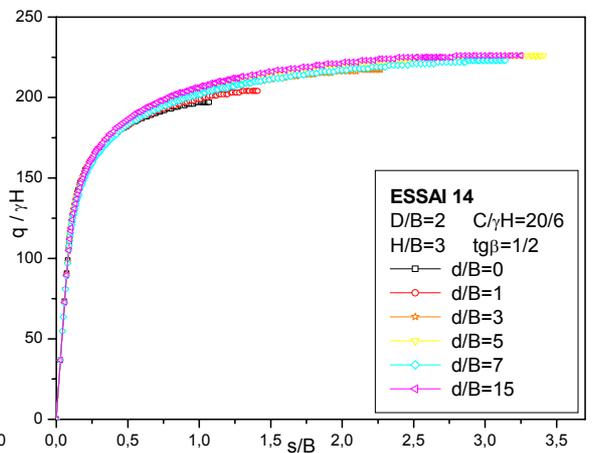
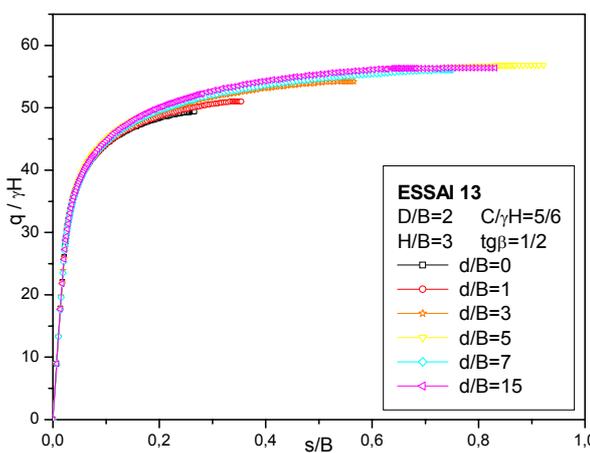
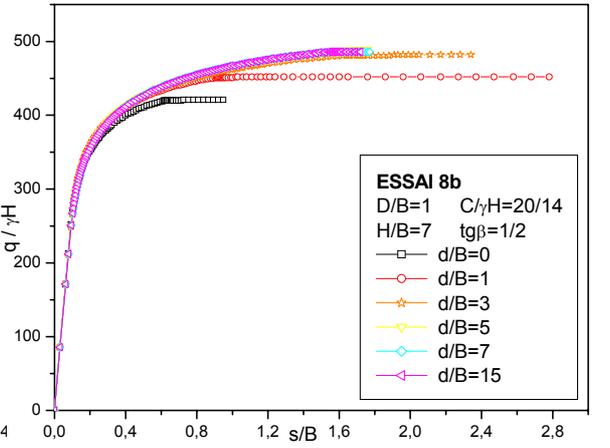
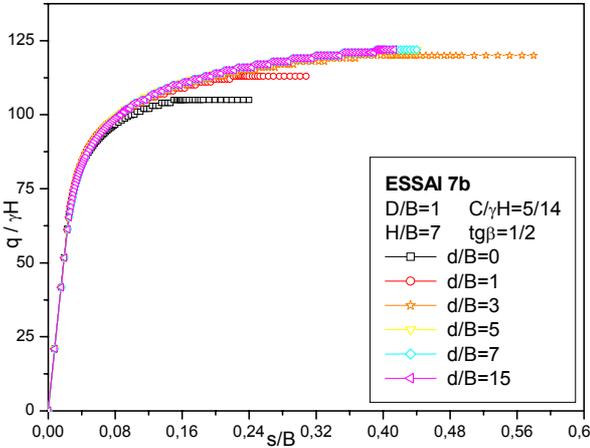
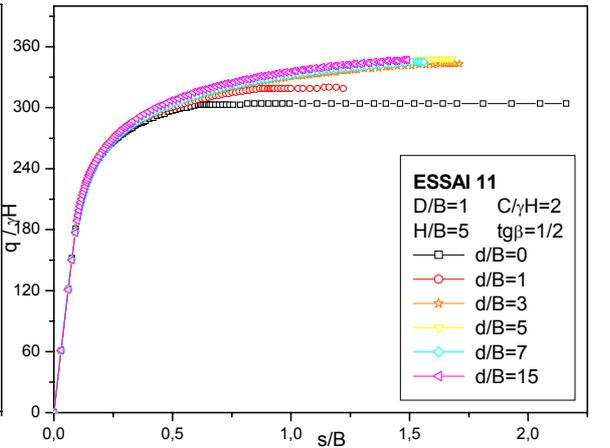
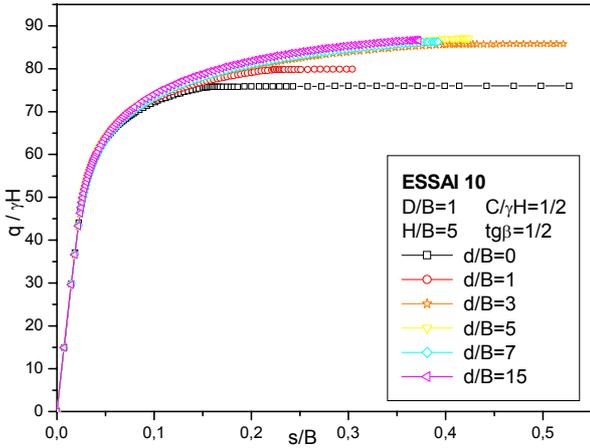
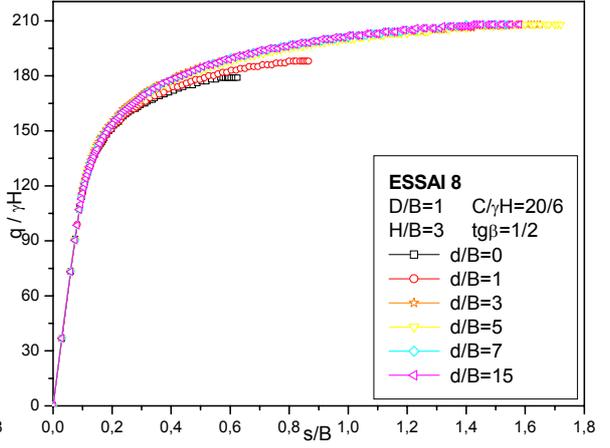
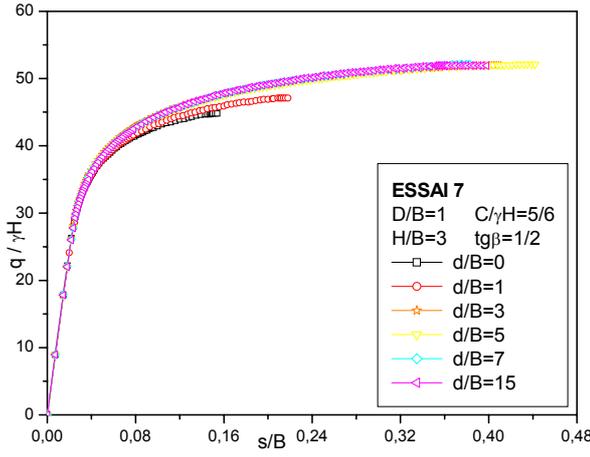
ANNEXE D

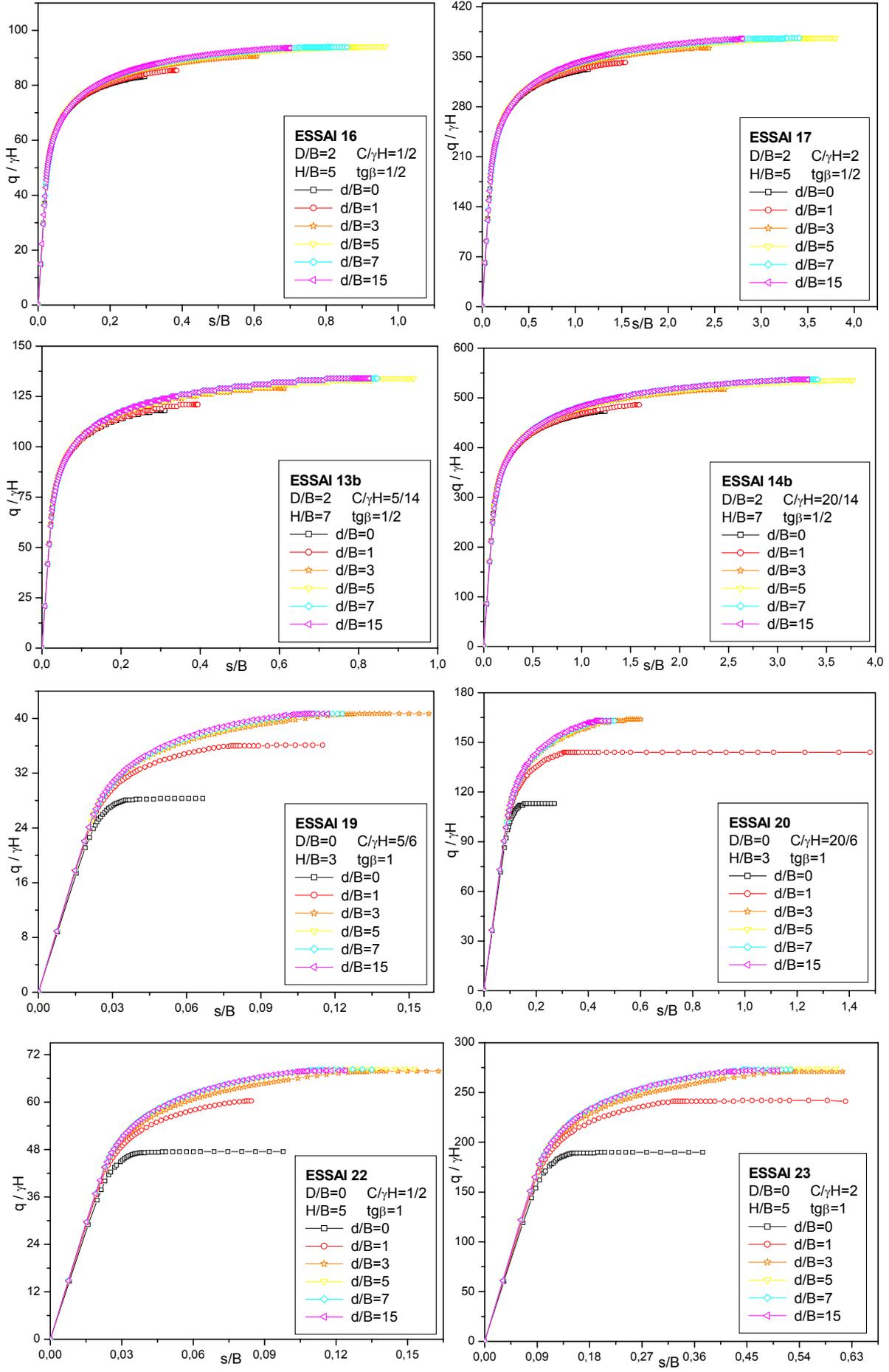
RESULTATS DES SIMULATIONS NUMERIQUES OBTENUS PAR UN CALCUL EN ELEMENTS FINIS

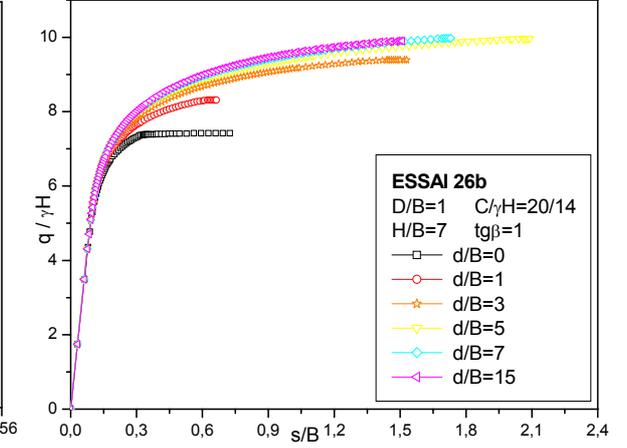
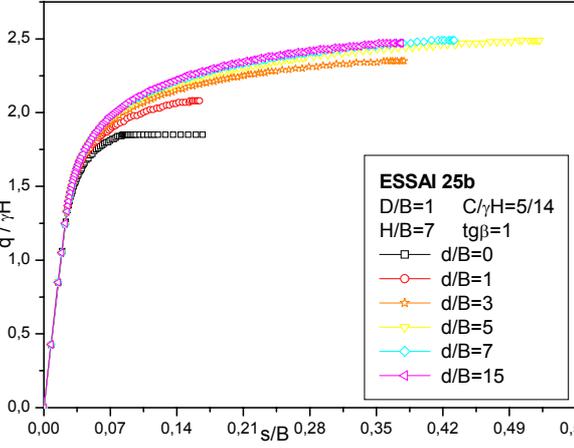
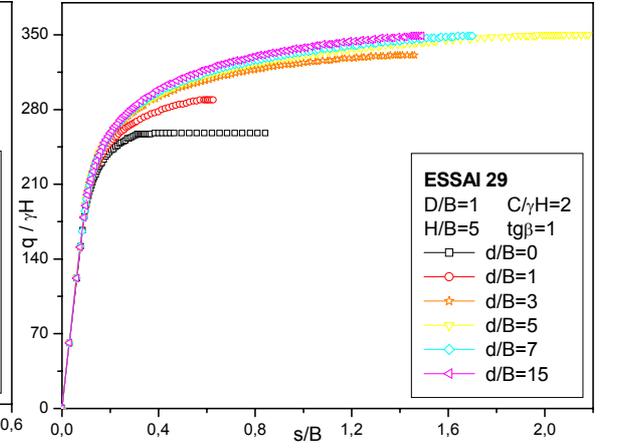
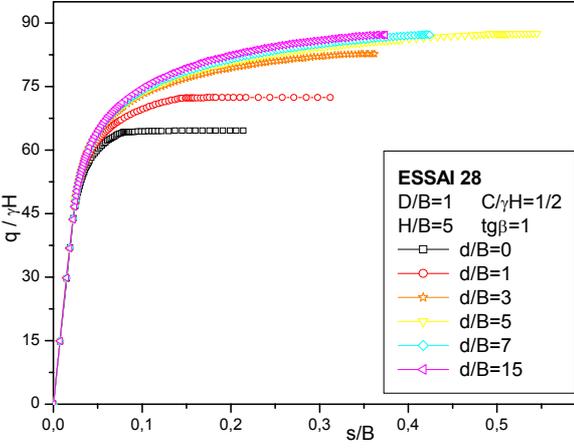
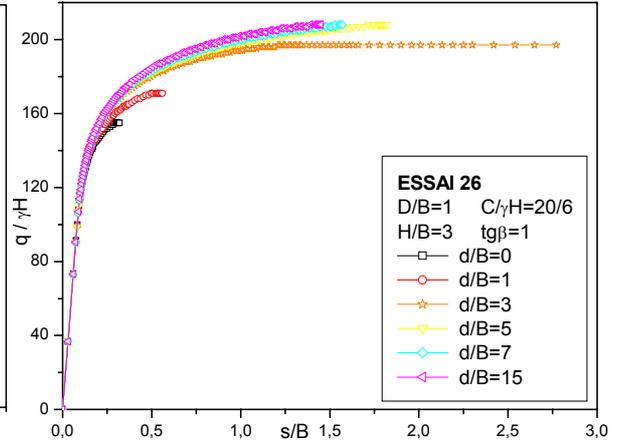
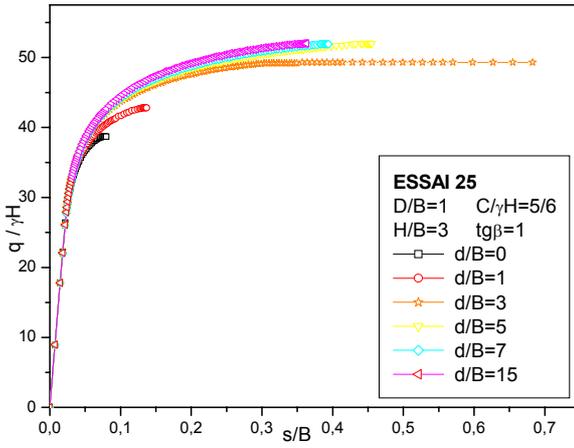
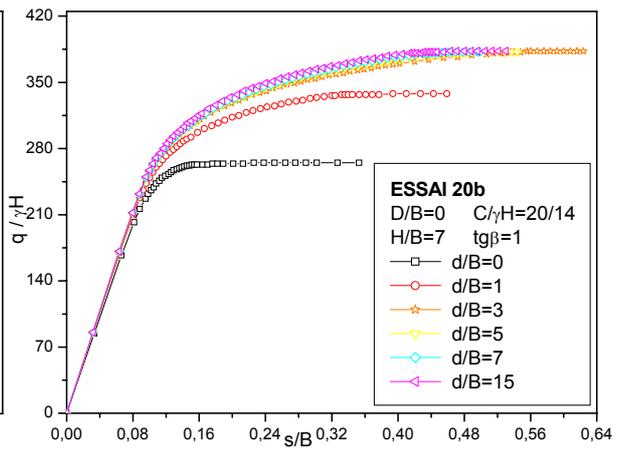
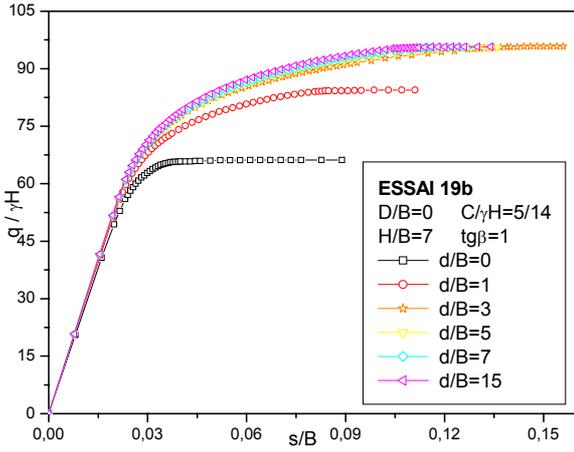
1. Courbes de chargements – déplacements :

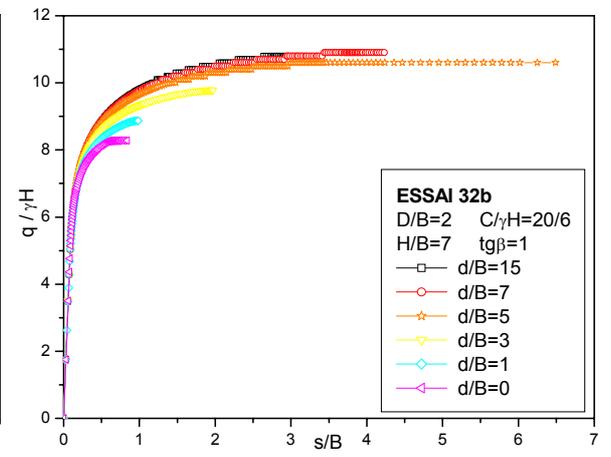
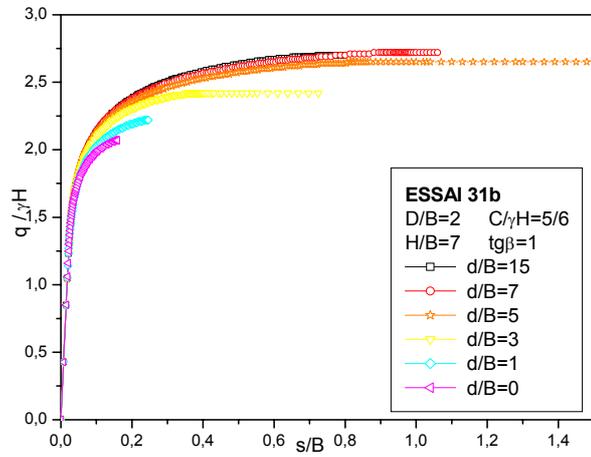
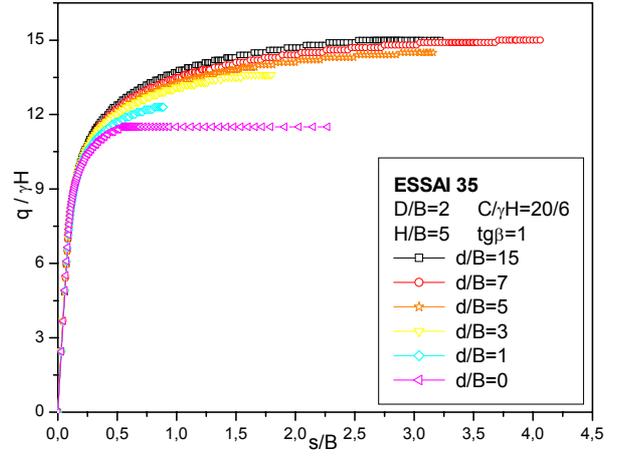
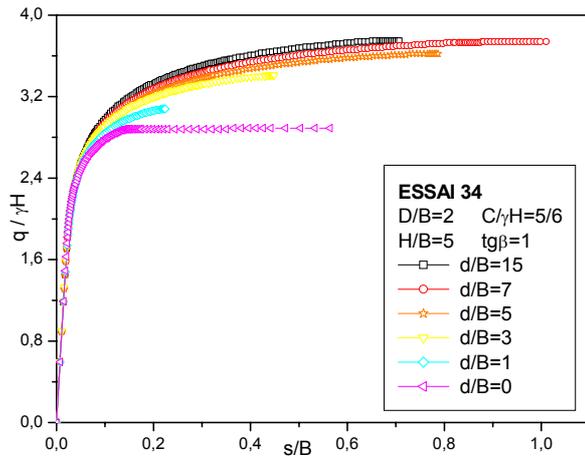
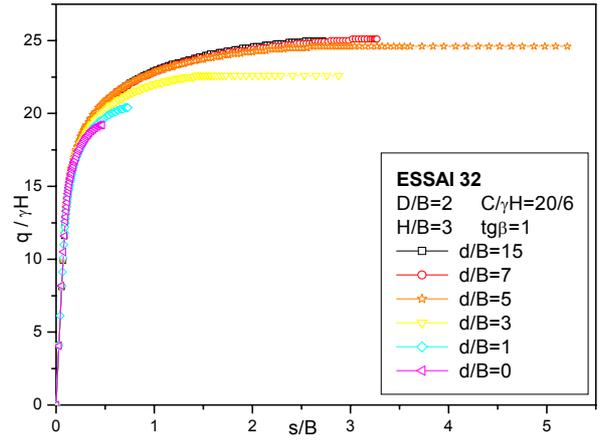
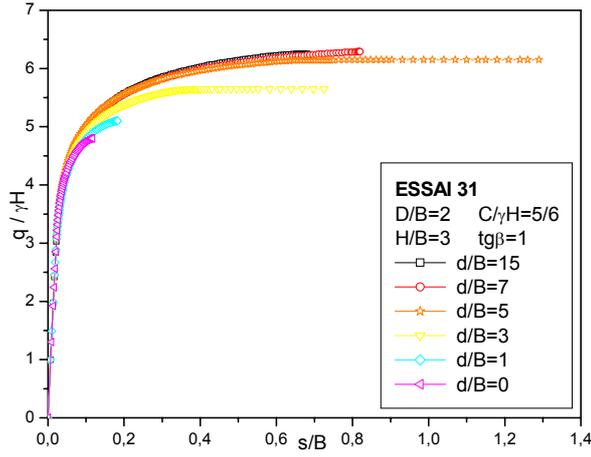
1.1. Cas de sols argileux :



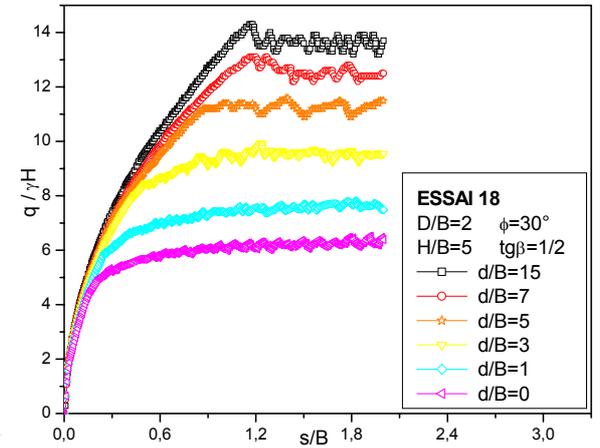
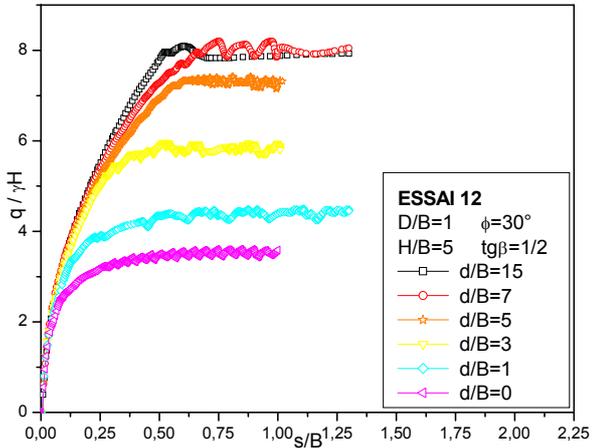
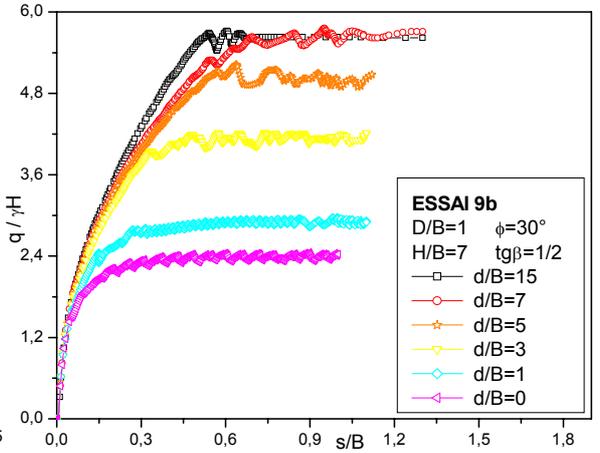
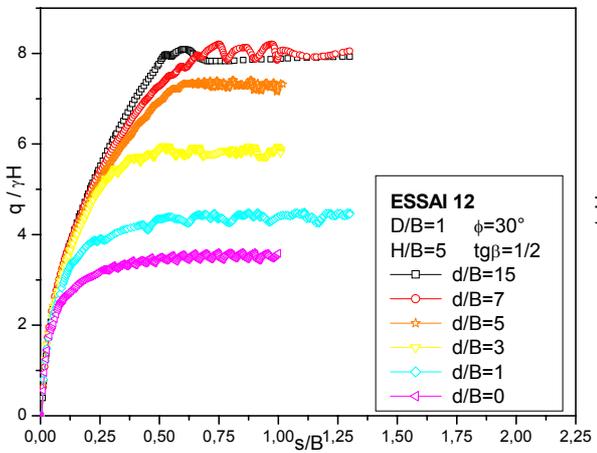
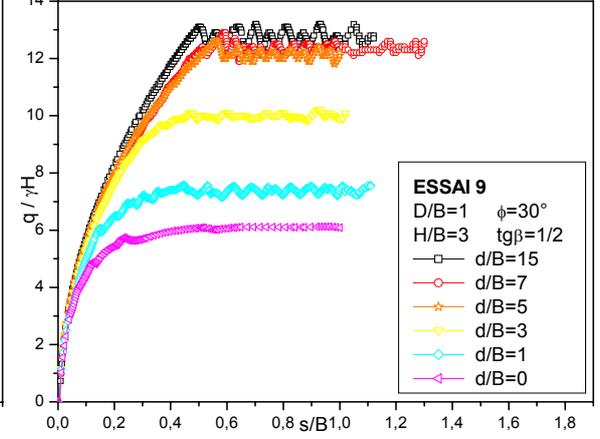
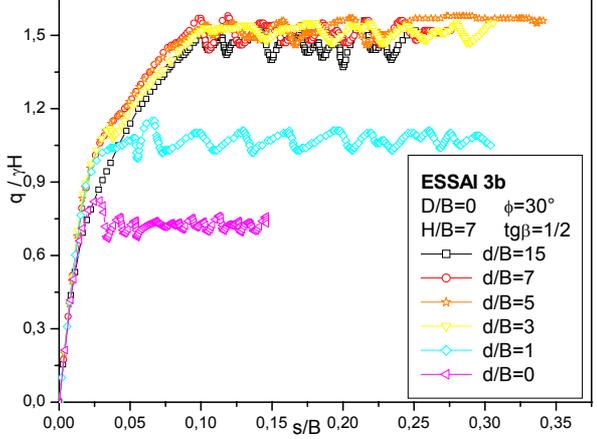
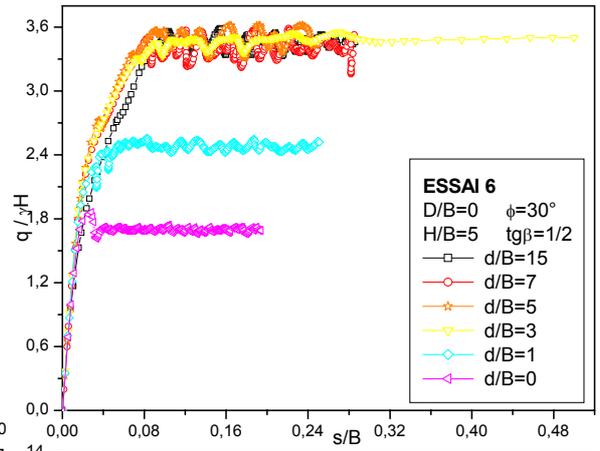
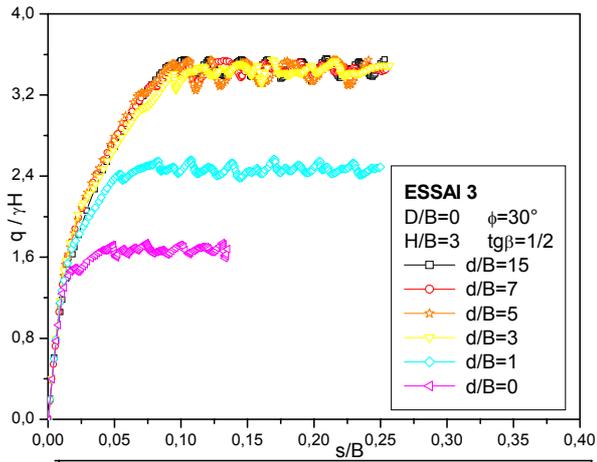


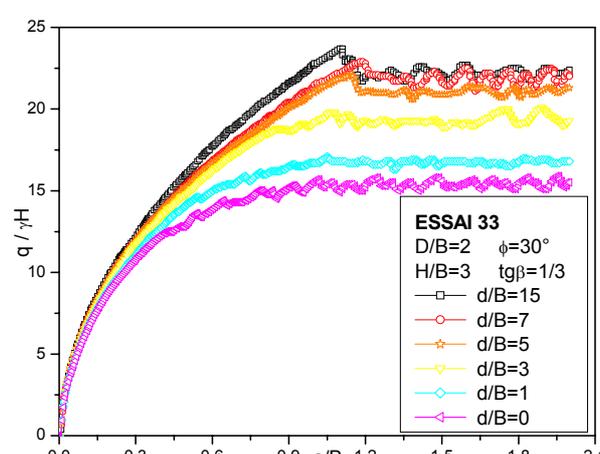
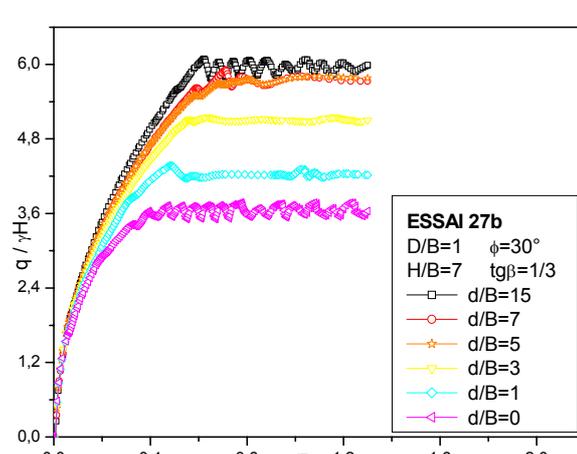
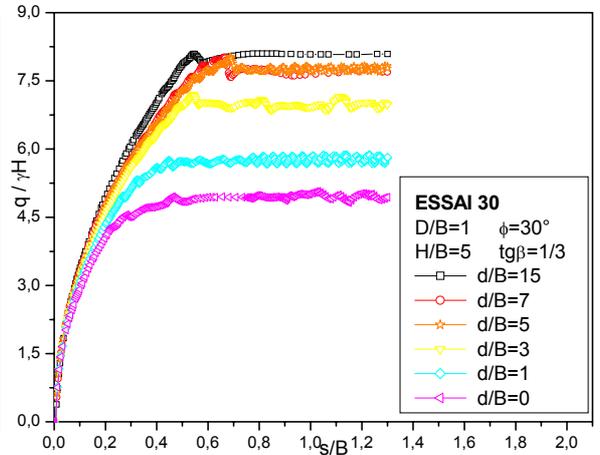
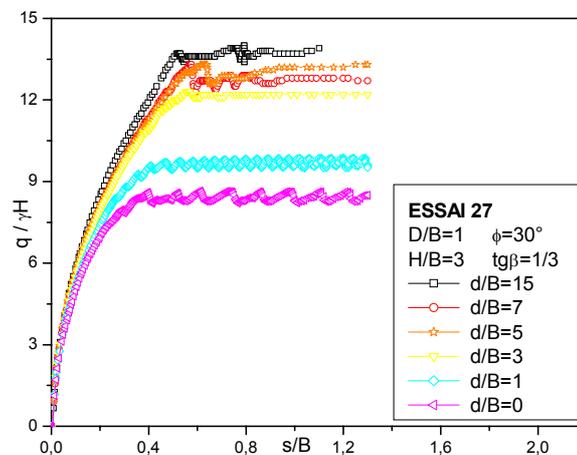
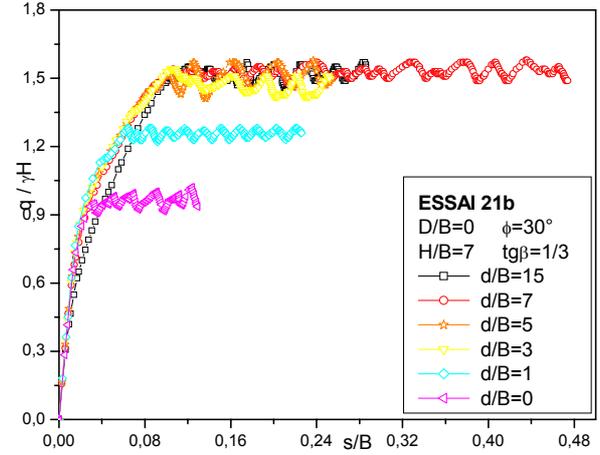
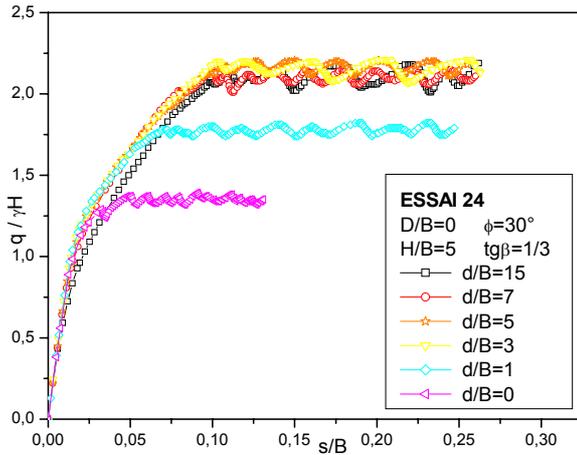
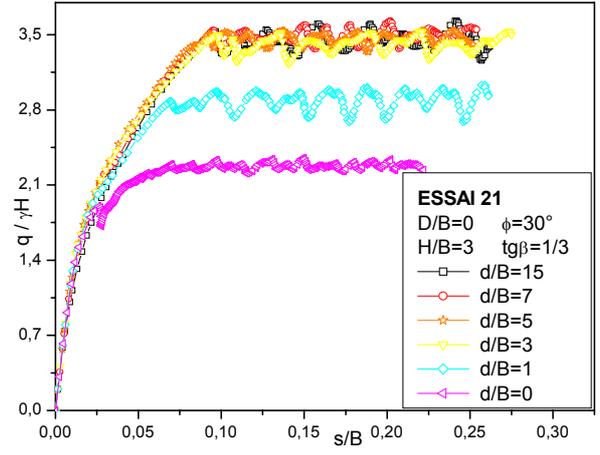
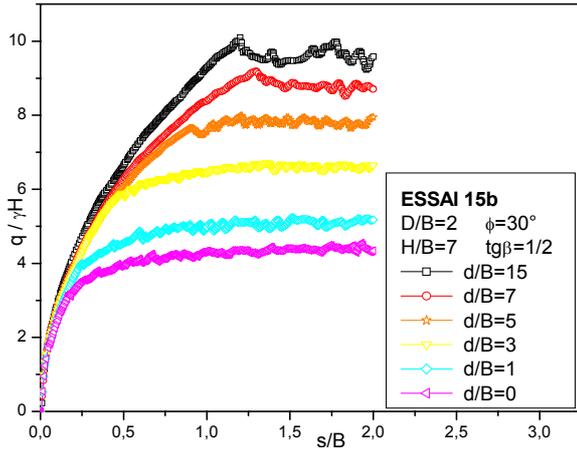


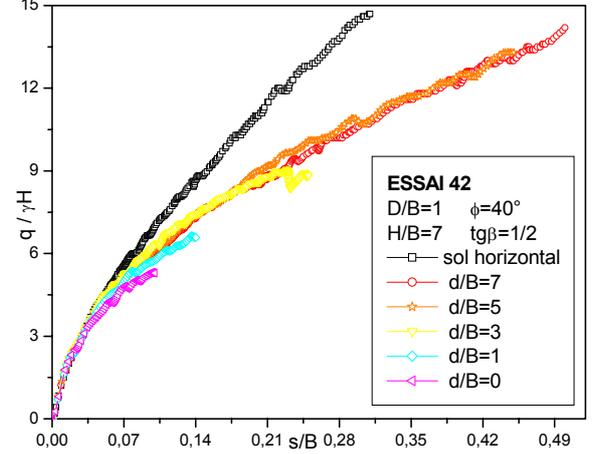
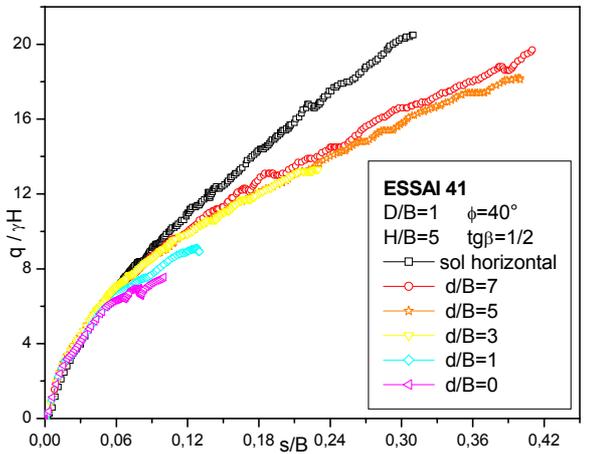
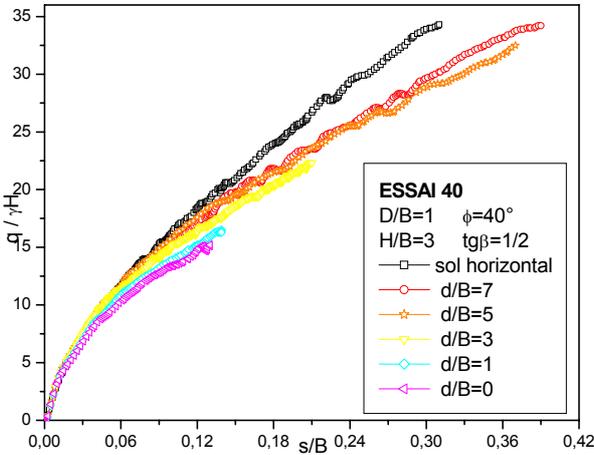
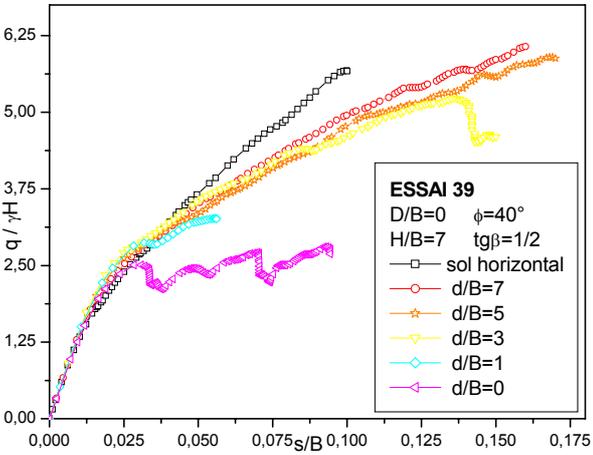
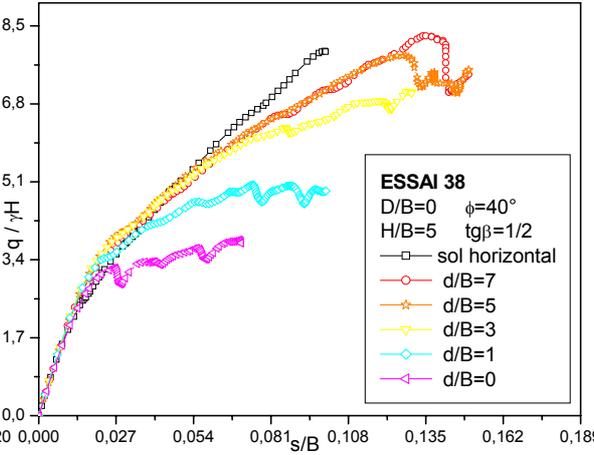
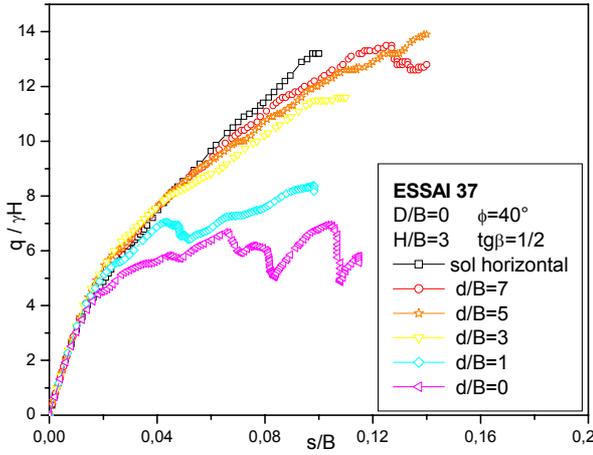
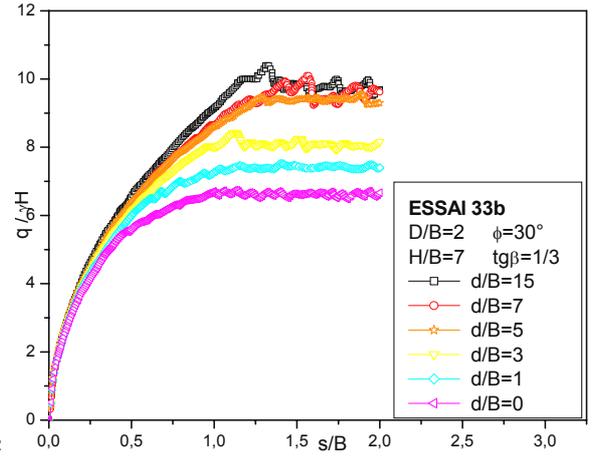
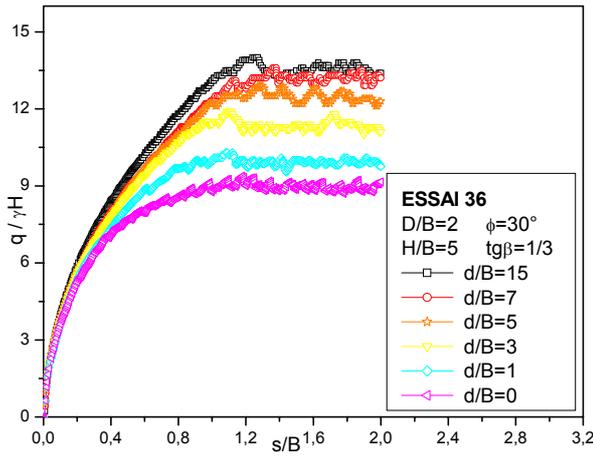


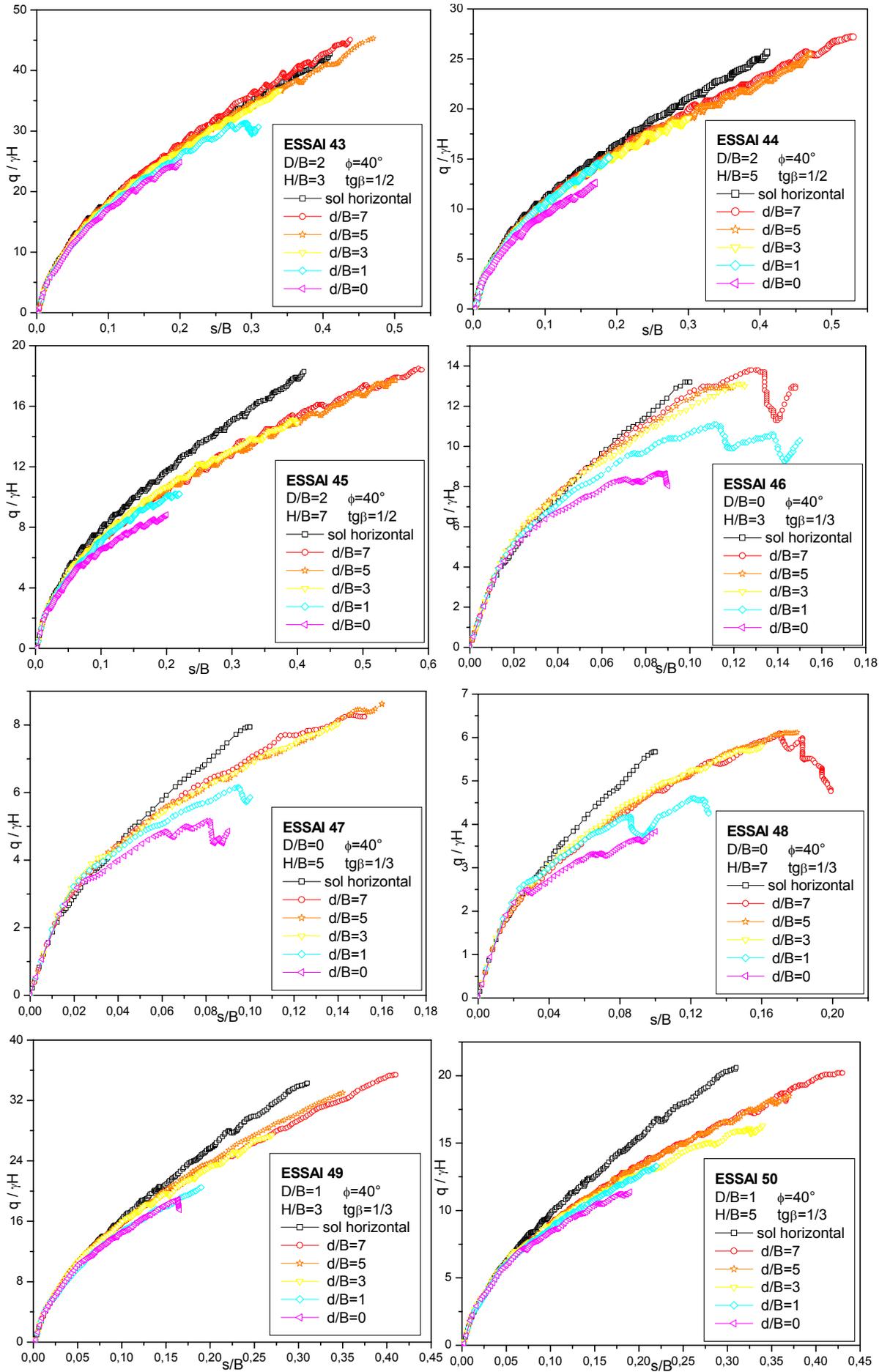


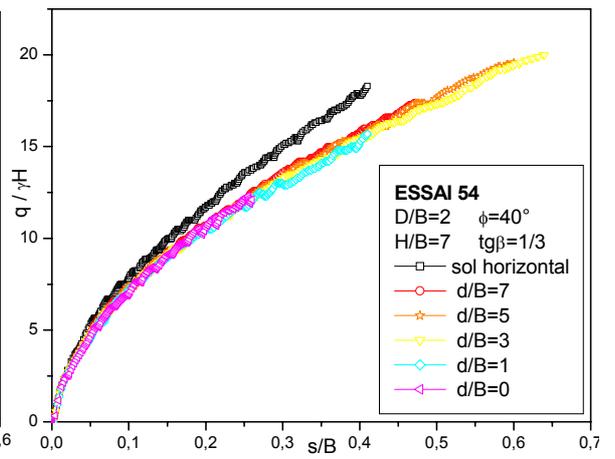
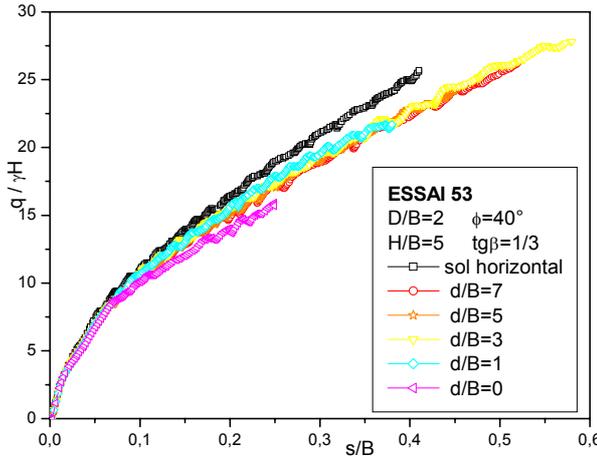
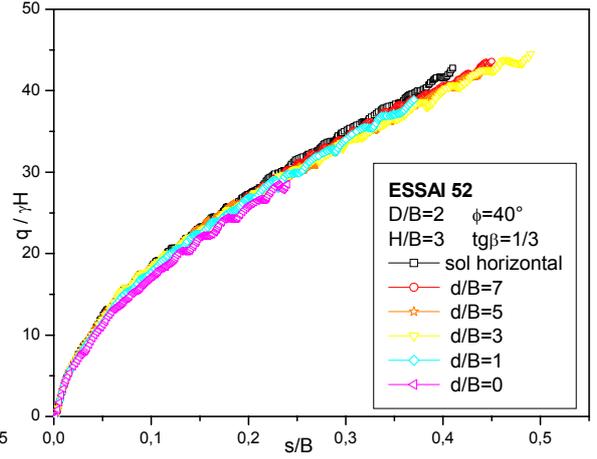
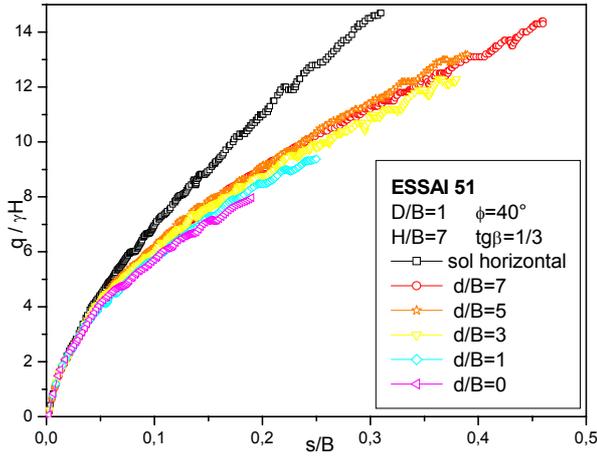
1.2. Cas de sols sableux :











2. Tableaux récapitulatifs des capacités portantes :

2.1. Capacités portantes dans les sols argileux :

Tableau 1 : Les valeurs de la capacité portante dans un sol argileux mou.

essai n°	capacité portante q_l (kPa); $C = 50\text{kPa}$, $\varphi=0^\circ$, $\psi=0^\circ$, $E_s = 15\text{MPa}$, $v_s = 0,5$					
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15
1	234,72	261,96	275,42	278,29	278,93	276,74
1b	238,66	268,09	277,19	278,3	278,67	278,67
4	240,65	264,49	276,89	277,29	277,32	278,81
7	297,88	307,36	333,55	334,53	333,41	334,22
7b	300,08	318,03	335,22	335,59	335,06	335,06
10	303,59	314,45	333,18	334,54	331,1	333,31
13	319,37	327,64	345,59	363	356,54	362,08
13b	327,12	333,66	353,44	366,28	366,57	366,57
16	321,45	328,74	346,24	361,15	359,95	356,73
19	205,39	247,89	272,05	275,18	275,45	276,59
19b	200,2	249,39	273,96	276,19	277,51	278,79
22	199,69	254,69	271,67	276,64	277,19	277,24
25	276,71	287,08	324,46	332,48	331,77	332,91
25b	265,27	290,39	318,12	334,63	334,43	332,84
28	262,01	289,71	320,73	336,87	334,71	335,63
31	293,63	301,49	333,37	361,7	360,03	357,66
31b	289,06	302,75	333,39	362,77	366,09	361,67
34	288,52	301,51	327,81	346,75	359,23	358,14

Tableau 2 : Les valeurs de la capacité portante dans un sol argileux raide.

essai n°	capacité portante q_l (kPa); $C = 200\text{kPa}$, $\varphi=0^\circ$, $\psi=0^\circ$, $E_s = 15\text{MPa}$, $v_s = 0,5$					
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15
2	940,08	1046,27	1100,96	1109,94	1113,09	1111,69
2b	953,79	1055,95	1110,63	1115,59	1116,75	1116
5	954,26	1054,82	1109,44	1107,55	1111,82	1113,73
8	1190,01	1229,84	1335,25	1335,18	1334,54	1335,32
8b	1198,91	1282,96	1342,88	1342,31	1340,98	1340
11	1215,84	1259,71	1321,54	1337,03	1324,12	1333,69
14	1278,51	1310,19	1382,99	1439,13	1417,2	1446,79
14b	1308,26	1335,39	1414,38	1465,52	1466,07	1466,07
17	1283,52	1315,15	1385,76	1443,44	1438,93	1427,22
20	819,21	968,73	1094,04	1098,87	1104,09	1103,64
20b	801,26	996,45	1096,64	1103,72	1109,79	1112,25
23	801,14	987,01	1086,15	1104,59	1108,65	1109,81
26	1106,15	1147,74	1294,96	1330,45	1325,97	1332,27
26b	1059,18	1160,22	1271,89	1337,7	1337,91	1332,55
29	1046,89	1159,06	1282,53	1347,58	1339,7	1342,62
32	1173,88	1204,76	1335,77	1448,24	1440,51	1430,65
32b	1158,28	1210,92	1318,09	1452,13	1465,02	1447,47
35	1150,53	1205,2	1310,8	1387,61	1437,49	1442,31

2.2. Capacités portantes dans les sols sableux :

Tableau 3 : Les valeurs de la capacité portante dans un sol sableux lâche.

essai n°	capacité portante q_l (kPa); $\varphi = 30^\circ$, $C=1\text{kPa}$, $\psi=0^\circ$, $E_s = 15\text{MPa}$, $\nu_s = 0,33$						
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15	d/B = ∞
3	83	123	170	170	170	171	/
6	82,83	123	170	174	172	172	/
3b	83,6	121	173	172	170	174	/
9	293,8	364	490	604	619	615	619
12	288	358	476,7	594	635,67	647	643
9b	273	332	472	585	626,33	631	629
15	584	662	822	987	1058	1051	1051,58
18	519	622	792	925	1050	1092,47	1071,83
15b	506	585	751	893	1030	1072	1067,52
21	112	145	169	170	174	174	/
24	111	146	171,8	172,6	172	175	/
21b	114	144	173	175	176	176	/
27	415	472	589,5	628,67	612,96	620	619
30	405	469	575	641	642	648,95	644
27b	405,5	472	576	649	642,98	640	629
33	760	818,5	962	1059	1051	1074,73	1083,8
36	748	822	951	1030	1049	1080	1070,52
33b	754	820	944	1070	1068	1097	1060,85

Tableau 4 : Les valeurs de la capacité portante dans un sol sableux dense.

essai n°	capacité portante q_l (kPa); $\varphi = 40^\circ$, $C=1\text{kPa}$, $\psi=0^\circ$, $E_s = 40\text{MPa}$, $\nu_s = 0,33$					
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = ∞
37	334	431,44	628	750	727,5	715
38	337,56	444,63	636	707	745	715
39	336,49	437,43	658	744	764	715
40	817	885,69	1200	1739	1839	1851
41	679	818	1200	1683,42	1881,25	1851
42	669	836	1138	1670	1836,29	1851
43	1330	1692	1980	2439	2400	2308
44	1130	1368	1853,54	2439,89	2449	2308
45	1110	1374,28	1962	2316,71	2436,85	2308
46	467	567,69	707	737	744	715
47	464	553	723	775	746	715
48	468,88	579,7	729	770	766	715
49	1020	1214,7	1479	1779	1909	1851
50	1024	1190	1460	1811,49	1810	1851
51	1003	1223	1549	1809,23	1817	1851
52	1746,09	2098	2377	2300	2345	2308
53	1486,66	1950	2497	2379,64	2360	2308
54	1549	1970	2509	2458	2344,3	2308

3. Tableaux récapitulatifs des pentes initiales :

3.1. Valeurs de la pente initiale dans les sols argileux :

Tableau 5 : Les valeurs de la pente initiale dans un sol argileux mou.

essai n°	Pente initiale α (kPa/m); $C = 50\text{kPa}$, $\varphi = 0^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $E_s = 15\text{MPa}$, $v_s = 0,5$					
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15
1	7866,83	7955,74	7987,09	7991,21	7988,56	8008,54
1b	7611,03	7697,09	7698,63	7662,59	7697,48	7686,14
4	7753,44	7760,86	7781,40	7774,78	7772,22	7780,29
7	8268,80	8343,24	8390,19	8404,37	8396,05	8400,49
7b	7900,51	8016,64	8004,11	8019,33	8017,27	8018,32
10	8017,64	8104,05	8166,09	8168,84	8168,71	8161,92
13	8606,79	8676,41	8741,23	8754,96	8764,61	8771,77
13b	8125,72	8346,94	8300,02	8372,75	8319,01	8362,85
16	8388,77	8442,98	8511,12	8542,88	8558,91	8530,66
19	7621,68	7958,54	8060,05	8110,61	8076,63	8067,85
19b	7296,08	7620,13	7760,04	7792,76	7756,44	7765,75
22	7517,06	7694,64	7860,37	7888,81	7878,30	7873,12
25	8224,12	8381,54	8442,65	8436,70	8432,27	8434,51
25b	7817,80	8018,04	8023,13	8026,32	8048,51	8045,66
28	7967,33	8128,19	8262,70	8278,79	8255,76	8263,40
31	8596,01	8650,52	8787,24	8833,88	8809,81	8840,76
31b	8128,29	8450,54	8399,02	8479,55	8442,20	8450,85
34	8359,54	8481,89	8565,92	8613,89	8584,70	8603,72

Tableau 6 : Les valeurs de la pente initiale dans un sol argileux raide.

essai n°	Pente initiale α (kPa/m); $C = 200\text{kPa}$, $\varphi = 0^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $E_s = 15\text{MPa}$, $v_s = 0,5$					
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15
2	7900,38	7965,98	7995,90	7998,80	7997,94	8008,53
2b	7615,85	7661,78	7665,22	7652,03	7656,71	7690,09
5	7694,53	7735,58	7755,25	7784,11	7781,02	7783,46
8	8273,39	8353,31	8400,30	8414,08	8407,54	8398,91
8b	7902,19	8015,02	8032,18	8020,84	8048,42	8033,45
11	8021,14	8110,78	8174,82	8178,20	8178,76	8168,27
14	8615,37	8688,75	8752,93	8773,18	8778,86	8768,63
14b	8128,10	8378,78	8331,96	8359,63	8376,91	8391,58
17	8397,61	8446,24	8462,69	8554,63	8512,29	8532,42
20	7630,14	7968,71	8067,36	8120,43	8085,90	8079,42
20b	7483,65	7628,81	7764,56	7710,60	7770,11	7779,61
23	7549,23	7705,13	7869,65	7897,51	7886,96	7878,58
26	8228,59	8391,26	8452,77	8444,03	8442,75	8444,93
26b	7821,84	8021,27	8029,77	8032,22	8052,52	8048,73
29	7973,40	8136,76	8271,04	8289,68	8265,69	8273,48
32	8573,80	8658,95	8798,24	8847,96	8824,00	8852,86
32b	8135,39	8408,58	8421,07	8343,28	8453,62	8398,23
35	8342,33	8492,01	8574,85	8624,10	8594,02	8613,72

3.2. Valeurs de la pente initiale dans les sols sableux :

Tableau 7 : Les valeurs de la pente initiale dans un sol sableux lâche.

essai n°	Pente initiale α (kPa/m); $\varphi = 30^\circ$, $C = 1\text{kPa}$, $\psi = 0^\circ$, $E_s = 15\text{MPa}$, $v_s = 0,33$					
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15
3	6625,18	6700,02	6710,61	6707,11	6721,64	6704,38
6	6375,95	6597,69	6574,78	6616,22	6683,01	6888,66
3b	6174,47	6402,65	6409,68	6408,74	6447,85	6580,27
9	9065,97	8470,01	8670,57	9058,24	8893,95	8937,73
12	8529,34	8523,14	8573,43	8715,87	8560,95	8515,80
9b	8249,64	8102,81	8288,26	8160,88	8320,90	8272,83
15	9892,32	9850,12	9650,38	9665,04	9692,37	9540,87
18	9449,10	9549,34	9443,02	9395,72	9282,78	9235,38
15b	9276,11	9375,51	9358,55	9159,11	9050,39	9029,85
21	6671,03	6743,59	6717,94	6735,32	6960,06	6954,50
24	6525,66	6661,34	6612,25	6623,39	6696,61	6869,03
21b	6394,68	6509,76	6309,55	6422,18	6535,55	6717,93
27	8172,83	8773,65	9051,34	8858,82	8911,33	8617,24
30	8175,18	8431,16	8773,15	8627,36	8480,76	8493,73
27b	7969,52	8276,34	8368,86	8299,82	8294,13	8125,86
33	9616,20	9929,79	9729,66	9482,60	9585,90	9401,67
36	9465,14	9624,47	9493,40	9261,97	9289,83	9256,06
33b	9400,77	9327,90	9334,06	9072,80	9020,50	9066,90

Tableau 8 : Les valeurs de la pente initiale dans un sol sableux dense.

essai n°	Pente initiale α (kPa/m); $\varphi = 40^\circ$, $C = 1\text{kPa}$, $\psi = 0^\circ$, $E_s = 40\text{MPa}$, $v_s = 0,33$					
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = ∞
37	19010,84	18848,36	18691,11	18570,80	18475,08	18744,72
38	19206,19	18994,08	18915,92	18394,91	18809,28	18744,72
39	19019,34	18897,60	19064,17	19036,14	18391,78	18744,72
40	17902,11	17669,77	16615,57	19096,39	17915,29	17410,89
41	16289,01	15407,05	19201,14	16999,40	18590,46	17410,89
42	16578,41	16151,37	18096,29	17392,00	19793,96	17410,89
43	18198,79	19726,84	18915,62	17179,76	17812,84	19526,67
44	16463,09	18662,32	18410,58	18521,62	16198,09	19526,67
45	17558,97	17901,80	18947,54	18853,49	17281,18	19526,67
46	18478,14	18543,60	18649,94	18330,92	18302,02	18744,72
47	18509,90	18777,82	19292,83	18544,21	18429,04	18744,72
48	18405,97	19328,10	18312,87	18281,56	19121,48	18744,72
49	16942,04	19808,99	17742,96	17605,26	17883,61	17410,89
50	19313,28	16909,49	19629,93	18862,19	18413,92	17410,89
51	16966,39	16833,57	17351,47	16386,51	18807,85	17410,89
52	17393,18	18638,64	16403,75	18063,29	16841,25	19526,67
53	19077,84	16888,80	16678,08	18376,65	16222,50	19526,67
54	17673,49	18635,49	16664,73	18729,21	17404,30	19526,67

4. Tableaux récapitulatifs des coefficients réducteurs de portance i_β et des distances limites:4.1. Valeurs du coefficient réducteur de portance i_β dans les sols argileux :Tableau 9 : Les valeurs du coefficient réducteur de portance i_β dans un sol argileux mou.

essai n°	Coefficient i_β ; $C = 50\text{kPa}$, $\varphi = 0^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $E_s = 15\text{MPa}$, $v_s = 0,5$						
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15	(d/B) _{lim}
1	0,84	0,94	0,99	1,00	1,00	0,99	0,22
1b	0,86	0,96	0,99	1,00	1,00	1,00	
4	0,86	0,95	0,99	0,99	0,99	1,00	
7	0,88	0,91	0,99	0,99	0,99	0,99	0,55
7b	0,89	0,94	1,00	1,00	0,99	0,99	
10	0,90	0,93	0,99	0,99	0,98	0,99	
13	0,86	0,88	0,93	0,97	0,96	0,97	2,32
13b	0,88	0,89	0,95	0,98	0,98	0,98	
16	0,86	0,88	0,93	0,97	0,96	0,96	
19	0,73	0,89	0,97	0,98	0,98	0,99	0,42
19b	0,72	0,89	0,98	0,99	0,99	1,00	
22	0,71	0,91	0,97	0,99	0,99	0,99	
25	0,81	0,84	0,94	0,97	0,97	0,97	1,68
25b	0,77	0,85	0,93	0,97	0,97	0,97	
28	0,76	0,84	0,93	0,98	0,97	0,98	
31	0,76	0,78	0,86	0,93	0,93	0,92	4,70
31b	0,75	0,78	0,86	0,94	0,94	0,93	
34	0,74	0,78	0,85	0,89	0,93	0,92	

Tableau 10 : Les valeurs du coefficient réducteur de portance i_β dans un sol argileux raide.

essai n°	Coefficient i_β ; $C = 200\text{kPa}$, $\varphi = 0^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $E_s = 15\text{MPa}$, $v_s = 0,5$						
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15	(d/B) _{lim}
2	0,84	0,94	0,98	0,99	0,99	0,99	0,24
2b	0,85	0,94	0,99	1,00	1,00	1,00	
5	0,85	0,94	0,99	0,99	0,99	1,00	
8	0,88	0,91	0,99	0,99	0,99	0,99	0,52
8b	0,89	0,95	1,00	1,00	1,00	1,00	
11	0,90	0,94	0,98	0,99	0,98	0,99	
14	0,86	0,88	0,93	0,97	0,95	0,97	2,28
14b	0,88	0,90	0,95	0,98	0,98	0,98	
17	0,86	0,88	0,93	0,97	0,96	0,96	
20	0,73	0,87	0,98	0,98	0,99	0,99	0,48
20b	0,72	0,89	0,98	0,99	0,99	0,99	
23	0,72	0,88	0,97	0,99	0,99	0,99	
26	0,80	0,83	0,94	0,97	0,96	0,97	1,71
26b	0,77	0,84	0,92	0,97	0,97	0,97	
29	0,76	0,84	0,93	0,98	0,97	0,98	
32	0,75	0,77	0,85	0,93	0,92	0,92	5,05
32b	0,74	0,77	0,84	0,93	0,94	0,93	
35	0,74	0,77	0,84	0,89	0,92	0,92	

4.2. Valeurs du coefficient réducteur de portance i_{β} dans les sols sableux :Tableau 11 : Les valeurs du coefficient réducteur de portance i_{β} dans un sol sableux lâche.

essai n°	Coefficient i_{β} ; $\varphi = 30^{\circ}$, $C = 1\text{kPa}$, $\psi = 0^{\circ}$, $E_s = 15\text{MPa}$, $\nu_s = 0,33$						
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15	(d/B) _{lim}
3	0,47	0,69	0,96	0,96	0,96	0,96	1,16
6	0,47	0,69	0,96	0,98	0,97	0,97	1,08
3b	0,47	0,68	0,97	0,97	0,96	0,98	1,40
9	0,46	0,57	0,77	0,95	0,98	0,97	2,51
12	0,45	0,56	0,75	0,94	1,00	1,02	2,97
9b	0,43	0,52	0,74	0,92	0,99	0,99	3,51
15	0,54	0,61	0,76	0,91	0,98	0,97	3,09
18	0,48	0,58	0,73	0,86	0,97	1,01	3,50
15b	0,47	0,54	0,70	0,83	0,95	0,99	5,03
21	0,63	0,81	0,95	0,96	0,98	0,98	0,82
24	0,62	0,82	0,97	0,97	0,97	0,98	0,75
21b	0,64	0,81	0,97	0,98	0,99	0,99	0,75
27	0,65	0,74	0,93	0,99	0,97	0,98	0,89
30	0,64	0,74	0,91	1,01	1,01	1,02	1,04
27b	0,64	0,74	0,91	1,02	1,01	1,01	0,56
33	0,70	0,76	0,89	0,98	0,97	1,00	1,92
36	0,69	0,76	0,88	0,95	0,97	1,00	1,55
33b	0,70	0,76	0,87	0,99	0,99	1,02	1,04

Tableau 12 : Les valeurs du coefficient réducteur de portance i_{β} dans un sol sableux dense.

essai n°	Coefficient i_{β} ; $\varphi = 40^{\circ}$, $C = 1\text{kPa}$, $\psi = 0^{\circ}$, $E_s = 40\text{MPa}$, $\nu_s = 0,33$					
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	(d/B) _{lim}
37	0,40	0,52	0,76	0,91	0,88	4,12
38	0,41	0,54	0,77	0,85	0,90	3,76
39	0,41	0,53	0,79	0,90	0,92	3,36
40	0,43	0,47	0,63	0,91	0,97	10,63
41	0,36	0,43	0,63	0,88	0,99	7,50
42	0,35	0,44	0,60	0,88	0,96	7,44
43	0,55	0,70	0,82	1,01	1,00	1,81
44	0,47	0,57	0,77	1,01	1,02	2,34
45	0,46	0,57	0,82	0,96	1,01	2,10
46	0,56	0,69	0,85	0,89	0,90	3,21
47	0,56	0,67	0,87	0,94	0,90	3,64
48	0,57	0,70	0,88	0,93	0,92	2,81
49	0,54	0,64	0,78	0,93	1,00	2,99
50	0,54	0,62	0,77	0,95	0,95	3,71
51	0,53	0,64	0,81	0,95	0,95	2,63
52	0,73	0,87	0,99	0,96	0,98	0,64
53	0,62	0,81	1,04	0,99	0,98	0,77
54	0,64	0,82	1,04	1,02	0,97	0,66

5. Tableaux récapitulatifs des coefficients i_α :

5.1. Valeurs du coefficient i_α dans les sols argileux :

Tableau 13 : Les valeurs du coefficient i_α dans les sols argileux.

essai n°	Coefficient i_α C = 50kPa, C=200kPa, $\varphi = 0^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $E_s = 15\text{MPa}$, $\nu_s = 0,5$						$(d/B)_{\text{lim}}$
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7	d/B = 15	
1	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,38
2	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,60
1b	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,87
2b	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-10,43
4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-22,27
5	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-2,89
7	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,91
8	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,10
7b	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,35
8b	0,98	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,22
10	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,25
11	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,14
13	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,37
14	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,76
13b	0,97	1,00	0,99	1,00	0,99	1,00	-0,35
14b	0,97	1,00	0,99	1,00	1,00	1,00	-0,27
16	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,07
17	0,98	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	-3,47
19	0,94	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
20	0,94	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
19b	0,94	0,98	1,00	1,00	1,00	1,00	0,01
20b	0,96	0,98	1,00	0,99	1,00	1,00	-0,40
22	0,95	0,98	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,09
23	0,96	0,98	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,13
25	0,97	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,12
26	0,97	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,14
25b	0,97	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,23
26b	0,97	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,20
28	0,96	0,98	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,39
29	0,96	0,98	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,19
31	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	-1,72
32	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	-0,96
31b	0,96	1,00	0,99	1,00	1,00	1,00	-0,06
32b	0,97	1,00	1,00	0,99	1,01	1,00	-0,02
34	0,97	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,60
35	0,97	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	-0,40
Moyenne (i_α)	0,99						(d/B)_{lim}=0
Ecart type(i_α)	0,012						

5.2. Valeurs du coefficient i_α dans les sols sableux :

Tableau 14 : Les valeurs du coefficient i_α dans un sol sableux lâche.

D/B	Moyenne (α)	écart type (α)	$i_\alpha = \text{moyenne}(\alpha) / \text{moyenne}(\alpha)_{[d/B=\infty]}$
0	6610,81	175,02	0,97
1	8520	292,96	1,00
2	9423,77	237,44	1,02
$i_\alpha = 1$			
$(d/B)_{\text{lim}} = 0$			

Tableau 15 : Les valeurs du coefficient i_α dans un sol sableux dense.

Moyenne (α)	écart type (α)	Moyenne (α) _[d/B=∞]	$i_\alpha = \text{moyenne}(\alpha) / \text{moyenne}(\alpha)_{[d/B=\infty]}$
18101,26	996,13	18560,76	0,98
$i_\alpha = 1$			
$(d/B)_{\text{lim}} = 0$			

6. Exemples de zones de plastifications et de champs d'influence du chargement appliqué :

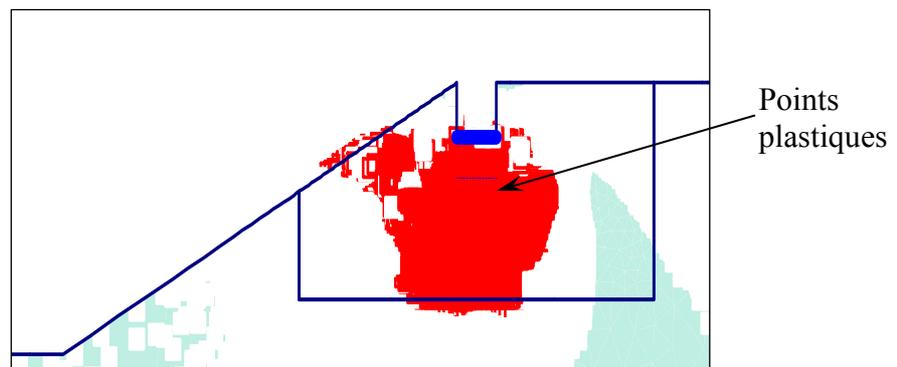


Figure 1 : Visualisation de la zone de plastification obtenue par un calcul en éléments finis dans un sol purement cohérent - fondation établie en crête de talus.

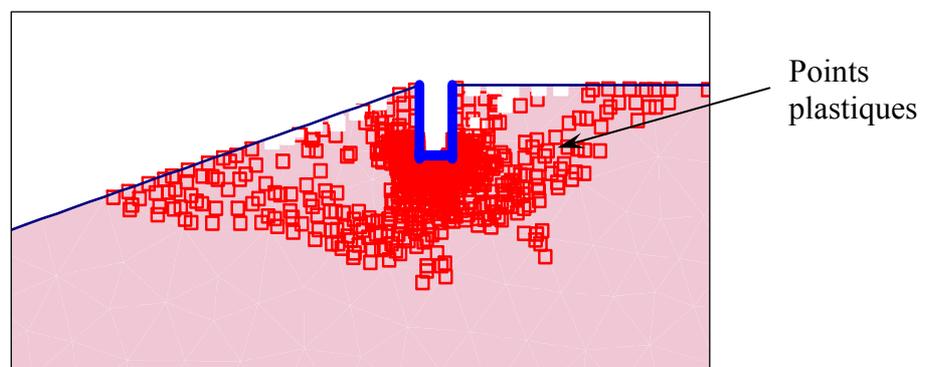


Figure 2 : Visualisation de la zone de plastification obtenue par un calcul en éléments finis dans un sol sableux - fondation établie en crête de talus.

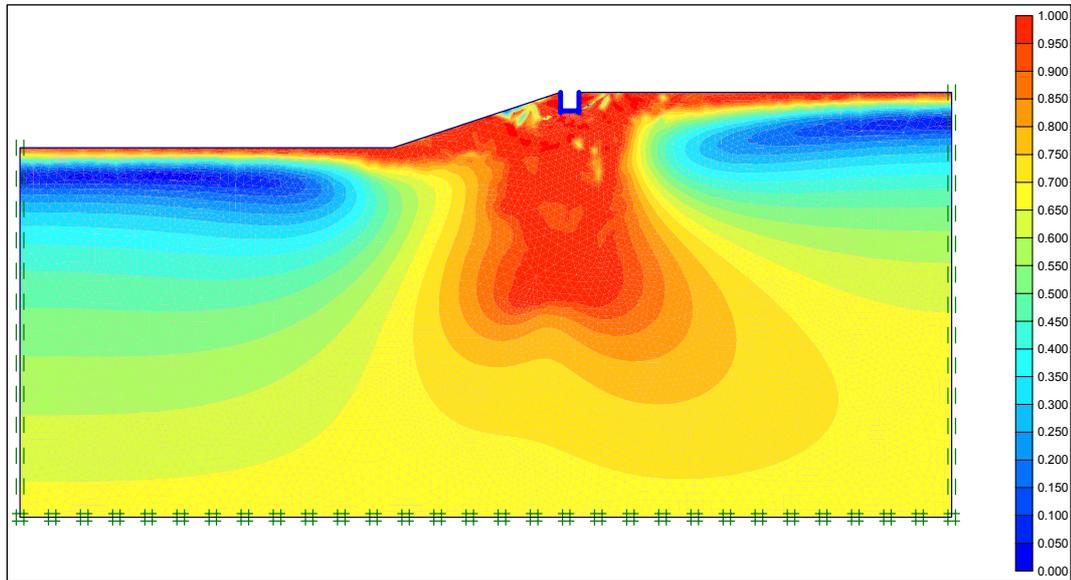


Figure 3 : Champs d'influence du chargement obtenu par un calcul en éléments finis dans un sol sableux.

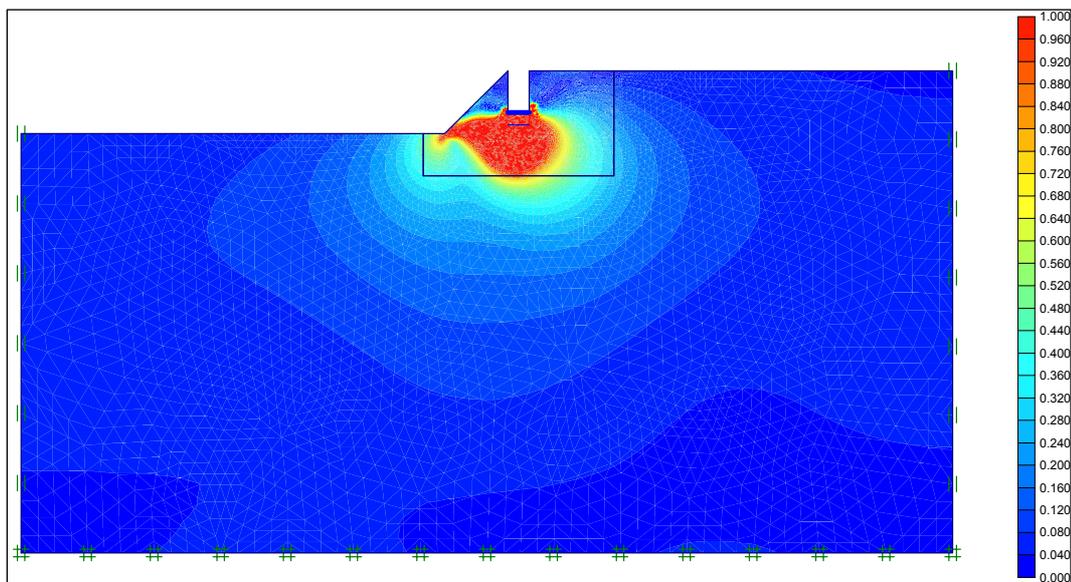


Figure 4 : Champs d'influence du chargement appliqué obtenu par un calcul en éléments finis dans un sol purement cohérent.

ANNEXE E

EXEMPLE DE PRESENTATION DE LA FICHE SYNTHETIQUE

FICHE SYNTHETIQUE D'ESSAI REDUIT CENTRIFUGE

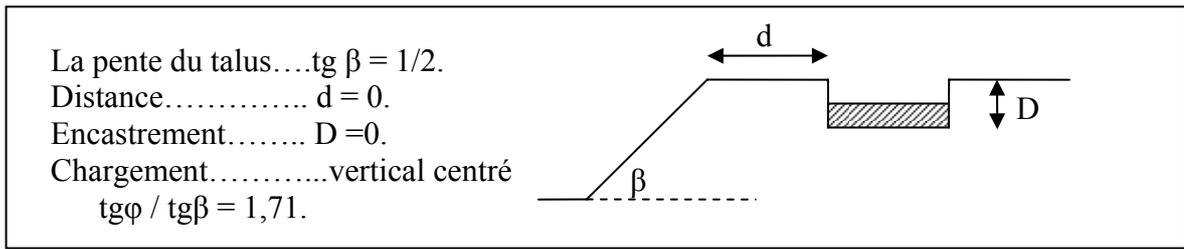
1. **PROJET** : essai de chargement sur modèle réduit centrifugé.
2. **REFERENCES** :
 Document : collection « *rapport des laboratoires* », série *Géotechnique-Mécanique des sols-Sciences de la terre*, ISSN 0761-2389.
 Référence de l'essai dans le document : **2-7**.
 Auteur : *Nour-Eddine BAKIR, Jacques GARNIER, Yves CANEPA*.
 Lieu de réalisation de l'essai : laboratoire central des ponts et chaussées-centre de Nantes - section Mécanique des Sols et Centrifugeuse.
3. **CARACTERISTIQUES DU MODELE** :
 Type d'essai : essai sur modèle réduit centrifugé à 30G.
 Type de fondation : fondation superficielle.
 Caractéristiques du modèle et prototype de fondation : le tableau ci dessous récapitule les principaux caractéristiques de la semelle utilisée.

Modèle désigné par	Modèle réduit			Modèle prototype		L/B	Matériau de fondation	Masse de la semelle équipée (g)	Interface sol / fondation
	Largeur B (mm)	Longueur L (mm)	Hauteur h (mm)	B (m)	L (m)				
F1	30	300	60	0,9	9	10	aluminium AGS6060	644	rugueuse

4. **CARACTERISTIQUE DU MASSIF DE SOL** :
 Type de sol : sable de Fontainebleau blanc, silicieux, homogène et sec.
 Courbe granulométrique : matériau fin et propre.
 Les autres caractéristiques mécaniques sont regroupées dans le tableau suivant :

nature	I _d (%)	C (kPa)	φ °	γ _d (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)	γ _{d min} (kN/m ³)	γ _{dmax} (kN/m ³)	e _{min}	e _{max}	ψ
dense	81	+1,5 0 -0,0	+1,5 40,5 -1,5	16,12	26,44	13,64	16,83	0,615	0,940	/

5. **CONFIGURATION TESTEE :**

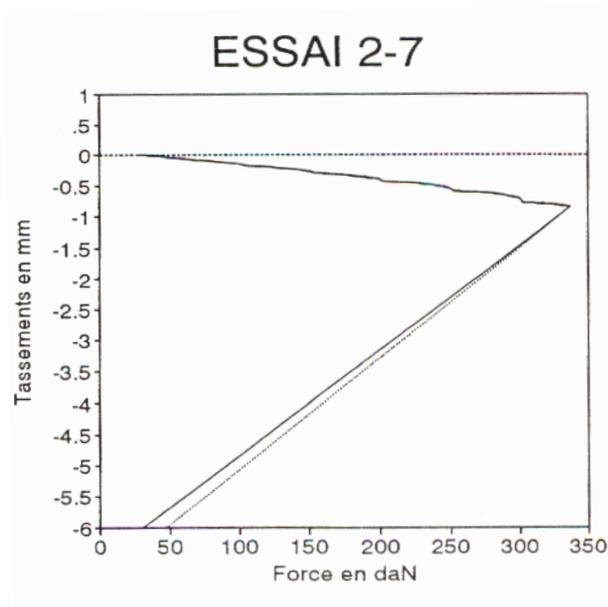


6. **CONDITIONS D'ESSAI :**

Massif : consolidé avant essai.
 Présence de marqueurs : Oui / **Non**.
 Présence de couches colorées : Oui / **Non**.
 Dispositif de chargement : poutre basculante.
 Loi de chargement : chargement par palier.
 Liaison semelle-dispositif de chargement : rotulée.
 Critère de rupture : pic de pression.

7. **RESULTATS BRUTS DE L'ESSAI CENTRIFUGE :**

Pression à la rupture : $q_r = 368 \text{ kPa}$
 Tassement relatif à la rupture : $s_r / B = 3,03 \%$
 Coefficient réducteur de portance : $i_\beta = 0,28$
 La courbe de chargement est représentée par la figure suivante:



8. **INTERPRETATIO DE L'ESSAI :**

Pression limite calculée par la méthode d'ASAOKA :

$$q_l = 414,81 \text{ kPa}$$

Pente initiale calculée par la méthode des différences divisées de NEWTON :

$$\alpha = 1920,36 \text{ kPa/mm}$$

REFERENCES

1. Sanglérat, G. et Costet, J., “Cours Pratique en MDS- Calcul des Ouvrages”, TomeII, Edition Dunod, (1981).
2. French, Samuel E., “Design of Shallow Foundations”, Edition ESCE Press, United States of America, (1999), 374p.
3. Philipponnat, G. et Hubert, B., “Fondations et Ouvrages en Terre”, Edition Eyrolles, France, (Octobre 1997), 548p.
4. Mestat, Ph. et Prat, M., “Ouvrages en Interaction”, Edition Hermes Science publications, France, (1999).
5. Bakir, NE., Garnier, J. et Canepa, Y., “Etude sur Modèles Centrifugés de la Capacité Portante de Fondations Superficielles”, LCPC, France, (Octobre 1994), 188pages.
6. Frank, R., “Fondations Superficielles”, Techniques de l’Ingénieur et presse de l’ENPC, traité Construction, (1999).
7. Maréchal, O., “Portances de Fondations Superficielles Etablies a Proximité de Talus et Soumises à des Charges Inclinées et Excentrées”, Thèse de Doctorat, LCPC – Ecole Centrale se Nantes, (1999).
8. Giroud, J.P. et Tran – Vo – Nhiem, “ Force Portante d’une Fondation sur une Pente”, Annales de l’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Série : Théories et Méthodes de Calcul, (Juillet – Août 1971).
9. Fikrat, S., “Calcul de la Capacité Portante d’une Fondation Superficielle à Proximité d’un Talus”, Rapport de Travail de Fin d’Etude, Laboratoire de Mécanique des Solides - Ecole Polytechnique, (Juin 1991).
10. Tsitovic, N., “ Mécanique des Sols”, Traduit du russe par Daoud Solymane Mounir, Edition et presse de MIR, Moscou, pp : 195 – 198.
11. Bouafia, A., “Mécanique des Sols Appliquée, Problème résolu”, Edition Office Des Publications Universitaires, Alger, 2004, (2000), 363 pages.
12. Cordary, D., “Mécanique Des Sols”, Edition Lavoisier, France, (1995).
13. Schlosser, F., “Eléments de Mécanique des Sols”, Presse de l’ENPC, (1997).
14. Gorill, D.G. et Mitchell, R.J., “Centrifugal Model Studies of Crest Loaded Slopes”, Soil Properties Evaluation from Centrifugal Models and Field Performance, Geotechnical Special Publication N°17, Edition ASCE, USA, (1988), pp: 30 – 44.

15. Graham, J., Andrew, M. et Shields, D.H., “Stress Characteristics for Shallow Footings in Cohesionless Slopes”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.25, (1988), pp: 238 – 249.
16. Woodward, P.K. et Griffiths, D.V., “Observations on the Computation of the Bearing Capacity Factor N_γ by Finite Elements”, Géotechnique 48 N°1, pp: 137 – 141.
17. Maloum, S. et Sieffert, J.G., “Interaction Sol – Fondation Superficielle au Voisinage de la Crête d’un Talus : Analyse de la capacité Portante”, Revue Géotechnique N°100, (2002), pp : 83 – 90.
18. Garnier, J., Maréchal, O., Amar, S. et Mezazigh, S., “New Results for Slope – Foundation Interaction”, Geotechnical Engineering, Australie, (2000), pp: 19 – 24.
19. Mestat, Ph. et Berthelon, J.P, “Modélisation par Elements Finis des Essais sur Fondations Superficielles à Labenne ”, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées -234-, (Septembre – Octobre 2001), pp : 57 – 78.
20. Potts, D.M et Zdracovitch, L., “Finite Elements Analysis in Geotechnical Engineering”, 1st edition Thomas Telford Books. Vols. 1 and 2, (1999).
21. Frey, F., “Analyse des Structure et Milieux Continues : Méthodes des Eléments Finis”, Edition Presse Polytechnique, (2001), 302 pages.
22. Frey, P.J et George, P.L, “Maillages, Application aux Eléments Finis”, Edition ED. Hermes, (1999), 840 pages.
23. Mestat, Ph., “Lois des Géomatériaux et Modélisation par la Méthode des Eléments Finis”, LCPC, Série Géotechnique GT52, France.
24. Yaich Achour, N., “Paramètre de Transfert de Charges des Fondations Profondes : Analyse d’une Banque de Données”, Thèse de Magister, (2004), Département de Génie Civil, Université de Blida.
25. Manuel de Plaxis.
26. Garnier, J., Thorel, L. et Rault, G., “Modélisation en génie civil : de la pratique à la théorie—Les Modèles Réduits Centrifugés : une aide pour l’optimisation de projets géotechniques”, 1^{ère} conférence internationale Albert Caquot, LCPC, (3-5 Octobre 2001), France.
27. Boufia, A. et Ait Ikhlef, N., “Modélisation Numérique de l’Effet de la Proximité d’un talus sur le Comportement d’une Fondation”, Séminaire National RNGTER, (2005), Algérie.
28. Gemperline, M.C., et A.M.ASCE, “Centrifugal Modeling of Shallow Foundations”, Soil Properties Evaluation from Centrifugal Models and Field Performance, Geotechnical Special Publication N°17, Edition ASCE, USA, (1988), pp: 45 – 70.

29. Fascicule 62 – Titre V, “Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil”, Edition Eyrolles, (1993), 186 pages.
30. Fortin L., “Evolution des matériaux utilisés dans les modèles réduits ccentrifugés”, Rapport de stage ingénieur ESIP, LCPC, (1993).
31. Garnier J., et Canepa Y., “Effect of different footing conditions on the ultimate bearing pressure”, Cntrifuge 91, Conf. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, (1991), pp: 209 – 216.
32. De Buhan P. et Garnier D., “Analyse par la théorie du calcul à la rupture de la réduction de capacité portante d’une fondation due à la proximité d’une pente”, Revue Française de Géotechnique, N°68, 3° trimestre, (1994), pp21 – 31.
33. Pérau E.W, “Bearing capacity of shallow foundations, Soils and Foundations”, Vol. 37, N°4, Décembre, pp77-83.
34. Butterfield R. et Gottardi G., “Simplified failure load envelopes for shallow foundation on dense sand”, Int. J. Offshore and Polar Ing., Vol. 6,N°1, (March 1996) ,pp62-67.