

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université de Batna  
Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture  
Département de Génie Civil

## **MÉMOIRE**

*présenté pour l'obtention du diplôme :*

Magistère en Génie Civil

**OPTION** : Mécanique des sols

*Thème :*

### **ANALYSE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE FILANTE REPOSANT SUR UN SABLE EN PENTE RENFORCE PAR DES PIEUX**

*Présenté par :*

**DEMAGH Laid**

*Soutenu le : 17 /06 /2012*

*Devant le jury composé de :*

Mr MESSAST .S	MC (classe A)	Président	université de SKIKDA
Mr ABBECHE .K	Professeur	Rapporteur	université de BATNA
Mr HAMMOUD.F	MC (classe A)	Examineur	université de BATNA
Mr HIJEB .M	MC (classe A)	Examineur	université de SKIKDA

## ***Dédicace***

***Je dédie ce travail à :***

### ***La mémoire de ma mère***

***A mon père.***

***A ma femme et mon enfant.***

***A mes frères et mes sœurs.***

***A toute ma famille.***

***A tous ceux qui me sont chers.***

## **REMERCIEMENTS**

*Ce travail a été effectué sous la direction de monsieur ABBECHE Khelifa, Professeur à l'Université de Batna, à qui je tiens à témoigner ma reconnaissance, pour sa contribution au développement et à la présentation des idées décrites dans ce travail. Mes plus vifs remerciements et ma profonde gratitude pour toute la confiance qu'il m'a témoignée, les encouragements, les conseils scientifiques qui m'ont permis de finaliser cette thèse.*

*Je remercie chaleureusement Monsieur MESSAST Salah Maître de Conférences, à l'Université de Skikda, président du jury, pour m'avoir fait l'honneur de présider le jury de ma thèse.*

*Mes remerciements vont de même aux autres membres de jury examinateurs pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en participant au jury de ma thèse. Il s'agit, en l'occurrence de :*

*Monsieur HAMMOUD Farid, Maître de Conférences, à l'Université de Batna*

*Monsieur HIJEB Mustafa, Maître de Conférences, à l'Université de Skikda*

*J'exprime toute ma reconnaissance à Monsieur DEMAGH Rafik, Maître de Conférences, à l'Université de Batna pour son aide précieuse durant l'élaboration de ce travail, la pertinence de ses remarques et pour sa disponibilité sans faille.*

*Que Monsieur BENOUDJIT Djamel, Maître de Conférences, département d'Electrotechnique à l'Université de Constantine, soit aussi bien remercié pour son appui moral et son encouragement.*

*Mes remerciements s'adressent enfin à tous les enseignants et tous mes collègues du département de Génie Civil, de l'Université de Batna, pour leurs encouragements.*

## **RESUME & MOTS-CLÉS**

**Résumé** — Ce travail présente les résultats d'une analyse numérique du comportement d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcée par des pieux. Les paramètres utilisés dans la présente étude sont, la longueur du pieu, la position de la rangée de pieux et la position de la semelle par rapport à la crête de la pente, ainsi que l'angle de frottement du sol. Dans un premier lieu on a étudié la capacité portante pour le cas sans renforcement, les résultats obtenus ont été comparés avec ceux du cas avec renforcement. L'étude a fait l'objet d'une analyse de l'effet de chaque paramètre sur la capacité portante. Les résultats obtenus indiquent que l'utilisation d'une rangée de pieux pour stabiliser une pente a un effet significatif dans l'amélioration de la capacité portante de la semelle filante. Cette amélioration de la portance est proportionnelle à la longueur des pieux, ainsi que la meilleure position de la rangée de pieux qui donne la valeur maximum de la portance est la crête de la pente.

**Mots-Clés** —Pieu, Stabilité Des Pentes, Semelles Filantes, Eléments Finis

**Abstract** — This works presents the results of a numerical analysis of the behaviour of a strip footing supported on a row of piles stabilized earth slope. The parameters varied in the study include the length of the pile, and location of pile row, and location of the footing relative to the slope crest, and the angle of friction of soil. Initially the bearing capacity of non-stabilized cases were determined and then compared with those of stabilized slopes. The results were then analyzed to study the effect of each parameter. The results indicate that stabilizing earth slope using a row of piles has a significant effect in improving the bearing capacity of the strip footing. This improvement in bearing capacity increases when pile length increases, and best the position of row piles which gives the maximum value of the bearing capacity is the crest of the slope.

**Keywords:** Pile, Stabilized Sand Slope, Strip Footing, Finite Element Analysis

ملخص -يتناول هذا البحث دراسة تحليلية لسلوك قاعدة شريطية مقامة على طبقة رمل أفقية مجاورة لميل رملي تم زيادة معامل أمانه ضد الانزلاق باستخدام صف من الخوازيق و تم عمل مقارنة بين قوة تحمل التربة الرملية قبل و بعد استخدام صف الخوازيق. و قد تم دراسة أهم العوامل المؤثرة على سلوك القاعدة و الميل الرملي و هي طول الخازوق و المسافة بين صف الخوازيق و قمة الميل الرملي و بعدها عن قمة الميل الرملي وكذلك تأثير مكان القاعدة بالنسبة لقمة الميل الرملي. و زاوية احتكاك التربة و قد تم عمل الدراسة التحليلية باستخدام طريقة العناصر المحددة مع عرض ومناقشة النتائج في صورة جداول ومنحنيات و تحليل تأثير العوامل المختلفة.

المفاتيح – الخازوق - الميل الرملي - قاعدة شريطية - طريقة العناصر المحددة

# **TABLE DES MATIERES**

## **Notations & Symboles**

## **Listes des Figures**

## **Introduction Générale**

1. Problématique.....	01
2. Objectif.....	02
3. Structure du mémoire.....	02

## **Chapitre Un**

### **Synthèse Bibliographique Sur le Comportement Des Fondations Superficielles**

1. Introduction.....	04
1.1 Définition d'une fondation .....	05
1.2 Fondations superficielles .....	05
1.3 Types des fondations superficielles.....	05
1.4 Réactions d'appuis de la semelle filante.....	07
1.5 Phénomène de rupture .....	09
1.5.1 Types de rupture d'une fondation superficielle.....	09
1.6 Philosophies de conception des fondations .....	13
1.6.1 Méthode de contrainte admissible.....	13
1.6.2 Méthode d'état limite.....	14
1.7 Conclusion .....	15

## Chapitre Deux

### Méthodes De Calcul De La Capacité Portante

2. Introduction.....	16
2.1 Définition de la Capacité Portante.....	17
2.2 Méthodes de Calcul de la Capacité Portante.....	17
2.2.1 Théorie de Rankine (1857).....	17
2.2.2 Théorie de Prandtl (1920).....	19
2.2.3 Théorie de Terzaghi (1943).....	22
2.2.3.1 Relation Pour $P_{pq}(c=0, \gamma =0, q \neq 0, \phi \neq 0)$ .....	26
2.2.3.2 Relation Pour $P_{pc}(c \neq 0, q \neq 0, \phi \neq 0, \gamma =0)$ .....	28
2.2.3.3 Relation Pour $P_{py}(c=0, q = 0, \gamma \neq 0, \phi \neq 0)$ .....	31
2.2.3.4 Capacité Portante .....	33
2.2.3.5 Théorie de la Capacité Portante de Terzaghi Dans le cas d'une Rupture par Cisaillement locale.....	34
2.2.4 Théorie de Meyerhof (1951) .....	36
2.3 Expression des facteurs de la portance $N\gamma, Nc, Nq$ .....	37
2.3.1 Facteurs de portance d'après Meyerhof (1963).....	37
2.3.2 Facteurs de portance d'après J.B Hansen (1970).....	38
2.4 Charge Verticale Excentrée .....	41
2.5 Charge Centrée Inclinée.....	41
2.6 Semelle sur une Pente .....	42
2.6.1 Semelle sur la Pente d'un talus.....	42
2.6.2 Semelle sur la Crête d'une Pente .....	44
2.6.2.1 Solutions de Meyerhof.....	44
2.6.2.2 Les Solutions de Hansen (1970) & Vesic (1975) .....	48
2.6.2.3 Solution par L'Equilibre limite et L'Analyse Limite .....	48
2.6.2.4 Méthode des Contraintes.....	50
2.6.2.5 Relation Empirique Basée sur L'Essai en Centrifugeuse.....	50
2.7 Méthodes Numériques .....	53
2.7.1 Modélisation des Fondations Superficielles (P.Mesta & M.Prat).....	53
2.7.2 Modélisation du Sol et de la Fondation sans Structures.....	54
2.7.2.1 Cas d'une Fondation a la Géométrie Complexe.....	54
2.7.2.2 Cas d'une Fondation Rigide.....	55
2.7.2.3 Cas d'une Fondation Souple.....	55
2.7.3 Modélisation du Sol, de la Fondation, et des Structures.....	55

2.7.4	Influence de l'état Initial des Contraintes.....	56
2.7.5	Conseils pour la Réalisation des Maillages de Fondation Superficielle.....	56
2.7.6	Comportement des Sols et Modélisation des Fondations Superficielles.....	58
2.8	Solutions Numériques existantes.....	58
2.8.1	Griffiths (1982).....	58
2.8.2	Borst et Vermeer (1984).....	59
2.8.3	Manoharan (1995).....	59
2.8.4	Frydman (1997).....	59
2.8.5	Hans.L.Erickson et Andrew Drescher (2001).....	60
2.8.6	R.S.Merifield, S.W.Sloan et H.S.Y (1998).....	61
2.8.7	J.S.Shiau, A.V.Lyamin, et S.W.Slaon (2003).....	62
2.9	Conclusion.....	62

## **Chapitre Trois**

### **Généralités Sur la Stabilité des Pentes**

3.	Introduction.....	63
3.1	Définition .....	63
3.2	Aspect Général des Glissements.....	64
3.3	Causes de Glissements .....	65
3.4	Types de Glissements .....	65
3.4.1	Glissements Rotationnels .....	65
3.4.2	Glissements Translationnels.....	66
3.5	Types de Rupture .....	66
3.5.1	Talus en Déblais et Talus en Remblais sur Sols non Compressibles.....	66
3.5.2	Talus en Remblais sur Sols Compressibles .....	67
3.6	Analyse de la Stabilité .....	67
3.7	Méthode D'Analyse de la Stabilité des Talus.....	68
3.7.1	Rupture Plane... ..	69
3.7.2	Méthode de Fellenius (Rupture Circulaire).....	73
3.7.3	Méthode des Tranches de Bishop.....	75
3.7.4	Méthode du Cercle de Frottement.....	76
3.7.5	L'Analyse Limite.....	78
3.8	Conclusion.....	83



## Chapitre Quatre

### Aperçu Bibliographique sur le Renforcement des Pentes Par des Pieux

4. Introduction.....	84
4.1 L'analyse de la Stabilité des Talus Renforcée par des Pieux .....	85
4.1.1 L'Analyse Limite .....	86
4.2 Méthodes Utilisées pour la Détermination de la Pression du Sol Agissant sur les Pieux.....	89
4.2.1 Méthode d'ITO et de MATSUI.....	89
4.2.2 Analyse Découplée.....	91
4.2.2.1 Méthode de Pression .....	91
4.2.2.2 Méthode de Déplacement .....	92
4.2.3 Analyse Couplée .....	92
4.2.4 Méthodes Empirique de Broms.....	93
4.2.5 Analyse Numérique en 3D (Pan et al).....	93
4.2.6 Méthode de Réduction de la Résistance au Cisaillement .....	93
4.3 L'influence des Pieux sur le Coefficient de Sécurité de la Pente.....	94
4.4 Conclusion .....	96

## Chapitre Cinq

### Présentation de l'Outil Numérique Utilisé (PLAXIS)

5. Introduction.....	97
5.1 Présentation du Code PLAXIS .....	97
5.2 Conventions de Signe .....	98
5.3 Le Type de Modèle .....	99
5.4 Les Eléments .....	100
5.5 Les Modèles de Comportements Utilisés dans PLAXIS .....	100
5.5.1 Introduction .....	100
5.5.2 Modèle Elastique Linéaire .....	101
5.5.3 Modèle de MOHR-COULOMB.....	102
5.5.3.1 Module d'YOUNG .....	103
5.5.3.2 Coefficient de POISSON.....	104
5.5.3.3 Angle de Frottement .....	104
5.5.3.4 L'Angle de Dilatance.....	105
5.5.3.5 Autres Paramètres de Raideur .....	105

5.6	Modèle pour les Roches Fracturées (Jointed Rock Modèle) .....	106
5.7	Modèle de Sol avec Ecrouissage (Hardening Soil Modèle) .....	106
5.8	Modèle pour les Sols Mou (Soft Soil Modèle) .....	106
5.9	Modèle pour les Sols Mou avec Fluage .....	106
5.10	Modèle Défini par l'Utilisateur .....	106
5.11	Conclusion.....	106

## **Chapitre Six**

### **Présentation et Interprétation Des Résultats Obtenus**

6.	Introduction.....	108
6.1	Procédure de la Simulation.....	109
6.1.1	Présentation du cas Etudié.....	109
6.1.2	Caractéristiques des Matériaux.....	109
6.1.3	Etude Paramétrique.....	110
6.1.4	Maillage et Conditions aux Limites.....	110
6.1.5	Génération des Contraintes Initiales.....	113
6.1.6	Phases de Calcul.....	114
6.2	Calcul de L'Influence des Différents Paramètres.....	115
6.2.1	L'Effet de la Longueur du Pieu sur la Portance de la Fondation.....	116
6.2.2	L'Effet de la Position de la Rangée des Pieux .....	120
6.3	Résultats Relatifs a la Position de la Semelle par Rapport a la Crête du Talus.....	123
6.3.1	Cas Pour la Pente Sans Renforcement.....	123
6.3.2	Cas Pour la Pente Avec Renforcement.....	125
6.4	Comparaison des Résultats Obtenus Avec Ceux de la Littérature.....	128

### **Conclusion Générale**

1.	Travail Accompli.....	132
2.	Suggestions & Perspectives.....	133

### **Annexe**

### **Références Bibliographiques**

# Liste des Figures

## Chapitre Un

### Synthèse Bibliographique Sur le Comportement Des Fondations Superficielles

Figure 1.1	Types de Fondations Superficielles.....	06
Figure 1.2	Réactions d'Appuis de la Semelle Rigide.....	07
Figure 1.3	Réactions d'Appuis de la Semelle Souple.....	07
Figure 1.4	Semelle Rigide (Variabilité du Sol).....	08
Figure 1.5	Semelle Souple (Variabilité du Sol).....	08
Figure 1.6	Semelle Souple .....	08
Figure 1.7	Rupture par un Cisaillement Général .....	09
Figure 1.8	Rupture par un Cisaillement Local .....	11
Figure 1.9	Rupture par un Poinçonnement .....	11
Figure 1.10	Nature de la Rupture en Fonction de la Densité Relative.....	12
Figure 1.11	Mécanisme de Rupture d'une Fondation (Modèle Réduit).....	13

## Chapitre Deux

### Méthodes De Calcul De La Capacité portante

Figure 2.1	Courbes chargement-tassement d'une Fondation Superficielle .....	17
Figure 2.2	Equilibre de Rankine.....	18
Figure 2.3	Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl 1920).....	20
Figure 2.4	Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl 1920).....	21
Figure 2.5	Model utilisé par Terzaghi pour la Détermination des facteurs de portance.....	23
Figure 2.6	Courbes chargement-tassement d'une Semelle sur un Sable dense $C1$ , et un Sable lâche $C2$ (Terzaghi, 1943).....	23
Figure 2.7	Facteurs de la portance de Terzaghi.....	24
Figure 2.8	Surface de rupture d'un Sol sous une Charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi.....	25
Figure 2.9	Force passive sur la face $bc$ .....	26
	Détermination de $P_{pq}$ ( $\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0$ ).....	27
Figure 2.11	Détermination de $P_{pc}$ ( $\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c \neq 0$ ).....	30
Figure 2.12	Détermination de $P_{py}$ ( $\varphi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c \neq 0$ ).....	32
Figure 2.13	Surface de rupture modifiée d'un sol supporte une fondation superficielle sous une charge ultime.....	34

Figure 2.14	line de glissement pour une semelle Filante Rugueuse.....	36
Figure 2.15	Le facteur $N_\gamma$ trouvé pour des semelles filantes en fonction de l'angle de frottement $\phi$ pour le sable et $\delta$ pour la sous-surface de la semelle (Hansen et Christensen, 1969).....	39
Figure 2.16	Facteurs de portance de Hansen.....	39
Figure 2.17	Zones plastiques d'un sol près d'une semelle sous une charge inclinée.....	42
Figure 2.18	Nature de la zone plastique sous une semelle filante rugueuse implantée sur une pente d'un talus.....	43
Figure 2.19	Variation du facteur $N_{cq}$ pour un sol purement cohésif selon Meyerhof (semelle sur pente).....	44
Figure 2.20	Variation du facteur $N_{\gamma q}$ pour un sol granulaire selon Meyerhof (semelle sur pente).....	44
Figure 2.21	semelle filante sur une pente.....	45
Figure 2.22	Variation du facteur $N_{cq}$ pour un sol purement cohésif selon Meyerhof (semelle sur pente).....	45
Figure 2.23	Facteur $N_{\gamma q}$ pour un sol granulaire (semelle sur une pente) (Meyerhof)...	46
Figure 2.24	Courbe charge-tassement pour une semelle filante repose sur une pente (résultats d'un essai pour un model $B = 76.2 \text{ mm}$ , $C_u = 27.5 \text{ kN/m}^2$ , $b/B = 0$ , $D_f/B=0$ ).....	47
Figure 2.25	Les zones de rupture pour les cas $D_f/B > 0$ et $b/B > 0$ .....	50
Figure 2.26	Théorie de Graham et al. pour les valeurs de $N_{\gamma q}$ ( $D_f/B=0$ ).....	51
Figure 2.27	Théorie de Graham et al. pour les valeurs de $N_{\gamma q}$ ( $D_f/B=0.5$ ).....	51
Figure 2.28	Théorie de Graham et al. pour les valeurs de $N_{\gamma q}$ ( $D_f/B=1$ ).....	51
Figure 2.29	Semelle au Bord d'un Talus.....	52
Fifure 2.30	Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle...	57

## Chapitre Trois

### Généralités Sur la Stabilité des Pentes

Figure 3.1	Illustration d'un glissement de terrain.....	64
Figure 3.2	Glissements rotationnels & Glissements translationnels.....	66
Figure 3.3	Analyse de stabilité des pentes.....	68
Figure 3.4	Rupture circulaire.....	74
Figure 3.5	Une tranche i.....	75
Figure 3.6	Forces agissant sur la tranche n.....	76
Figure 3.7	Méthode du cercle de Frottement.....	77
Figure 3.8	Mécanisme de Rupture d'un Talus.....	80

## Chapitre Quatre

### Aperçu Bibliographique Sur le Renforcement Des Pentes Par des Pieux

Figure 4.1	Talus Renforcé Par des Pieux.....	87
Figure 4.2	État de déformation plastique d'un sol autour des pieux (Ito et Matsui).....	90

## Chapitre Cinq

### Présentation de l'outil numérique utilisé (*PLAXIS*)

Figure 5.1	Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte positives..	98
Figure 5.2	Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.....	99
Figure 5.3	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol...	100
Figure 5.4	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	102
Figure 5.5	Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion.....	103
Figure 5.6	Définition du module à 50 % de la rupture.....	104

## Chapitre Six

### Présentation et Interprétation des Résultats Obtenus

Figure 6.1	Les paramètres géométriques .....	109
Figure 6.2	Maillage adopté.....	111
Figure 6.3	Conditions aux limites.....	111
Figure 6.4	Application du chargement gravitaire.....	113
Figure 6.5	Génération des contraintes initiales avant l'application de la charge.....	114
Figure 6.6	Déformation du massif du sol après génération des contraintes initiales	114
Figure 6.7	Application du chargement.....	115
Figure 6.8	Activation des Pieux.....	115
Figure 6.9	Variation du BCI en fonction de h/B ( $\varphi=35^\circ$ ).....	117
Figure 6.10	Variation du BCI en fonction de h/B ( $\varphi=38^\circ$ ).....	118

---

Figure 6.11	Variation du BCI en fonction de $h/B$ ( $\varphi=42^\circ$ ).....	118
Figure 6.12	Mécanisme de rupture ( $b/B=1$ sans renforcement).....	119
Figure 6.13	Mécanisme de rupture ( $b/B=1$ $h/B=1$ ).....	119
Figure 6.14	Mécanisme de rupture ( $b/B=1$ ( $b/B=1$ $h/B=1,5$ )).....	119
Figure 6.15	Mécanisme de rupture ( $b/B=1$ $h/B=2$ ).....	119
Figure 6.16	Mécanisme de rupture ( $b/B=1$ $h/B=3$ ).....	120
Figure 6.17	Mécanisme de rupture ( $b/B=1$ $h/B=4$ ).....	120
Figure 6.18	Variation du BCI en fonction de $d/B$ ( $\varphi=35^\circ$ ).....	122
Figure 6.19	Variation du BCI en fonction de $d/B$ ( $\varphi=38^\circ$ ).....	122
Figure 6.20	Variation du BCI en fonction de $d/B$ ( $\varphi=42^\circ$ ).....	123
Figure 6.21	Variation de la portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus « $b/B$ » (sans renforcement).....	124
Figure 6.22	Variation de la portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus « $b/B$ » (avec renforcement).....	126
Figure 6.23	Variation de la portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus « $b/B$ » ( $\varphi=35^\circ$ ).....	127
Figure 6.24	Variation de la portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus « $b/B$ » ( $\varphi=38^\circ$ ).....	127
Figure 6.25	Variation de la portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus « $b/B$ » ( $\varphi=42^\circ$ ) .....	128
Figure 6.26	Variation du BCI en fonction de $h/B$ ( $\varphi=42^\circ$ $b/B=0$ ).....	129
Figure 6.27	Variation du BCI en fonction de $h/B$ ( $\varphi=42^\circ$ $b/B=0$ ).....	129
Figure 6.28	Variation du BCI en fonction de $h/B$ ( $\varphi=42^\circ$ $b/B=1$ ).....	130
Figure 6.29	Variation du BCI en fonction de $d/B$ ( $\varphi=42^\circ$ $b/B=0$ ).....	130
Figure 6.30	Variation du BCI en fonction de $d/B$ ( $\varphi=42^\circ$ $b/B=1$ ).....	131

# **LISTE DES TABLEAUX**

## **Chapitre Un**

### **Synthèse Bibliographique Sur le Comportement Des Fondations Superficielles**

1 .1	Valeurs estimées de la capacité portante d'une fondation ou pression admissible (d'après BS 8004) .....	15
------	---	----

## **Chapitre Deux**

### **Méthodes De Calcul De La Capacité Portante**

2.1	Les facteurs de la capacité portante selon Terzaghi .....	33
2.2	Les facteurs de la capacité portante modifiés selon Terzaghi .....	35
2.3	Facteurs de portance selon Hansen.....	40
2.4	Les facteurs de la capacité portante selon Saran, Seed et Handra .....	49
2.5	Comparaison des capacités portante calculées d'une semelle filante sur la crête d'un talus (Bakir et al., 1994).....	53
2.6	Facteurs de la capacité portante $N\gamma$ pour une fondation circulaire .....	60
2.7	Facteurs de la capacité portante $Nc'$ pour une fondation circulaire .....	61

## **Chapitre Six**

### **Présentation et Interprétation Des Résultats Obtenus**

6.1	Programme de simulation pour l'étude paramétrique.....	112
6.2	La Portance (en KPa) pour les différentes longueurs des pieux.....	117
6.3	La Portance (en KPa) pour les différentes positions de la rangée de pieux.....	121
6.4	Valeurs de la Portance (en KPa) pour les différentes positions de la semelle par rapport à la crête .....	124
6.5	Valeurs de la Portance (en KPa) pour les différentes positions de la semelle par rapport à la crête (avec renforcement).....	125



# INTRODUCTION GENERALE

## 1. Problématique

*Il y a plusieurs situations où des fondations sont construites sur des surfaces de terrain en pente ou à côté d'une crête de pente. Quand une semelle est réalisée sur une pente, sa capacité portante peut être sensiblement réduite, selon la position de la semelle par rapport à la pente. Par conséquent il n'est pas possible d'utiliser une fondation superficielle, et l'utilisation des types non économiques (des pieux ou des caissons) devienne la seule solution appropriée du problème. D'ailleurs, sur des années, la stabilisation des terrains en pente a devenue l'un des sujets les plus intéressants pour la recherche scientifique, en mécanique des sols. Plusieurs techniques ont été suggérées pour améliorer la stabilité des terrains en pentes, et d'ici l'amélioration de la capacité portante. Parmi ces techniques on trouve, la modification de la géométrie de la surface en pente, traitement chimique, l'utilisation des sols renforcés ou l'installation des structures de soutènement comme les murs ou les pieux. De nombreuses études sur le renforcement pentes, ont été réalisées pour améliorer la capacité portante des semelles. Huang et al. [15], Mandal et al. [21], Selva durai et al. [24], Sawicki et al. [25], Yoo C [30] et Zornberg et al. [32]. Ces auteurs ont démontré que non seulement la stabilité de la pente qu'est peut être augmentée, mais également la capacité portante et le tassement de la*

*semelle peuvent être aussi améliorés par l'inclusion des renforts (couches de geogrilles, ou de géotextile. Par conséquent, l'utilisation des pieux pour stabiliser les terrains en pente, a été considérée comme l'une des techniques importantes pour le renforcement des pentes dans les dernières décennies. Ces pieux, qui peuvent être inclus au niveau de la crête ou dans la pente elle-même agissent en tant que éléments de résistance. Plusieurs études ont rapporté la réussite de l'utilisation des pieux afin d'améliorer la stabilité des pentes Ausilio, et al. [1], Chen et al. [6], De Beer et Walays [10], Hassiotis et al. [13] Hong et Han [14], , Hull et Poulos [16], Lee et al. [20], Poulos [23] et Viggiani [26].*

## **2. Objectif**

*Force est de constater que la plupart des études concernant la stabilisation des pentes ont visé l'analyse de la stabilité de la pente elle-même (amélioration des coefficients de sécurité vis-à-vis des glissements). Cependant, les études faites pour l'amélioration de la capacité portante d'une semelle construite sur une pente renforcée par une rangée de pieux sont rares. Par conséquent le but de cette analyse est de comprendre le comportement d'une semelle filante soutenue par une couche de sable en pente stabilisée par une rangée de pieux. Donc L'objectif principal de ce travail est de déterminer et établir la relation entre les paramètres variables d'une rangée de pieux et la portance de la semelle. En outre, pour découvrir le meilleur endroit de la rangée de pieux qui donne la meilleure amélioration de la capacité portante de la semelle.*

## **Structure du Mémoire**

*Le présent mémoire est constitué de six chapitres présentés comme suit :*

*Le premier chapitre présentera un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement et les différents mécanismes de rupture.*

*Le deuxième chapitre sera consacré à la présentation des différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.*

*Le troisième chapitre fera, en premier lieu, l'objet de l'aspect général et les causes des glissements des terrains, suivi des types de glissements. En second lieu, sera discuté les méthodes d'analyse de la stabilité des talus.*

*Le quatrième chapitre concernera le renforcement des pentes par des pieux*

*Il sera utile d'aborder, dans le cinquième chapitre l'outil numérique qui sera utilisé.*

*Le sixième chapitre cœur de ce mémoire, présentera les résultats obtenus par une analyse numérique du comportement d'une semelle filante supportée par un sable en pente renforcé par une rangée de pieux.*

*Finalement, sur la base des résultats obtenus, ce travail sera clôturé par une conclusion où il sera mentionné les perspectives quant à sa continuation ultérieure.*

# **Chapitre Un**

## **Synthèse Bibliographique Sur le**

### **Comportement Des Fondations**

#### **Superficielles**

#### **1. Introduction**

*Des temps immémoriaux, les sols ont été utilisés pour soutenir des fondations ou exécuter des constructions, à travers les âges et depuis que les structures ont commencé à monter au-dessus de la terre, les projeteurs et les concepteurs ont admis le besoin d'établir des fondations consistantes, et stables, pour que les constructions résistent mieux aux forces de la nature. Avant que les méthodes scientifiques n'aient pas été identifiées comme les mieux adaptées à la solution des problèmes de génie civil, des énormes ouvrages ont été construits pendant ces temps, et ont restés en service. Par conséquent les travaux de fondations sont développés, essentiellement, comme un art s'appuyant sur des pratiques et des usages issus de réalisations antérieures satisfaisantes.*

*Durant ces dernières années, des améliorations considérables ont été réalisées dans la connaissance des propriétés physiques des sols et dans l'évaluation de la validité des théories sur le comportement des sols, ainsi les méthodes d'études et de réalisations ont subi d'importants changements. Bien que l'expérience reste toujours le critère essentiel, les méthodes rationnelles d'étude ont largement dépassées les règles empiriques.*

*Dans ce chapitre, en premier lieu, il sera question de donner la définition et les types des fondations superficielles, il sera ensuite de parler de réactions d'appuis de la semelle filante, enfin les types de ruptures de ces fondations seront discutés.*

### **1.1 Définition d'une fondation**

Dans son sens le plus strict, la fondation est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et à ses charges : elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol. Il existe deux grands types de transmission des charges des constructions aux couches des sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

### **1.2 Fondations superficielles**

Les fondations superficielles sont, par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes elles ont leur base située au-dessus d'une profondeur que l'on peut définir comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus (profondeur critique): ce sont les semelles, radiers, etc. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base.

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont :

$B$ , la largeur de la fondation

$L$ , la longueur de la fondation

$D$ , l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

Une fondation est dite superficielle si  $D < 1,5 \cdot B$

Si  $D > 5B$  la fondation est dite profonde

Si  $1,5 B < D < 5 B$  la fondation est semi profonde

Pour les fondations superficielles, la fondation est appelée :

Radier : si la surface totale du bâtiment est la fondation

Semelle : si seule une partie de la surface du bâtiment correspond à la fondation

De plus pour une semelle si :

$L/B > 10$  il s'agit d'une semelle filante (le problème peut être considéré comme bidimensionnel)

### **1.3 Types de fondations superficielles**

On distingue trois types de fondations superficielles

**a) Les semelles isolées**

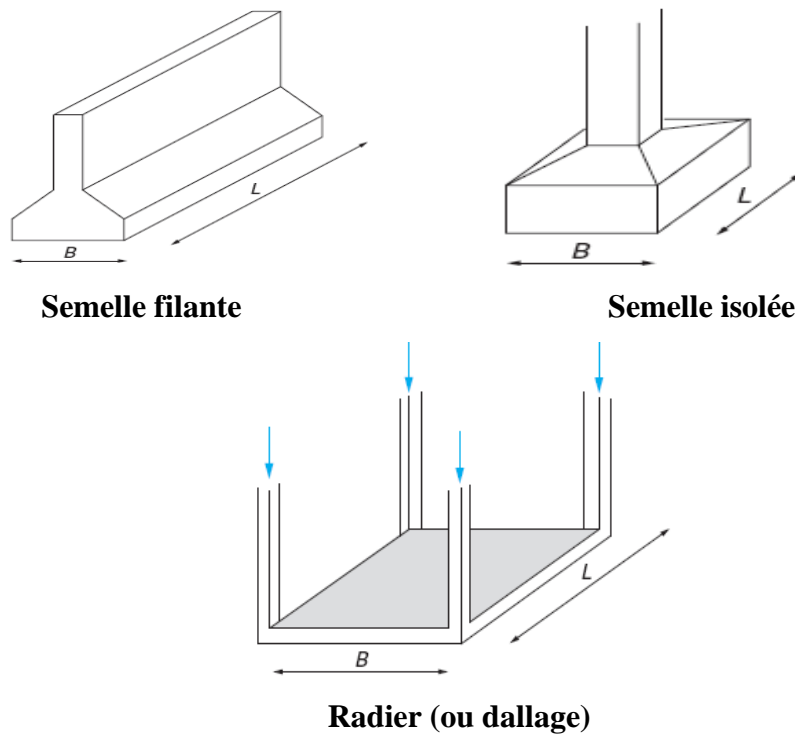
Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un édifice présente des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs). Les semelles isolées, dont les dimensions en plan  $B$  et  $L$  sont toutes deux au plus de quelques mètres; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L = 1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre  $B$ ).

**b) Les radiers ou dallage**

Les radiers ou dallage ont des dimensions  $B$  et  $L$  importante, cette catégorie inclut les radiers généraux.

**c) Les semelles filantes**

La semelle filante est une semelle continue rectiligne portant un mur ou une rangée de piliers. Son rôle est de répartir les charges qui lui sont appliquées sur une plus grande surface que ne le ferait le mur qu'elle soutient, afin de ne pas s'enfoncer dans le sol. Les fondations filantes ont généralement une largeur  $B$ , et une longueur  $L$  ( $L/B > 10$ )



**Figure 1.1 Types de fondations superficielles**

## 1.4 Réactions d'appuis de la semelle filante

### a) Uniformité du sol

- **Semelle rigide** → dans ce cas, on peut dire que la force portante en tout point de la semelle est substantiellement la même. Cependant, cette réaction ne sera uniforme que si le centre de la semelle coïncide avec le centre des charges des colonnes.

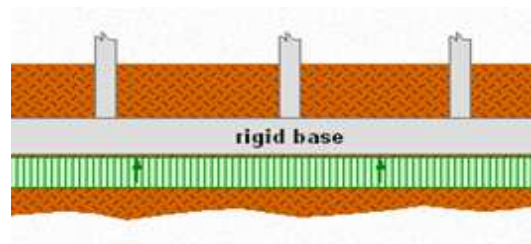


Figure 1.2 réaction d'appui de la semelle rigide

- **Semelle souple** → dans ce cas, la force portante sera plus grande en dessous des colonnes qu'entre deux colonnes successives. La pression n'est donc ni uniforme ni linéaire.

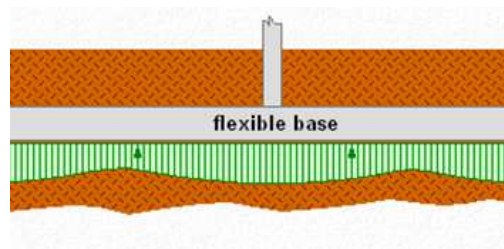


Figure 1.3 réaction d'appui de la semelle souple

### b) Variabilité du sol

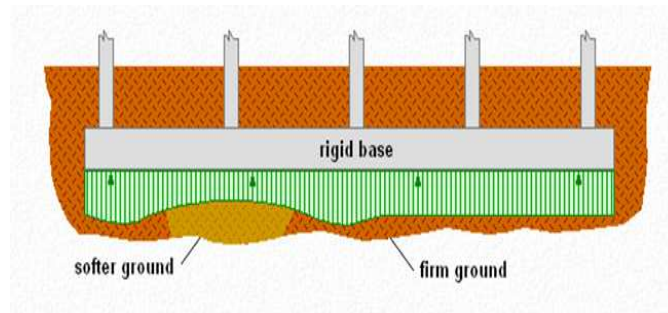
Si le sol est variable sous la semelle filante, la force portante aura alors un comportement différent du précédent.

Deux cas qui se présentent de nouveau à nous :

- **Semelle rigide** → dans ce cas, la semelle tendra à régler uniformément la force portante mais, à l'endroit où le sol est plus souple, la force sera moindre. Pour garder

l'équilibre vertical des forces, la force portante va donc augmenter de chaque côté de la section moins porteuse du sol.

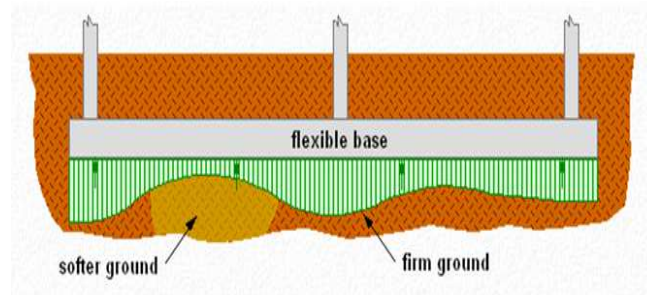
En résumé, la semelle tend à décharger la partie du sol moins rigide et à transférer les charges sur les sections plus rigides.



**Figure 1.4 Semelle rigide**

- **Semelle souple** → dans ce cas, il y a à nouveau deux cas

Soit la partie plus souple se trouve entre deux colonnes. La semelle subit alors à cet endroit une légère déformation vers le haut, qui réduira la force portante et l'augmentera aux extrémités de cette zone moins porteuse ;



**Figure 1.5 Semelle souple**

Soit la section plus souple se trouve sous une colonne. Alors la force portante la plus importante, qui devrait avoir lieu sous cette colonne si le sol avait été uniforme, se voit réduite par le sol mou, ce qui conduit à une meilleure homogénéité des réactions d'appuis de la semelle.



## 1.5 Phénomène de rupture

### 1.5.1 Types de rupture d'une fondation superficielle

La *figure 1.2* montre une semelle superficielle de largeur  $B$  ancree à une profondeur  $D_f$  par rapport a la surface du sol (un sable dense ou une argile raide). Si on applique une charge  $q = Q/A$  ( $A =$  aire de la fondation) d'une façon progressive sur cette fondation, alors la semelle subie un tassement qui croit avec l'intensité de la charge. Quand  $q$  devient égale a  $q_u$  pour un tassement  $S = S_u$ , le sol soutenant la fondation subit soudainement une rupture par cisaillement. La surface de rupture dans le sol est indiquée dans la *figure. 1.2a*, et la courbe (chargement -tassement) est montrée dans la *figure. 1.2b*. Ce type de rupture s'appelle rupture par cisaillement général, et  $q_u$  est la capacité portante. Notons que, dans ce type de rupture, la valeur maximale  $q = q_u$  est clairement définie sur la courbe chargement-tassement.

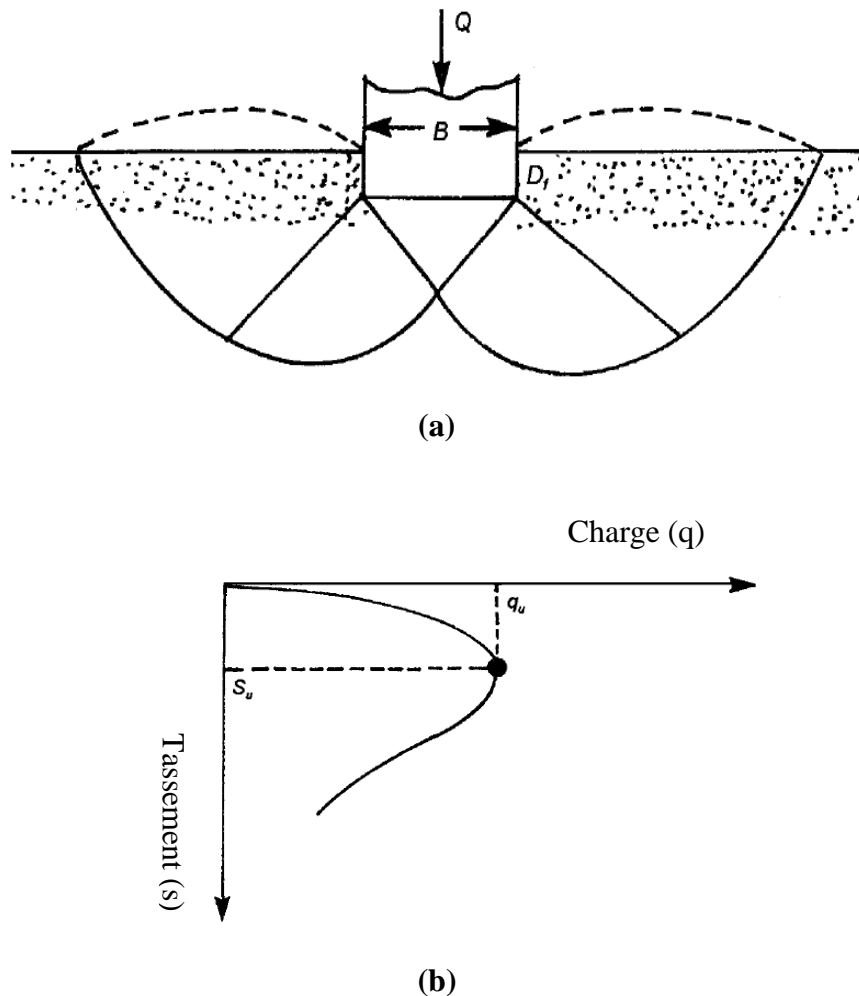
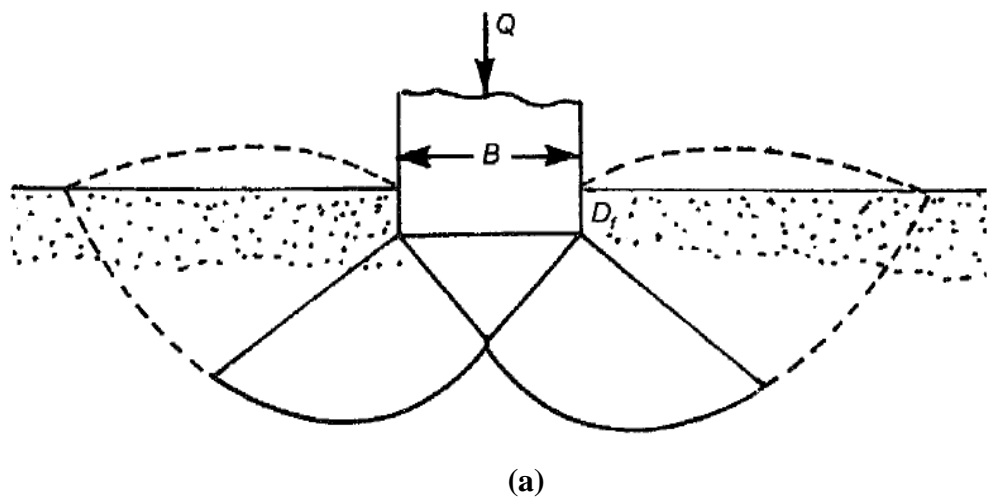


Figure 1.7 rupture par un cisaillement générale

Si la fondation montrée dans la *figure 1.7a* est soutenue par un sable moyennement dense ou une argile d'une consistance moyenne (*figure 1.8a*), la courbe chargement-tassement prend la forme indiquée sur la *figure 1.8b*. Notons que la valeur de  $q$  croit avec le tassement jusqu'à  $q = q'_u$ , qui est appelée habituellement la première charge de rupture. A ce moment, la surface de rupture développée dans le sol serait comme celle montrée (par des lignes continues) dans la *figure 1.8a*. Si on augmente la charge appliquée sur la fondation, la courbe chargement-tassement devient irrégulière avec des sautilllements, est la surface de rupture se prolonge suivant la courbe représentée en trait discontinu dans la *Figure 1.8b*. Quand  $q$  devient égal à  $q_u$  (capacité portante), la surface de rupture atteint la surface du sol. Au-delà, la courbe chargement-tassement prend presque une forme linéaire, mais aucun pic n'est observé. Ce type de rupture appelé rupture par cisaillement locale.

La *figure 1.9a* montre la même fondation repose sur un sable lâche ou une argile molle. Pour ce cas, la courbe chargement-tassement aura l'allure de la courbe de la *figure 1.9b*. le pic n'est pas bien observé. La capacité portante,  $q_u$ , est définie au point où  $\Delta s / \Delta q$  devient grand, puis il reste presque constant. Ce type de rupture dans le sol appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas, la surface de rupture n'atteint jamais la surface du sol.



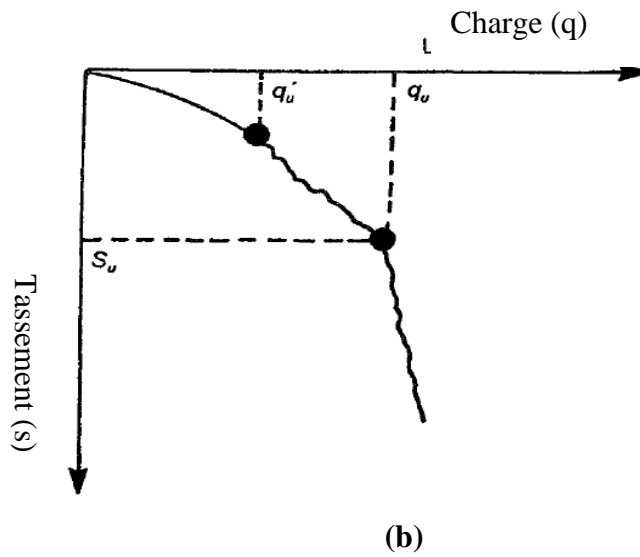


Figure 1.8 rupture par un cisaillement local

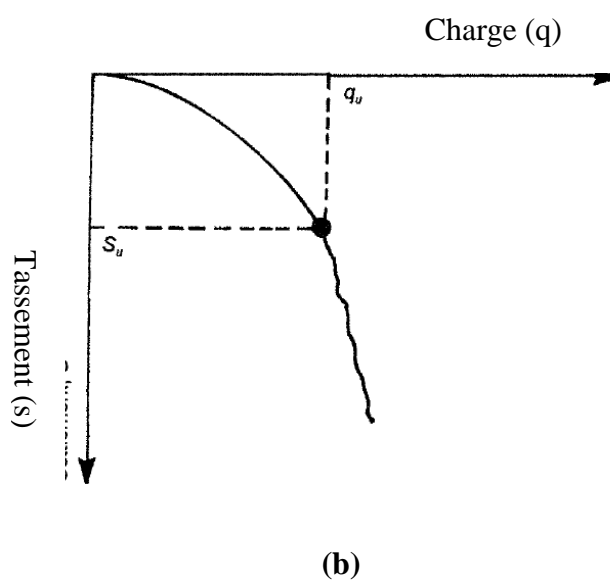
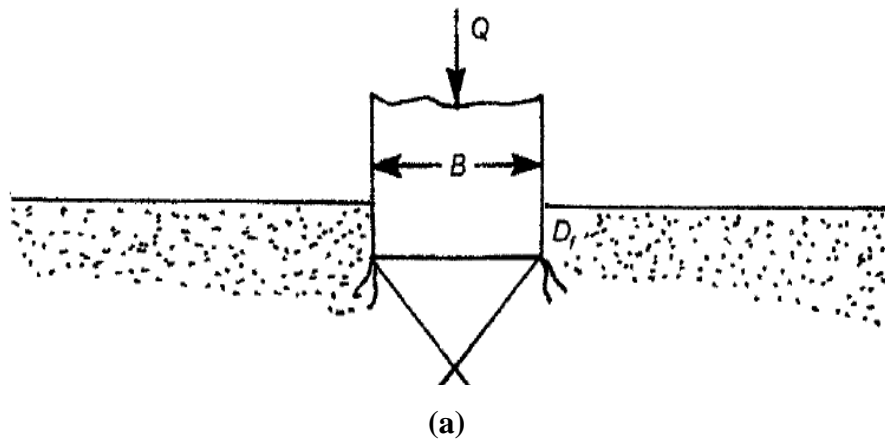


Figure 1.9 rupture par poinçonnement

La nature de la rupture dans le sol à la charge ultime est en fonction de plusieurs facteurs tels que la résistance et la compressibilité relative du sol, l'ancrage de la fondation ( $D_f$ ) par rapport à la largeur de la fondation ( $B$ ), et le rapport largeur-longueur ( $B/L$ ) de la fondation. Ceci a été clairement expliqué par Vesic qui a réalisé des essais dans le laboratoire (un sable). Le résumé des résultats de Vesic est montré sous une forme légèrement différente sur la *figure. 1.10*. Dans cette figure,  $D_r$ , est la densité relative du sable,  $R$ , le rayon hydraulique de la fondation, qui est défini par :

$$R = A/P$$

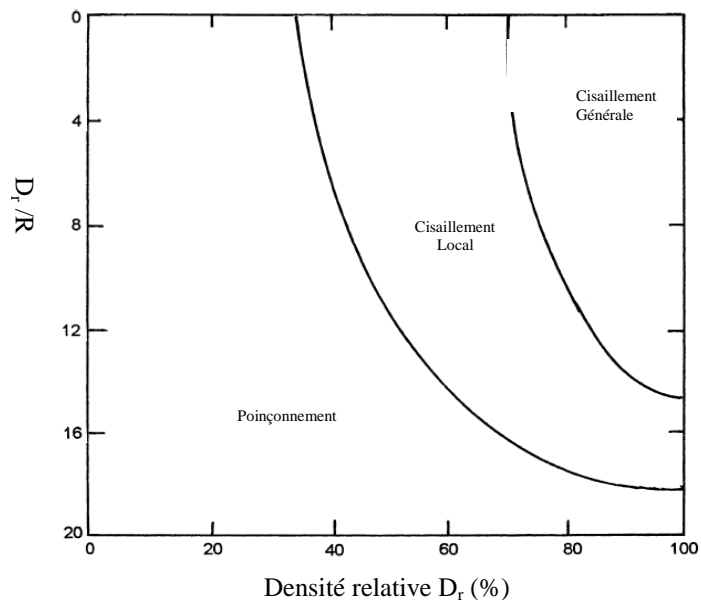
Avec  $A$  = surface de la fondation =  $BL$

$P$  = périmètre de la fondation =  $2(B + L)$

Ainsi  $R = BL / 2(B+L)$

Pour une fondation carrée,  $B = L$ , donc  $R = B/4$

De la *figure. 1.10* il peut voir que, quand  $D_f / R \geq$  environ 18, la rupture par poinçonnement se produise dans tous les cas, indépendamment de la densité relative du sable



**Figure 1.10 Nature de la rupture en fonction de la densité relative  $D_r$  et  $D_f/R$ .**

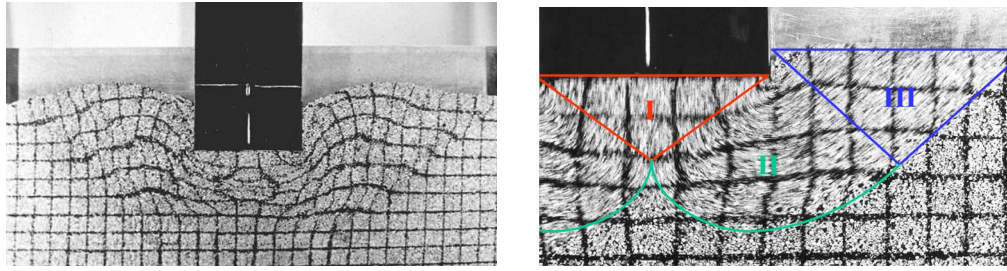
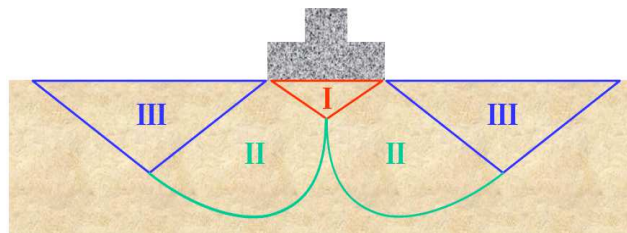


Figure 1.11 Mécanisme de rupture d'une fondation (modèle réduit)



**I** : état élastique

**III** : état d'équilibre passif de Rankine

**II** : zone de cisaillement radial

(Spirale logarithmique assurant la transition entre les zones **I** et **III**)

## 1.6 Philosophies de conception des fondations

### 1.6.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation du facteur de sécurité)

Le facteur de sécurité  $F_S$  est de l'ordre de 2 à 3 au plus, il est employé pour s'assurer que les charges des fondations sont de manière significative moins que la résistance au cisaillement du sol de support et que les tassements ne sont pas excessifs.

La valeur relativement élevée du facteur singulier de la sécurité tient compte de

- \* Incertitudes en conditions de charge et des variations défavorables de charge
- \* Incertitudes en états de sol et en paramètres
- \* Conséquences de rupture, incertitudes dans les méthodes d'analyse

### 1.6.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)

Vise à s'assurer que toutes les conditions d'exécution appropriées sont satisfaites dans toutes les circonstances imaginables:

- État Limite ultime : Concerné par l'effondrement et le dommage majeur.
- État Limite D'utilité : Concerné par l'utilité et le dommage mineur.

Les exemples des états de limites incluent:

- Rupture par cisaillement
- Rupture par glissement
- Rupture par renversement
- Tassement ou soulèvement excessifs
- Rupture de la structure de l'élément de fondation

Il convient de noter que la portance admissible des fondations superficielles presque est toujours commandée par des critères de tassement et très rarement par des critères de rupture par cisaillement. Cependant, en ce qui concerne la sécurité contre la rupture de cisaillement, la charge structurale permise sur une fondation est calculée par la méthode contrainte admissible. Lors d'une étude préliminaire ou du contrôle d'un calcul, il est utile de connaître les ordres de grandeur de la capacité portante admissible pour des roches ou des sols types. Il y a une gamme des méthodes empiriques basées sur des résultats d'essai in situ.

Le tableau 1.1 fournit de telles valeurs ; naturellement, celles-ci doivent être prises avec prudence.

Catégorie	Types des roches et des sols	Capacité portante admissible en kN/m <sup>2</sup>
Sols pulvérulents	Gravier dense ou sable et gravier dense	> 600 kN/m <sup>2</sup>
	Gravier dense moyen, ou sable et gravier denses moyens	< 200 à 600 kN/m <sup>2</sup>

	Gravier lâche, ou sable et gravier lâches	< 200 kN/m <sup>2</sup>
	Sable compact	> 300 kN/m <sup>2</sup>
	Sable dense moyen	100 à 300 kN/m <sup>2</sup>
	Sable lâche	< 100 kN/m <sup>2</sup> dépendent dessus degré de relâchement
Sols cohérents	Argiles plus "bold" très raides et argiles dures	300 à 600 kN/m <sup>2</sup>
	Argiles raides	150 à 300 kN/m <sup>2</sup>
	Argile ferme	75 à 150 kN/m <sup>2</sup>
	Argiles et vases mous	< 75 kN/m <sup>2</sup>
	Argile très molle	Non applicable
Tourbe		Non applicable
La terre faite		Non applicable

**Tableau 1.1 - Valeurs estimées de la capacité portante ou pression admissible d'une fondation (d'après le BS 8004)**

## **Conclusion**

*Comme toute construction, les fondations superficielles sont sujettes à des désordres qui sont dus généralement aux déformations, l'assise est le plus souvent en cause, soit par son hétérogénéité, soit par suite des travaux, à cet effet l'étude de la capacité portante c'est avéré primordiale.*

# **Chapitre Deux**

## **Méthodes De Calcul De La Capacité portante**

### **2. INTRODUCTION**

*L'un des sujets les plus importants dans le domaine de la géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. Dans un premier temps, l'ingénieur géotechnicien, cherchera à fonder son ouvrage superficiellement, pour des raisons de coût évidentes Il devra, alors, se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. Capacité portante et tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles. Pour ces raisons, de nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes. Prandtl et Reissner ont présenté les premières solutions analytiques pour la capacité portante des fondations superficielles. Terzaghi a proposé la formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi).*



Dans ce chapitre, nous donnerons d'abord une définition de la capacité portante, ensuite en parlera des méthodes de calcul de la capacité portante.

## 2.1 Définition de la capacité portante

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la (Figure 2.1) qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée  $B$  et la profondeur où est située sa base est notée  $D$ . Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur  $D$  donnée et relevons les tassements  $s$  obtenus en fonction de la charge appliquée  $Q$ .

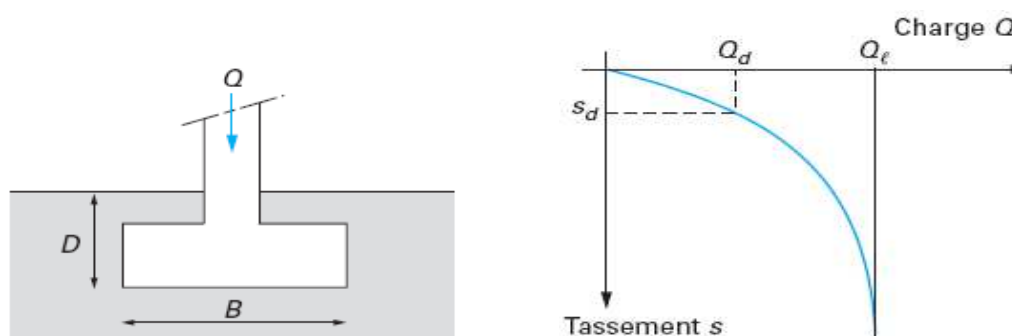


Figure 2.1 Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge  $Q_l$ , il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre). Cette charge  $Q_l$  est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

## 2.2 Méthodes de calcul de la capacité portante

### 2.2.1 Théorie de Rankine (1857)

Pour Rankine le problème se ramène à l'étude de l'équilibre, sous l'extrémité de la fondation, entre un coin actif sous la demi-semelle et un coin passif à l'extérieur (I et II de la figure 2.2).

Le principe de la méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact d'un écran.

Si  $f$  est la contrainte exercée par le sol sur l'écran, la force de poussée ou de butée par unité de longueur de l'écran a pour expression :

$$F = \int f dz \quad (2.1)$$

Cette méthode repose sur l'hypothèse simplificatrice fondamentale suivante :

La présence de discontinuités, provoquées par la présence de murs ou d'écrans à la surface d'un massif de sol, ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol.

Ainsi, sur un plan parallèle à la surface du massif de sol, la contrainte reste verticale et égale à  $\gamma z \cos \beta$  ( $\beta$  : angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontale).

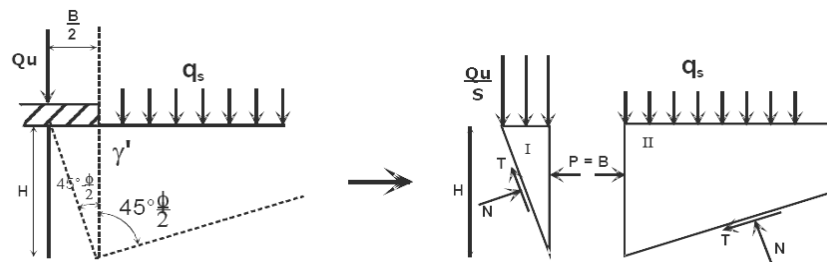


Figure.2.2 Equilibre de Rankine

La plus grande force qui puisse s'appliquer avant la rupture contre le coin II passif, est égale à la butée, soit :

$$P_p = q_s H k_p + \gamma' / 2 H^2 k_p + 2c' H \sqrt{k_p} \quad (2.2)$$

Avec

$$H = B/2 \operatorname{tg}(\pi/2 + \varphi/2) = B/2 \sqrt{k_p} \quad (2.3)$$

Ainsi

$$P_p = q_s B/2 k_p^{3/2} + \gamma' / 8 B^2 k_p^2 + c' B k_p \quad (2.4)$$

Cette butée doit être égale à la poussée

$$P_a = Q_u / B \left[ H / k_p + \gamma' / 2 \cdot H^2 / k_p - 2c' H / k_p \right] \quad (2.5)$$

L'expression qui donne la charge maximale que supportera la semelle ou capacité portante

$$Q_u / B = P_a / H \left[ k_p - \gamma' / 2 \cdot H + 2c' \right] \sqrt{k_p} \quad (2.6)$$

)

En remplaçant :  $H = B / 2 \sqrt{k_p}$

$$Q_u / B = 2P_a / B \left[ \sqrt{k_p} - \gamma' / 4 \cdot B \sqrt{k_p} + 2C' \right] \sqrt{k_p} \quad (2.7)$$

À la limite de l'équilibre  $P_a = P_p$

$$Q_u / B = B \left[ \gamma' / 4 (k_p^{5/2} - k_p^{1/2}) + 2C' (k_p^{3/2} + k_p^{1/2}) + \gamma' D k_p^2 \right] \quad (2.8)$$

Qui s'écrit sous la forme condensée :

$$q_u = Q_u / B = B \left[ \gamma' / 2 N_\gamma + C' N_c + \gamma D N_q \right] \quad (2.9)$$

Avec

$$N_\gamma = 1/2 (k_p^{5/2} - k_p^{1/2}) \quad (2.10)$$

$$N_q = k_p^2 \quad (2.11)$$

$$N_c = 2(k_p^{3/2} + k_p^{1/2}) \quad (2.12)$$

$N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  sont les facteurs de surface, de profondeur et de cohésion respectivement

### 2.2.2 Théorie de Prandtl (1920)

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant, d'angle de frottement interne  $\varphi$  et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniformes tel que :

( $P = q_u$  et  $q = \gamma D$ ), a été résolu pour la première fois par Prandtl (1920).

Prandtl (1920) a donné son mécanisme de rupture le plus accepté et le plus utilisé ensuite par les autres auteurs. D'après Prandtl le mécanisme de rupture sous la fondation, supposé à base lisse présente un système de lignes de glissement réparties sur trois zones distinctes :

- La zone *I* en équilibre de poussée de Rankine.
- La zone *II* en équilibre de Prandtl, cette zone est appelée saut de Prandtl
- La zone *III* en équilibre de buttée de Rankine.

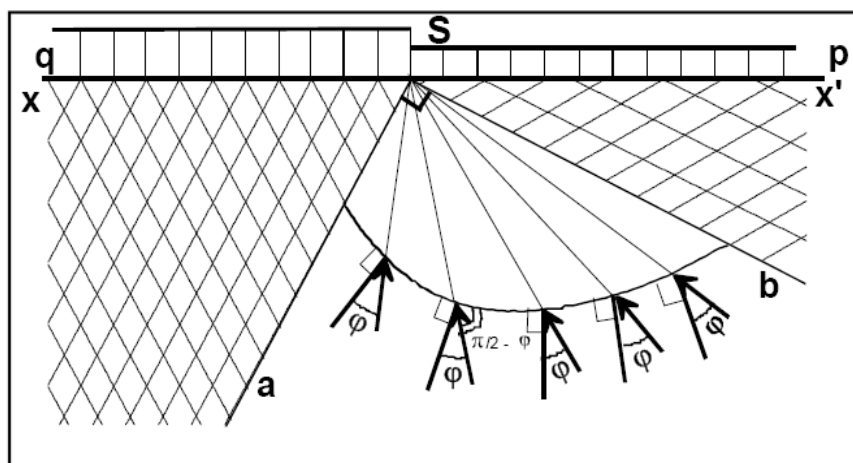


Figure.2.3 Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl 1920)

Dans la zone *I* et *III*, la famille de lignes de glissement est formée bien de droites.

Dans la zone *II*, une famille de lignes de glissement est constituée de courbes. Il s'agit de lignes de glissement appartenant à cette même famille et qui sont homothétiques entre elles et forment des spirales logarithmiques. L'autre famille des lignes de glissement est formée de droites, faisant un angle de  $\varphi$  avec la normale aux points d'intersection avec les spirales, et ayant toutes un point de rebroussement à l'intersection des deux surcharges.

Il est à noter que les spirales logarithmiques peuvent s'écrire sous la forme, en coordonnées polaires, de :

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \operatorname{tg} \varphi} \quad (2.13)$$

Le problème se ramène donc à l'étude de l'équilibre du bloc (*SAB*) en écrivant que le moment en *S* de l'ensemble des forces est nul.

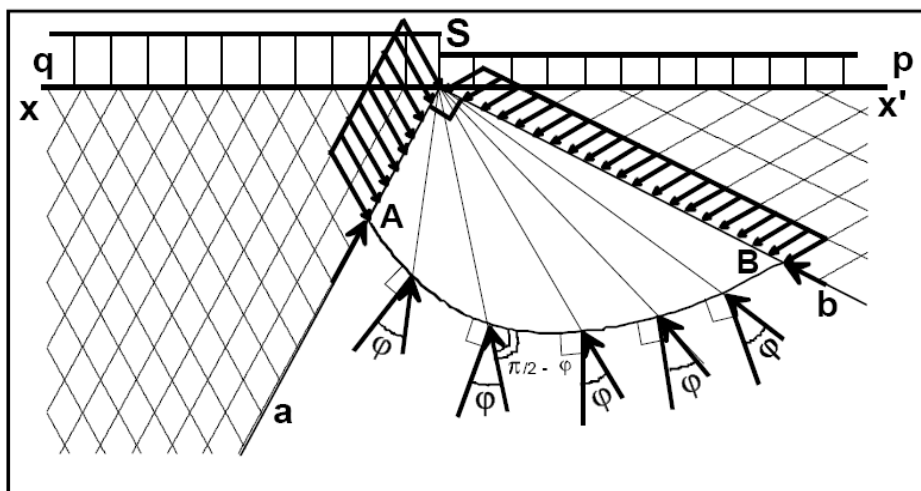


Figure.2.4 Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl 1920)

On notera  $q_1$  et  $q_2$  les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires  $AO$  et  $Ae$ . L'équilibre de poussée et de butée de Rankine dans un milieu non pesant donne :

$$q_1 = q_u \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad q_2 = \gamma \cdot D \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.14)$$

On peut traduire l'équilibre du bloc  $AOe$  en écrivant que le moment en  $A$  de l'ensemble des forces appliquées est nul.

$$\text{Soit, } \frac{AO}{2} \cdot AO \cdot q_1 \cdot \tan \varphi - \frac{Ae}{2} \cdot Ae \cdot q_2 \cdot \tan \varphi = 0 \quad (2.15)$$

$$\text{On a alors, } \frac{AO}{Ae} = e^{-\varepsilon g \varphi} \quad (2.16)$$

Donc,  $q_1$  et  $q_2$  sont liées par la relation suivante dans l'équilibre de Prandtl

$$\frac{q_1}{q_2} = \left(\frac{AO}{Ae}\right)^2 = e^{-2\varepsilon g \varphi} = e^{-\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi} \quad (2.17)$$

Puisque l'angle  $\varepsilon$  que font  $AO$  et  $Ae$  est égal à  $\pi/2$

Donc finalement on a:

$$q_u = \gamma \cdot D \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi} \quad \text{C'est-à-dire} \quad N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi} \quad (2.18)$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl Caquot, car ces deux auteurs l'ont publiée, indépendamment l'un de l'autre vers [1920].

### 2.2.3 Théorie de Terzaghi (1943)

Les équations développées par Terzaghi (1943) ont été utilisées pendant longtemps et continuent à être employées par des ingénieurs. Son développement est inspiré à partir des études de Rankine (1857), Prandtl (1920), et Reissner (1924). Le modèle bidimensionnel utilisé par Terzaghi (figure 2.5) se présentait en une semelle filante avec une largeur de  $2B$  (plus tard, les auteurs ont utilisés une largeur  $B$  au lieu de  $2B$ ) et une profondeur d'encrage de la base de la semelle par rapport à la surface du sol de  $D_f$ .

Terzaghi a également utilisé une semelle à base rugueuse et une semelle à base lisse, dont la courbe de chargement-tassement est représentée sur la figure 2.6. Le bloc  $abd$  se déplace verticalement vers le bas, le bloc  $ade$  caractérisé par la courbe spirale ( $de$ ) est considéré en état de rupture par cisaillement le long de cette courbe, et le bloc  $aef$  est considéré être dans un état d'équilibre plastique de Rankine.

L'équation exprimée par Terzaghi qui sert à la détermination de la capacité portante s'écrit

$$Q_D = 2B(cN_c + \gamma D_f N_q + \gamma B N_\gamma) \quad \text{rupture par cisaillement générale} \quad (2.14)$$

$$Q_D = 2B(2/3 c N'_c + \gamma B N'_q + \gamma B N'_\gamma) \quad \text{rupture par cisaillement locale} \quad (2.15)$$

Avec  $Q_D$  = charge de rupture de la semelle filante

$C$  = la cohésion du sol

$\gamma$  = poids volumique du sol

$N_c, N'_c, N_q, N'_q, N_\gamma, N'_\gamma$  facteurs de la portance

La différence entre les deux formes de rupture (cisaillement générale et cisaillement locale) est illustrée dans la *figure 2.6*, où la rupture par un cisaillement générale est représentée par la ligne continue. Le tassement pour les sols mous ou lâches est plus grand que les sols denses, pour cette raison Terzaghi a proposé de réduire les valeurs des facteurs de portance pour les sols lâches.

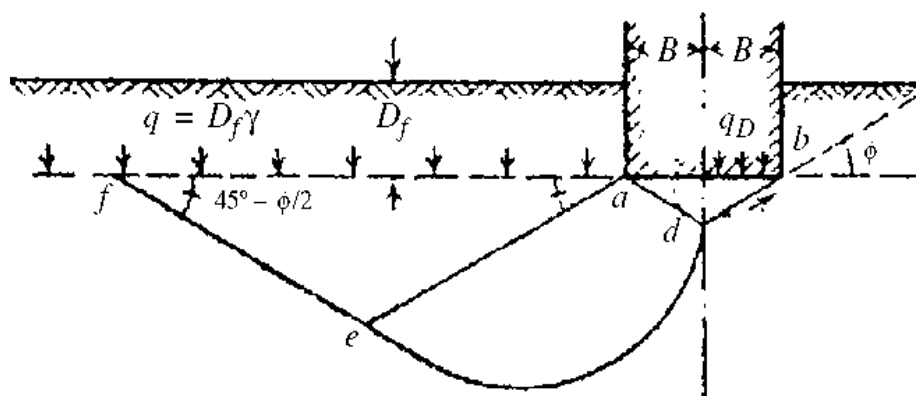


Figure.2.5 Model utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance

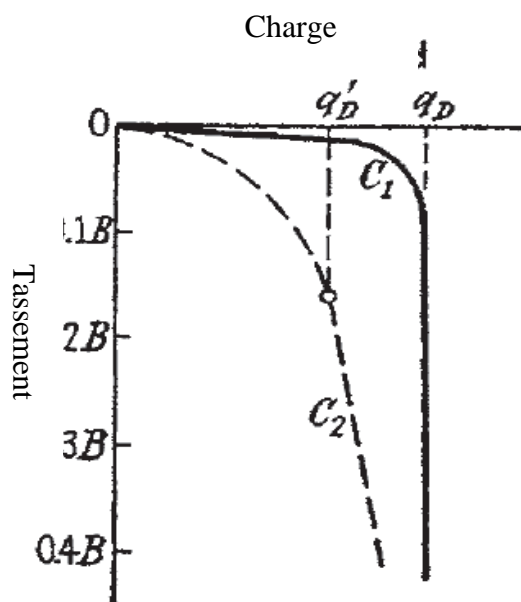


Figure 2.6 Courbe chargement-tassement d'une semelle sur un sable dense  $C_1$ , et un sable lâche  $C_2$  (Terzaghi, 1943).

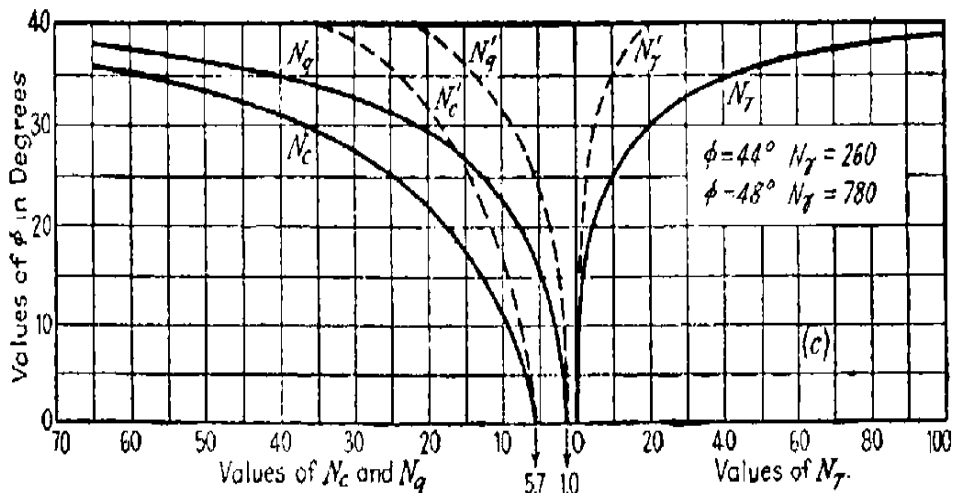


Figure 2.7 Facteurs de la portance de Terzaghi

En 1948, Terzaghi a proposé une théorie bien-conçue pour la détermination de la portance d'une semelle filante rigide soutenue par un sol homogène profond. La surface de rupture sous la charge ultime  $q_u$ , est montrée sur la *figure 2.8*. D'après cette *figure*, la surface de rupture sous la fondation peut être divisée en trois zones principales:

- La zone *abc* : C'est une zone élastique triangulaire située au-dessous de la semelle. L'inclinaison des faces *ac* et *bc* est  $\alpha = \phi$  (l'angle de frottement interne du sol).
- La zone *bcf* : Cette zone est la zone de cisaillement radial du Prandtl.
- La zone *bfg* : Cette zone est la zone passive de Rankine. Les lignes de glissement dans cette zone font un angle de  $\pm(45 - \phi/2)$  avec l'horizontal.

La zone de cisaillement radial de Prandtl et la zone passive de Rankine sont également situées à la gauche de la zone triangulaire élastique *abc*; mais, elles ne sont pas montrées dans la *figure. 2.8*. La ligne *cf* est un arc d'une spirale logarithmique, défini par l'équation :

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (2.19)$$

Les lignes *fb* et *fg* sont des lignes droites. La ligne *fg* s'étend jusqu'à la surface du sol. Terzaghi a supposé que le sol situé au-dessus de la semelle est remplacé par une surcharge

$$q = \gamma D_f \quad (2.20)$$



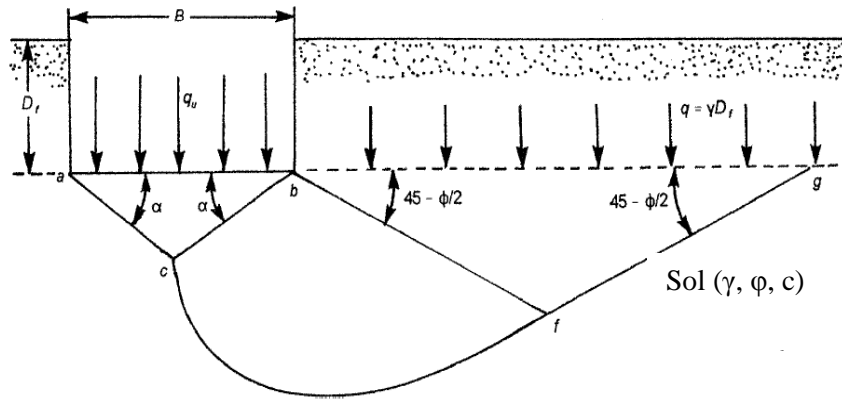


Figure 2.8 Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide (d'après Terzaghi)

La résistance au cisaillement du sol est donnée par :

$$\tau = \sigma' \tan \phi + c \quad (2.21)$$

Avec  $\sigma'$  : la contrainte normale effective

$C$  : la cohésion

La portance,  $q_u$ , de la semelle peut être déterminée en considérant les faces  $ac$  et  $bc$  du triangulaire  $abc$ , et en déterminant les forces passives sur chaque face qui provoque la rupture. Il est à noter que la force passive  $P_p$  est en fonction de la surcharge  $q = \gamma D_f$ , la cohésion  $c$ , le poids volumique  $\gamma$ , et l'angle de frottement interne du sol  $\phi$ . Ainsi, en se référant à la *figure 2.9*, la force passive  $P_p$  sur la facette  $bc$  par unité de longueur de la semelle, est :

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma} \quad (2.22)$$

Avec  $P_{pq}$ ,  $P_{pc}$  et  $P_{p\gamma}$  : composantes de la force passive dues respectivement à  $q, c$ , et  $\gamma$

Il est important de noter que les directions des forces  $P_{pq}$ ,  $P_{pc}$ , et  $P_{p\gamma}$  sont vertical, puisque la face  $bc$  fait un angle  $\phi$  avec l'horizontal, et  $P_{pq}$ ,  $P_{pc}$ , et  $P_{p\gamma}$  doivent faire un angle  $\phi$  avec la normale tracé de  $bc$ . Afin d'obtenir  $P_{pq}$ ,  $P_{pc}$ , et  $P_{p\gamma}$ , la méthode de superposition peut être utilisée.

### 2.2.3.1 Relation pour $P_{pq}$ ( $\varphi \neq 0$ , $\gamma = 0$ , $q \neq 0$ , $c = 0$ )

Considérons le bloc  $bcff$  du sol montré dans la figure 2.9 (également montrée dans la figure 2.10). Pour ce cas le centre de la spirale logarithmique, se trouve au point  $b$ . Les forces par unité de longueur du coin  $bcff$  dues à la surcharge  $q$  sont montrées dans la figure 2.10a, et sont :

1.  $P_{pq}$
2. Surcharge,  $q$
3. La force passive de Rankine,  $P_{p(1)}$
4. La force de frottement résistante le long de l'arc  $cf$ ,  $F$

La force passive de Rankine,  $P_{p(1)}$ , est exprimée comme :

$$P_{p(1)} = qK_p H_d = q H_d \tan^2 (45 + \varphi/2) \quad (2.23)$$

Avec :  $H_d = fj$

$K_p = \tan^2 (45 + \varphi/2)$ : coefficient de pression passive du sol

Selon les propriétés d'une spirale logarithmique qui est définie par l'équation  $r = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$ , la ligne radiale à n'importe quel point fait un angle  $\varphi$  avec la normale. Par conséquent, la ligne d'action de la force de frottement  $F$  passe par le point  $b$ , qui représente le centre de la spirale logarithmique (comme montrée dans la figure 2.10a). En exprimant le moment par rapport au point  $b$ , et en considérant la stabilité du coin  $abc$  :

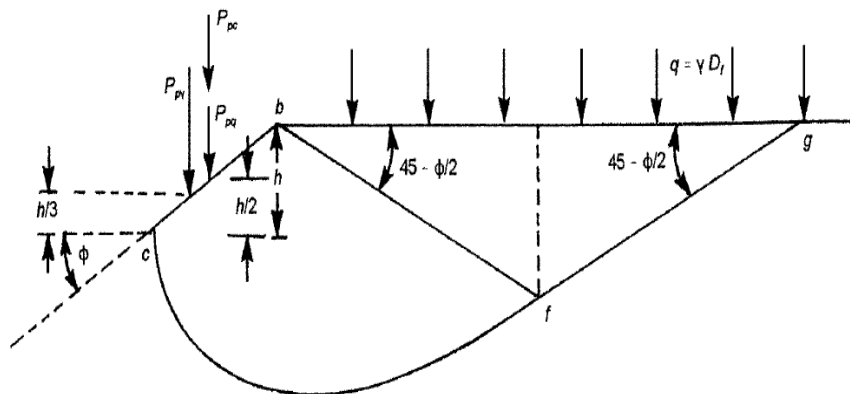


Figure 2.9 Forces passives sur la face  $bc$

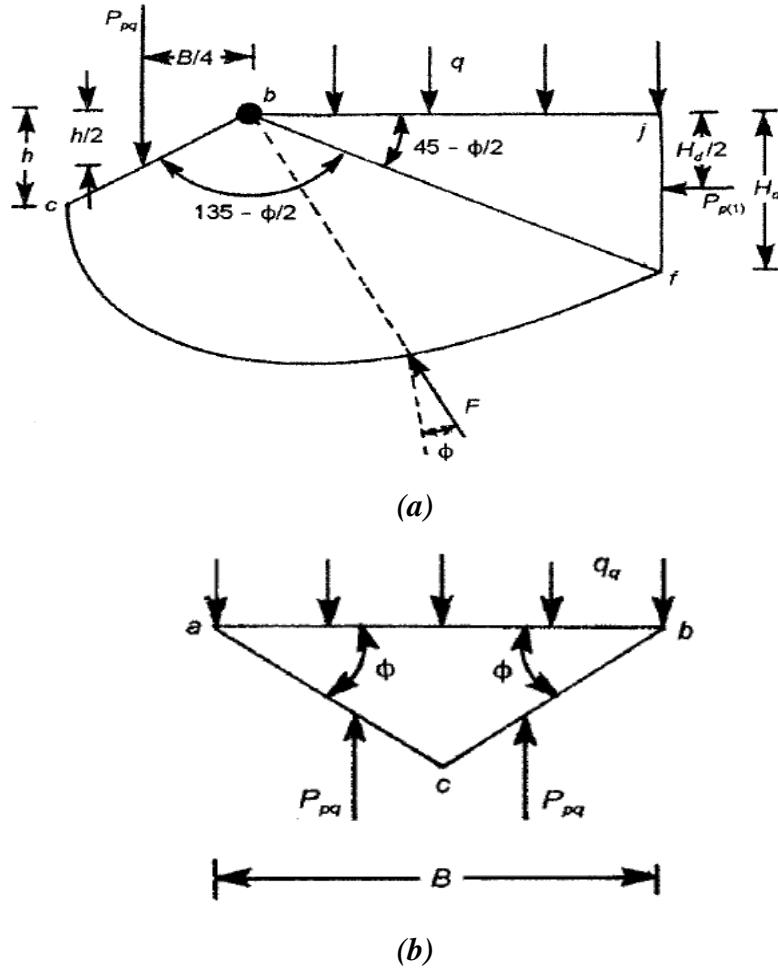


Figure 2.10 Détermination de  $P_{pq}$  ( $\phi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0$ )

$$P_{pQ} \left( \frac{B}{4} \right) = q(\overline{bj}) \left( \frac{\overline{bj}}{2} \right) + P_{p(l)} \frac{H_d}{2} \quad (2.24)$$

De l'équation (2.20)

$$\overline{bf} = r_1 = r_0 e^{\left( \frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \quad (2.25)$$

$$\text{Comme } \overline{bj} = r_1 \cos \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.26)$$

$$\text{Et } H_d = r_1 \sin \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.27)$$

En combine les équations (2.21),(2.23)et (2.26),(2.27)

$$\frac{P_{pq}B}{4} = \frac{qr_1^2 \cos^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}{2} + \frac{qr_1^2 \sin^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}{2} \quad (2.28)$$

$$\text{Ou bien } P_{pq} = \left(\frac{B}{4}\right) \left[ qr_1^2 \cos^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (2.29)$$

Maintenant, en combine les équations, (2.24) et (2.28)

$$P_{pq} = \frac{qBe^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{4 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2.30)$$

En considère la stabilité du coin élastique *abc* sous la fondation comme montré sur la *figure 2.10b*

$$q_q(B \times 1) = 2P_{pq} \quad (2.31)$$

Avec  $q_q$  : la charge par unité de surface sur la fondation, ou

$$q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \underbrace{\left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right]}_{Nq} = qN_q \quad (2.32)$$

### 2.2.3.2 Relation pour $P_{pc}$ ( $\varphi \neq 0$ , $\gamma = 0$ , $q \neq 0$ , $c \neq 0$ )

La *figure 2.11* montre la forme du coin *bcbfj* (se référer également à la *figure 2.9*). Comme dans le cas de  $P_{pq}$ , le centre de l'arc de la spirale logarithmique se trouve au point *b*. Les forces agissant sur le coin sont dues à la cohésion *c* sont montrées également dans la *figure 2.11*, et sont :



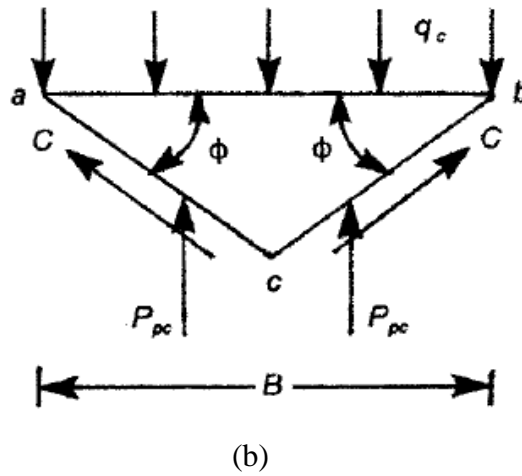


Figure 2.11 Détermination de  $P_{pc}$  ( $\phi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c \neq 0$ )

Les relations pour  $H_d$ ,  $r_0$ , et  $r_1$  en termes de  $B$  et  $\phi$  sont donnés dans les équations (2.24) et (2.25) respectivement, en combine les équations (2.27),(2.26) et (2.35)

$$\sin^2(45 - \phi/2) \times \tan(45 + \phi/2) = \frac{1}{2} \cos \phi \quad (2.37)$$

Considérant l'équilibre du coin abc (figure 2.11b)

$$q_c(B \times 1) = 2c \sin \phi + 2P_{pc} \quad (2.38)$$

Avec  $q_c$  la force par unité de surface de la fondation

$$q_c = c \cot \phi \left[ \underbrace{\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} - 1}_{N_c} \right] = cN_c = c \cot \phi (N_q - 1) \quad (2.39)$$

### 2.2.3.3 Relation pour $P_{p\gamma}$ ( $\varphi \neq 0$ , $\gamma \neq 0$ , $q = 0$ , $c = 0$ )

La figure 2.12a montre la forme du coin  $bcfj$ . C'est une forme différente des formes montrées sur les figures 2.10 et 2.11, le centre de la spirale logarithmique se trouve au point  $O$  et non au point  $b$ . Les forces par unité de longueur appliquées au coin  $bcfj$  sont :

1. La force passive,  $p_{p\gamma}$
2. Le poids du coin  $bcfj$ ,  $W$
3. La résultante de la force de résistance de frottement agissant le long de l'arc  $cf$ ,  $F$
4. La force passive de Rankine,  $P_{p(3)}$

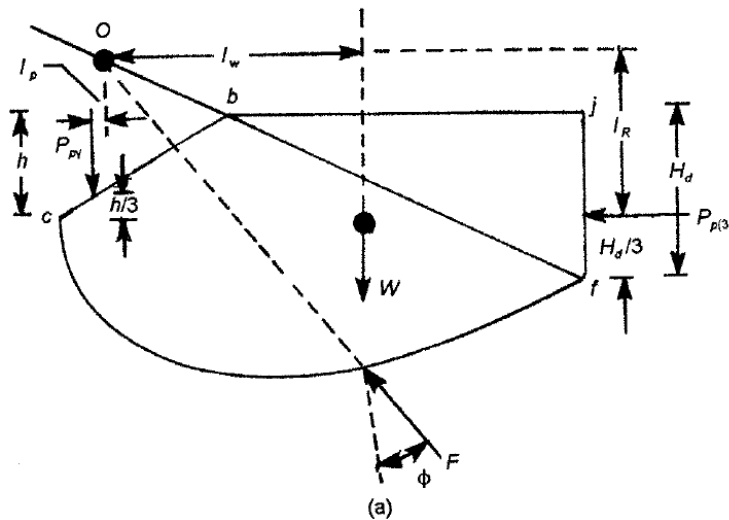
La force passive de Rankine,  $P_{p(3)}$  est donné par la relation suivante :

$$p_{p(3)} = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.40)$$

Noter également que la ligne d'action de la force  $F$  passe par le point  $O$ . Considérant le moment par rapport au point  $O$  :

$$P_{p\gamma} l_p = W l_w + P_{p(3)} l_R \quad (2.41)$$

$$\text{Ou } P_{p\gamma} = \frac{1}{l_p} [W l_w + P_{p(3)} l_R] \quad (2.42)$$



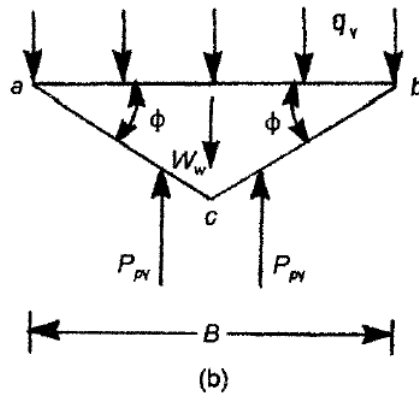


Figure 2.12 Détermination de  $P_{p\gamma}$  ( $\phi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c = 0$ )

Considérant la stabilité du coin  $abc$  suivant les indications de la figure 2.12, on peut écrire

$$q_{\gamma} B = 2P_{p\gamma} - W_w \quad (2.43)$$

Avec :  $q_{\gamma}$  : force par unité de surface de la fondation

:  $W_w$  : Le poids du coin  $abc$

Cependant 
$$W_w = \frac{B^2}{4} \gamma \tan \phi \quad (2.44)$$

Alors 
$$q_{\gamma} = \frac{1}{B} \left( 2P_{p\gamma} - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \phi \right) \quad (2.45)$$

La force passive  $P_{p\gamma}$  est exprimée sous la forme suivante:

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_p = \frac{1}{2} \gamma \left( \frac{B \tan \phi}{2} \right)^2 k_{p\gamma} = \frac{1}{8} \gamma B^2 k_{p\gamma} \tan^2 \phi \quad (2.46)$$

Avec  $Kp\gamma$  : coefficient de la pression passive des terres

Substituant l'équation (2.45) dans (2.46)

$$q_{\gamma} = \frac{1}{B} \left( \frac{1}{4} \gamma B^2 k_{p\gamma} \tan^2 \phi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \phi \right) = \frac{1}{2} \gamma B \underbrace{\left( \frac{1}{2} k_{p\gamma} \tan^2 \phi - \frac{\tan \phi}{2} \right)}_{N_{\gamma}} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \quad (2.47)$$



### 2.2.3.4 Capacité portante

La charge ultime par unité de surface de la fondation (c'est-à-dire, la portance  $q_u$ ) d'un sol avec une cohésion  $c$ , un angle de frottement interne  $\phi$ , et un poids propre  $\gamma$  s'écrit :

$$q_u = q_q + q_c + q_\gamma \quad (2.48)$$

Substituant les relations du  $q_q$ ,  $q_c$ , et  $q_\gamma$  donné par les équations (2.31), (2.38), et (2.46) dans l'équation (2.47) :

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.49)$$

Avec  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  : facteurs de la capacité portante, avec

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan \phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2.50)$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (2.51)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} k_{p\gamma} \tan^2 \phi - \frac{\tan \phi}{2} \quad (2.52)$$

**Tableau 2.1 Les Facteurs de la capacité portante d'après TERZAGHI**

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.54	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.10	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.10	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.06	21	18.92	8.26	4.31	38	77.55	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

Terzaghi a proposé les formules suivantes pour les semelles carrées et circulaires.

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \text{ (fondation carrée; } B \times B) \quad (2.53)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3 \gamma BN_\gamma \text{ (fondation circulaire; } B \times B) \quad (2.54)$$

Plusieurs études expérimentales ont été réalisées pour estimer la portance des fondations superficielles, depuis on a conclu que les hypothèses de Terzaghi concordent bien. Cependant, l'angle  $\alpha$  que font les faces  $ac$  et  $bc$  (figure 2.8) avec l'horizontal est plus près de  $45 + \varphi/2$ , et pas  $\varphi$  comme proposé par Terzaghi. Dans ce cas, la surface de rupture du sol sera comme montrée sur la figure 2.13. La méthode de superposition a été utilisée pour obtenir les facteurs de portance,  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$ .

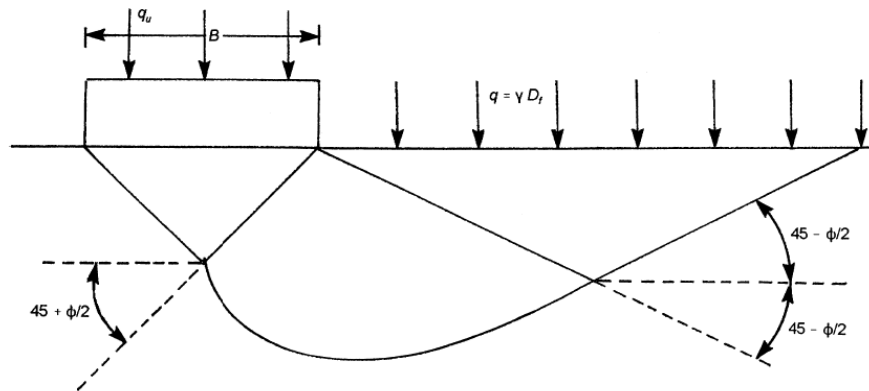


Figure 2.13 Surface de rupture modifiée d'un sol supporte une fondation superficielle sous la charge ultime

### 2.2.3.5 Théorie de la capacité portante de Terzaghi dans le cas d'une rupture par cisaillement locale

Il est évident, dans ce qui précède, que la théorie de portance de Terzaghi a été obtenue pour la rupture d'un sol par un cisaillement générale. Cependant, la rupture par un cisaillement locale, Terzaghi a suggéré les relations suivantes :

Fondation superficielle ( $B/L=0$  ;  $L$ =longueur de la fondation)

$$q_u = c'N_c' + q'N_q' + 1/2 \gamma B N_\gamma' \quad (2.55)$$

Fondation carrée ( $B = L$ )

$$q_u = 1.3c'N_c' + qN_q' + 0.4\gamma BN_\gamma' \quad (2.56)$$

Fondation circulaire ( $B = \text{diamètre}$ )

$$q_u = 1.3c'N_c' + qN_q' + 0.3\gamma BN_\gamma' \quad (2.57)$$

Avec  $N_c'$ ,  $N_q'$ , et  $N_\gamma'$  = facteurs modifiés de la portance

$$c' = 2c/3 \quad (2.58)$$

Les facteurs modifiés de la portance peuvent être obtenus par la substitution du  $\phi$  par  $\phi' = \text{tg}^{-1}(0.67\text{tg}\phi)$  dans les équations (2.49), (2.50), et (2.51). Les variations de  $N_c'$ ,  $N_q'$ , et  $N_\gamma'$  avec  $\phi$  sont montrées dans le tableau 2.2

**Tableau 2.2 Les Facteurs de la capacité portante modifiés d'après TERZAGHI**

$\phi$	N'c	N'q	N'γ	$\phi$	N'c	N'q	N'γ	$\phi$	N'c	N'q	N'γ
0	5.70	1.00	0.00	17	10.47	3.13	2.18	34	23.72	11.67	7.22
1	5.90	1.07	0.005	18	10.90	3.36	2.59	35	25.18	12.75	8.35
2	6.10	1.14	0.02	19	11.36	3.61	3.07	36	26.77	13.97	9.41
3	6.30	1.22	0.04	20	11.85	3.88	3.64	37	28.51	15.32	10.90
4	6.51	1.30	0.055	21	12.37	4.17	4.31	38	30.43	16.85	12.75
5	6.74	1.39	0.074	22	12.92	4.48	5.09	39	32.53	18.56	14.71
6	6.97	1.49	0.10	23	13.51	4.82	6.00	40	34.87	20.50	17.22
7	7.22	1.59	0.128	24	14.14	5.20	7.08	41	37.45	22.70	19.75
8	7.47	1.70	0.16	25	14.80	5.60	8.34	42	40.33	25.21	22.50
9	7.74	1.82	0.20	26	15.53	6.05	9.84	43	43.54	28.06	26.25
10	8.02	1.94	0.24	27	16.03	6.54	11.60	44	47.13	31.34	30.40
11	8.32	2.08	0.30	28	17.13	7.07	13.70	45	51.17	35.11	36.00
12	8.63	2.22	0.35	29	18.03	7.66	16.18	46	55.73	39.48	41.70
13	8.96	2.38	0.42	30	18.99	8.31	19.13	47	60.91	44.54	49.30
14	9.31	2.55	0.48	31	20.03	9.03	22.65	48	66.80	50.46	59.25
15	9.67	2.73	0.57	32	21.16	9.82	26.87	49	73.55	57.41	71.45
16	10.06	2.92	0.67	33	22.39	10.69	32.23	50	81.33	65.60	85.75

Vesic suggère une meilleure méthode pour obtenir  $\phi'$  pour l'estimation du  $N_c'$  et  $N_q'$  pour des semelles posées sur un sable sous la forme :

$$\phi' = \text{tg}^{-1}(K \text{tg} \phi) \quad (2.59)$$

$$K=0.67+D_r-0.75D_r^2 \text{ (pour } 0 \leq D_r \leq 0.67) \quad (2.60)$$

Avec  $D_r$  = densité relative du sable

### 2.2.4 Théorie de Meyerhof (1951)

En 1951, Meyerhof a publié une théorie de la portance qui peut s'appliquer aux fondations rugueuses superficielles et profondes. La surface de rupture à la charge ultime sous une semelle superficielle continue supposée par Meyerhof comme indiqué sur la figure 2.14. Sur cette figure,  $abc$  est une zone triangulaire élastique montrée sur la figure 2.6,  $bcd$  est une zone de cisaillement radiale avec  $cd$  est un arc d'une spirale logarithmique, et  $bde$  est une zone de cisaillement mixte dans laquelle où le cisaillement varie entre les limites de cisaillement radial et plan, dépendant de la profondeur et la rugosité de la semelle. Le plan  $be$  est appelé surface libre équivalente. Les contraintes normales et de cisaillement dans le plan  $be$  sont  $P_0$  et  $\tau_0$ , respectivement. La méthode de superposition est utilisée pour déterminer la portance,  $q_u$ , de la semelle filante et exprimé

$$q_u = c.N_c + q.N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.61)$$

Avec  $N_c$ ,  $N_q$ , et  $N_\gamma$  facteurs de la capacité portante,  $B$  : largeur de la semelle

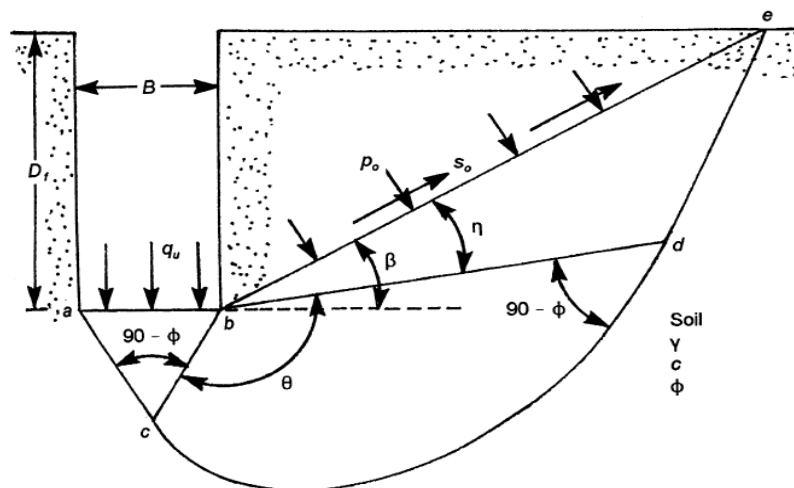


Fig.2.14 ligne de glissement pour une semelle filante rugueuse

## 2.3 Expressions des facteurs de portance $N_\gamma$ , $N_c$ et $N_q$

Un nombre d'auteurs ont fait des propositions pour les facteurs de portance, comme Caquot et Kérisel (1953), Meyerhof (1963), Hansen et Christensen (1969), Hansen (1970), et Vesic (1973). La forme de base de l'équation de la capacité portante (Eq. .14), proposé par Terzaghi, a été acceptée par la plupart des investigateurs précédents ; cependant, deux modifications ont été suggérées :

(1) : une analyse utilise un modèle modifié par rapport au modèle proposé par Terzaghi (figure 2.5)

(2) : une amélioration de la méthode pour inclure un certain nombre de facteurs tels que le cas d'une charge inclinée, le cas d'une semelle rectangulaire plutôt qu'une semelle filante.

En outre, des autres études ont été entreprises, comme ceux utilisent la méthode des éléments finis, pour étudier la limite inférieure et supérieure des valeurs de la portance (Ukritchon et al. 2003).

### 2.3.1 Facteurs de portance d'après Meyerhof (1963)

Meyerhof (1963) décrire que la portance des semelles filantes est calculée selon la forme générale représentée par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandtl (1920) pour  $N_c$ , par Reissner (1924) pour  $N_q$  et par lui-même (Meyerhof, 1961) pour une valeur approchée de  $N_\gamma$ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au dessus de la base de la fondation.

Les expressions des facteurs de cohésion, profondeur, et de surface s'expriment par :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.62)$$

$$N_q = e^{(\pi \tan \varphi)} \tan^2 (\pi/2 + \varphi/2) \quad (2.63)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4 \varphi) \quad (2.64)$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires (B x L), des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton (1951) pour les argiles, par l'interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires ;

$$S_c = 1 + 0.2 B/L \tan^2 (\pi/2 + \varphi/2) \quad (2.65)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (2.66)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 B/L \tan^2 (\pi/2 + \varphi/2) \quad \text{si } \varphi = 10^\circ \quad (2.67)$$

Pour les semelles rectangulaires, une interpolation proposée pour rectifier la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes  $\varphi_p$  que dans les essais triaxiaux  $\varphi_t$

$$\varphi = \varphi_p (1.1 - 0.1 B/L) \varphi_t \quad (2.68)$$

### 2.3.2 Facteurs de portance d'après J.B Hansen (1970)

Hansen a utilisé la même équation de base que celle de Terzaghi sauf que la largeur de la semelle est  $B$  au lieu de  $2B$  comme utilisée par Terzaghi

$$Q_d/B = 1/2 \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q + c N_c \quad (2.69)$$

Avec:

$Q_d$  : capacité portante

$B$  : largeur de la semelle

$\gamma$ : poids propre de sol

Les facteurs de portance ont pour expressions :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \varphi/2) \quad (2.70)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.71)$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi \quad (2.72)$$

(Note: si  $\varphi = 0$ ,  $N_c = \pi + 2$ )

Hansen et Christensen (1969) ont présenté des courbes de  $N_\gamma$  en fonction de l'angle de frottement  $\delta$ , entre la base de la fondation et le sable (*figure 2.8*). Si la base est rugueuse,  $\delta = \varphi$ , les valeurs peuvent être lues de la courbe indiquée sur la *figure 2.8*.

L'équation suivante est pour une semelle parfaitement rugueuse

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.73)$$

Les facteurs de la capacité portante de Hansen pour la semelle filante sont présentés en forme graphique sur la figure 2.16 et tabulés dans le tableau 2.3.

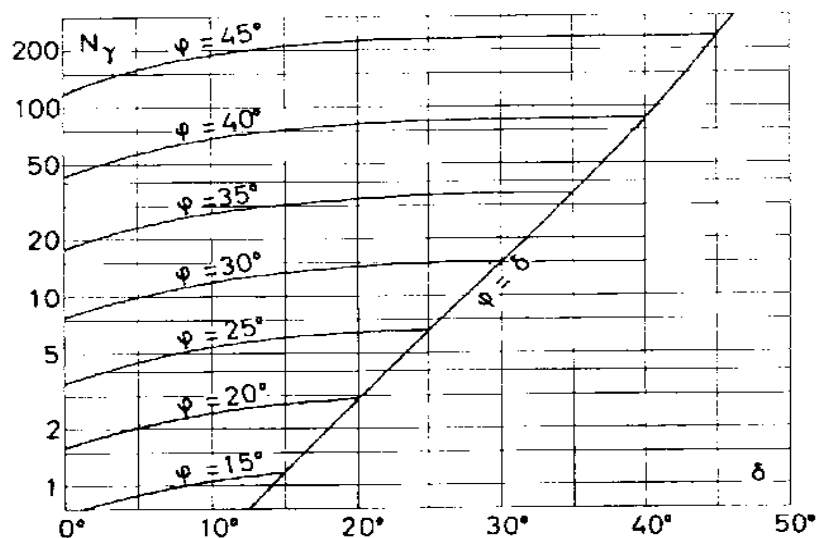


Figure 2.15 Le facteur  $N_\gamma$  trouvé pour des semelles filantes en fonction de l'angle de frottement  $\varphi$  pour le sable et  $\delta$  pour interface (Hansen et Christensen, 1969).

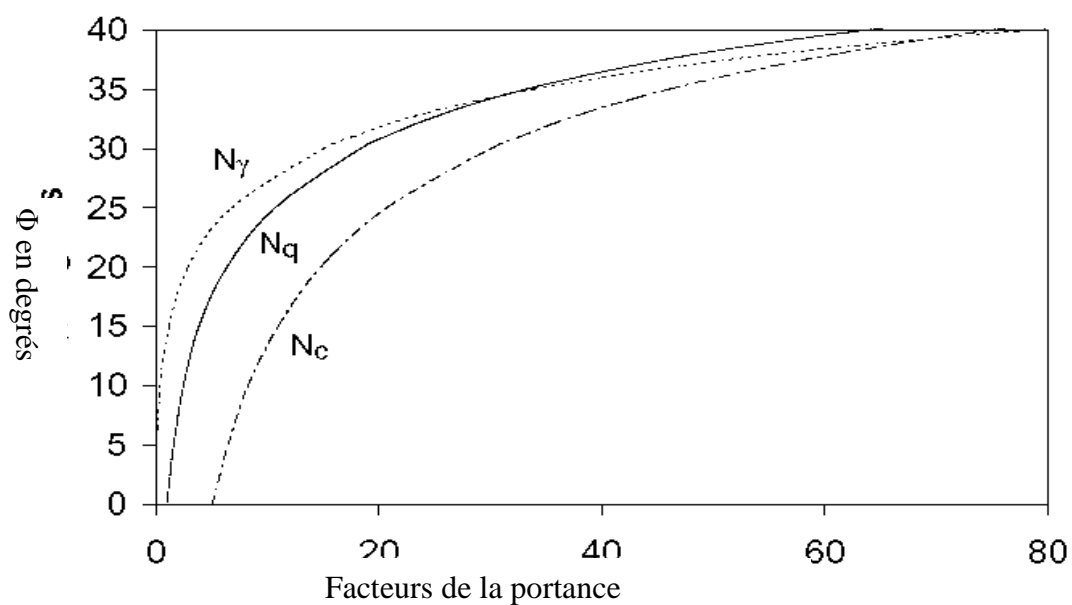


Figure 2.16 Facteurs de portance de Hansen.

**Tableau 2. 3 facteurs de portance d'après Hansen**

$\varphi$ (deg)	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$\varphi$ (deg)	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
0	1.00	5.10	0.00	35	33.30	46.10	33.90
5	1.60	6.50	0.10	36	37.80	50.60	40.10
10	2.50	8.30	0.40	37	42.90	55.60	47.40
15	3.90	11.00	1.20	38	48.90	61.40	56.20
20	6.40	14.80	2.90	39	56.00	67.90	66.80
25	10.70	20.70	6.80	40	64.20	75.30	79.50
30	18.40	30.10	15.1	42	85.40	93.70	114.00
31	20.60	32.70	17.70	44	115.30	118.40	165.6
32	23.20	35.50	20.80	46	158.50	152.10	244.60
33	26.10	38.60	24.40	48	222.30	199.30	368.70
34	29.40	42.20	28.80	50	319.10	266.90	568.60

Pour traiter les cas d'une fondation filante, la charge peut être excentrée, inclinée, ou tous les deux. La semelle est habituellement ancrée à une profondeur  $D_f$ . La semelle a toujours une longueur  $L$  et sa forme peut ne pas être rectangulaire. Finalement, la base de la semelle et la surface du sol peut être inclinée. L'équation de La capacité portante d'une fondation inclinée de forme quelconque, encastrée dans un massif incliné et soumise à une charge inclinée selon Hansen, est égale à :

$$Q_d / A = 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + \gamma D_f N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (2.74)$$

$A$  : surface de la semelle,

$S$  : facteurs de forme,

$d$  : facteurs de profondeur,

$i$  : facteurs d'inclinaison,

$b$  : facteurs d'inclinaison de la base,

$g$  : facteurs d'inclinaison du sol.



Dans le cas particulier où  $\varphi = 0$ , Hansen décrit qu'il est théoriquement plus correct d'introduire des facteurs additifs, et l'équation sera :

$$Q_d/A = (\pi + 2) s_u (1 + s_c^a + d_c^a - i_c^a - b_c^a - g_c^a) \quad (2.75)$$

Avec  $S_u$ , est la résistance au cisaillement de l'argile non drainé. Hansen a déclaré que quand les modifications se produisent un par un, une solution analytique simple ou des résultats des expériences peuvent être employés ; cependant, quand tous les facteurs sont employés ensemble pour des cas plus compliqués, le résultat du calcul sera une approximation.

Toutes les charges agissant au-dessus de la base de la semelle sont représentées par une résultante, avec une composante verticale  $V$ , et une composante horizontale  $H$ . Pour le cas de la charge excentrée, la semelle est modifiée de sorte que la résultante intersecte la base à un point appelé le centre de charge. Si la semelle a une forme irrégulière, une semelle rectangulaire remplissant les conditions ci-dessus est utilisée.

#### 2.4 Charge verticale excentrée

Des essais sur modèles réduits ont montré en effet qu'en milieu pulvérulent le coin sous la fondation à la rupture garde la même forme que pour une charge verticale centrée, mais que ses dimensions se réduisent de manière à ce que la ligne d'action de la charge et l'axe de symétrie du coin coïncident. Dans le cas d'une semelle filante supportant une charge verticale excentrée, Meyerhof a proposé d'attribuer à cette semelle une largeur fictive,  $B' = B - 2e$ , Avec :  $e$  = excentricité de la charge.

$$Q_L = q_L A = B [(1-2e)^2 \gamma B/2 N_\gamma + (1-2e) \gamma N_q + (1-2e)c N_c] \quad (2.76)$$

Avec  $A$  = surface de la semelle.

#### 2.5 Charge centrée inclinée

L'inclinaison de la charge diminue fortement la capacité portante des fondations. En 1953, Meyerhof a amélioré sa théorie pour la portance sous une charge verticale dans le cas d'une charge inclinée. Il a également résolu le problème de manière approchée. La figure 2.10 montre les zones plastifiées d'un sol supporte une semelle continue (filante)

rugueuse avec une petite inclinaison de la charge. La contrainte de cisaillement du sol,  $s$ , est donnée par :

$$S = C + \sigma' \tan \varphi \quad (2.77)$$

Avec

$C$  = cohésion

$\sigma'$  = contrainte effective verticale

$\varphi$  = angle de frottement

La charge inclinée fait un angle  $\alpha$  avec la verticale. sur la *figure 2.10*,  $abc$  est une zone élastique,  $bcd$  est une zone de cisaillement radiale, et  $bde$  est une zone de cisaillement mixte. La contrainte normale et de cisaillement sur la face  $ea$  sont  $p_0$  et  $s_0$ , respectivement. La portance,  $q_u$ , peut être exprimée par :

$$q_{u(v)} = q_u \cos \alpha = cN_c + p_0N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.78)$$

Avec  $N_c, N_q, N_\gamma$  : facteurs de portance pour une charge inclinée

$\gamma$  : poids du sol

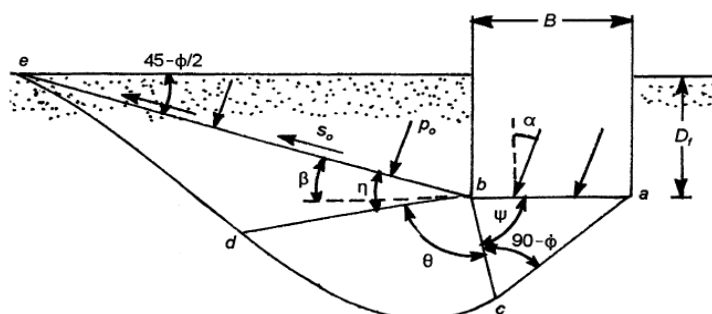


Figure.2.17 Zones plastiques d'un sol supporte une semelle sous une charge inclinée

## 2.6 Semelle sur une pente

### 2.6.1 Semelle sur la pente d'un talus

En 1957, Meyerhof a proposé une solution théorique pour déterminer la portance d'une semelle superficielle située sur la pente d'un talus. La figure 2.18 montre la zone plastifiée

développées dans le sol sous une semelle filante rugueuse (largeur =  $B$ ) implantée sur la pente d'un talus.

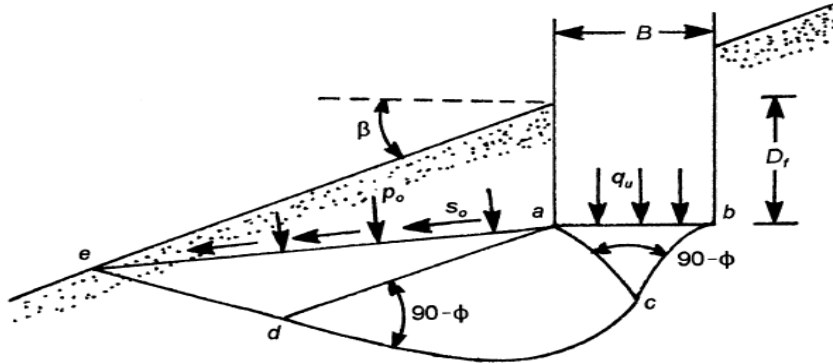


Figure 2.18 nature de la zone plastique sous une semelle filante rugueuse implantée sur la pente d'un talus

Dans la figure 2.18,  $abc$  est une zone élastique,  $acd$  est une zone de cisaillement radiale, et  $ade$  est une zone de cisaillement mixte. Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan  $ea$  sont  $p_0$  et  $s_0$ , respectivement. Noter que la pente fait un angle  $\beta$  avec l'horizontal. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol sont  $c$  et  $\varphi$ , et son poids  $\gamma$ . la portance peut être exprimée comme :

$$q_u = cN_c + p_0N_c + \frac{1}{2} \gamma BN\gamma \quad (2.79)$$

La relation précédente peut également être exprimée comme :

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2} \gamma BN_{\gamma q} \quad (2.80)$$

Avec  $N_{cq}$ ,  $N_{\gamma q}$  = facteurs de la capacité portante

Pour un sol purement cohésif ( $\varphi = 0$ )  $\rightarrow q_u = cN_{cq}$

La figure 2.19 montre la variation de  $N_{cq}$  avec l'angle de la pente  $\beta$  et le nombre de la stabilité de la pente,  $N_s$ .

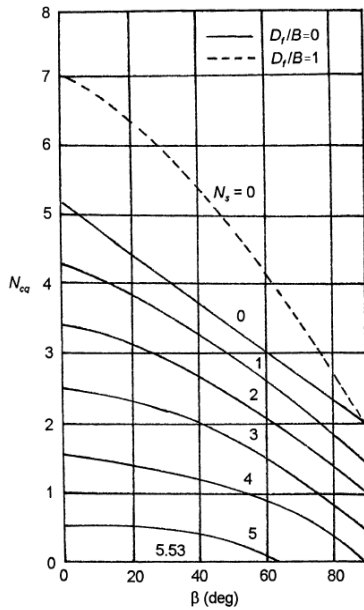
$$\text{Noter que : } N_s = \gamma H / c \quad (2.81)$$

Avec  $H$  = la hauteur de la pente

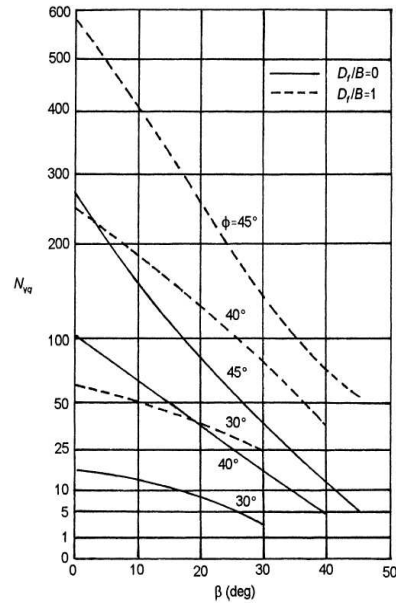
D'une façon similaire, pour un sol granulaire ( $c = 0$ )

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2.82)$$

La variation de  $N_{\gamma q}$  (pour  $c = 0$ ) est montrée dans la figure 2.20.



**Figure.2.19** Variation du facteur  $N_{cq}$  pour  
Un sol purement cohésif selon Meyerhof  
(semelle sur pente)



**Figure.2.20** Variation du facteur  $N_{\gamma q}$  pour  
un sol granulaire selon Meyerhof  
(semelle sur pente)

## .6.2 Semelle sur la crête d'une pente

### 2.6.2.1 Solution de Meyerhof

La figure 2.21 montre une semelle filante rugueuse de largeur  $B$  située sur une pente d'une hauteur  $H$ . Elle est située à une distance  $b$  de la crête de la pente. La portance de la fondation peut être exprimée par :

$$q_u = c N_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2.83)$$

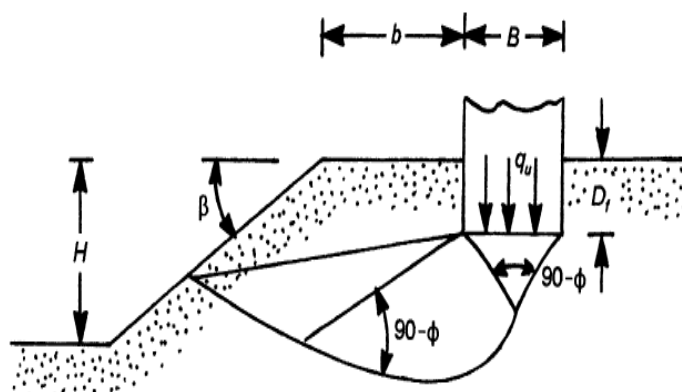
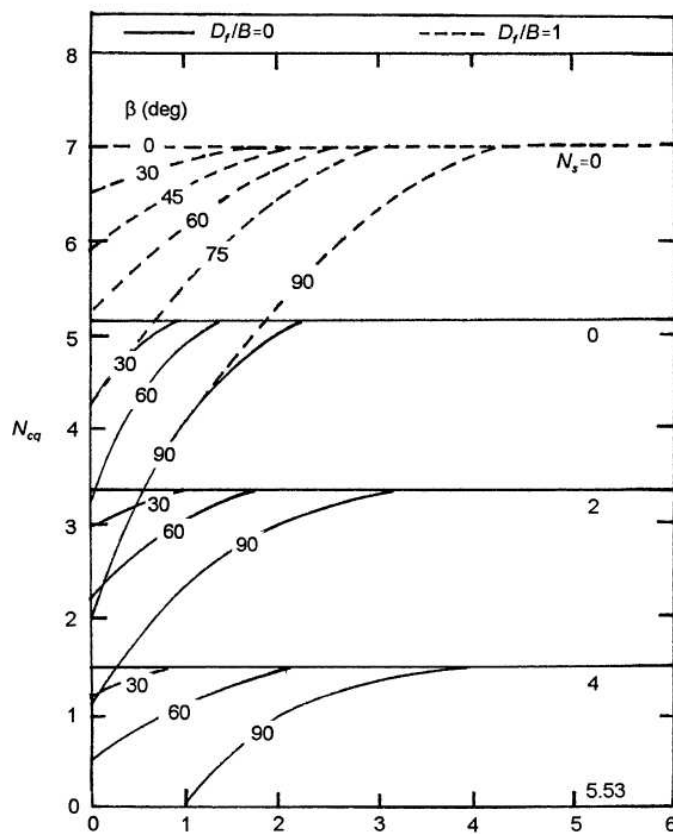


Figure 2.21 semelle filante sur une pente



Distance de la semelle de la crête  $b/B$  (pour  $N_s=0$ ) ou  $b/H$  (pour  $N_s > 0$ )

Figure 2.22 Variation du facteur  $N_{cq}$  pour un sol purement cohésif selon Meyerhof (semelle sur pente)

Meyerhof a développé la variation théorique de  $N_{cq}$  pour un sol purement cohérent ( $\varphi = 0$ ) et  $N_{\gamma q}$  pour un sol granulaire ( $c = 0$ ), et ces variations sont montrées dans les *figures. 2.22 et 2.23*. Noter que, pour un sol purement cohérent (*figure. 2.22*)

$$q_u = cN_{cq} \quad (2.84)$$

Et pour un sol granulaire : *figure. 2.23*

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2.85)$$

Pour les besoins de la pratique, Meyerhof a donné des abaques permettant le calcul de  $N_{\gamma q}$  et  $N_{cq}$ . On constate que tout se passe comme si le terrain de fondation était horizontal dès que  $d/B$  dépasse une certaine valeur limite :

$$d/B = 1,5 \quad \text{pour } \varphi = 25^\circ$$

$$d/B = 2 \quad \text{pour } \varphi = 30^\circ$$

$$d/B = 5 \quad \text{pour } \varphi = 40^\circ$$

Il est important de noter que, pour la *figure. 2.22*, le nombre de stabilité  $N_s$  égal a zéro quand  $B < H$ . Si  $B \geq H$  la courbe pour le nombre de stabilité réel doit être utilisée.

La courbe charge (q)-tassement (s) obtenue par l'auteur pour des essais en laboratoire pour une argile saturée (avec  $b/B = 0$ ,  $D_f/B = 0$ ,  $c_u = 27.5 \text{ KN/m}^2$ , et  $B = 76.2 \text{ mm}$ ) sont montrées sur la *figure.2.24*. Pour la même fondation, le tassement à la charge ultime diminue avec l'augmentation de l'angle de la pente  $\beta$ .

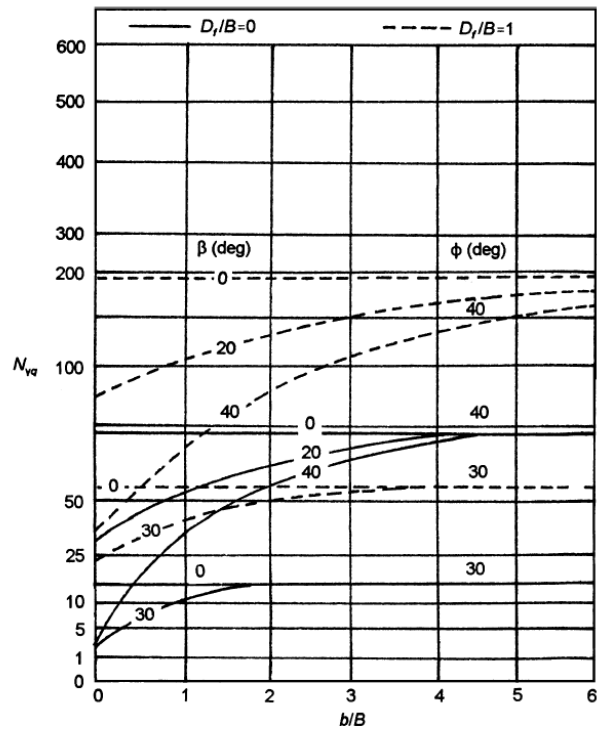


Figure.2.23 Facteur  $N_{\gamma q}$  pour un sol granulaire (semelle sur une pente) (Meyerhof)

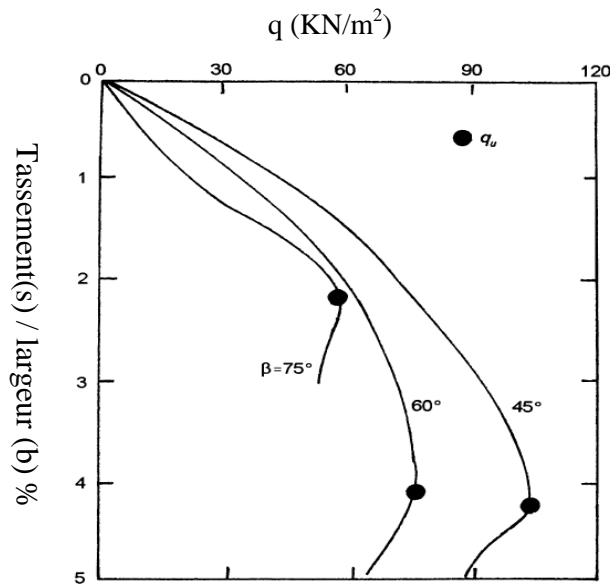


Figure. 2.24 Courbe charge-tassement pour une semelle filante repose sur une pente (résultats d'un essai pour un model  $B = 76.2 \text{ mm}$ ,  $C_u = 27.5 \text{ kN} / \text{m}^2$ ,  $b/B = 0$ ,  $D_f/B=0$ )

### 2.6.2.2 Les solutions de Hansen (1970) et Vesic (1975)

Pour le cas  $b = 0$  selon la *figure. 2.21* (c'est-à-dire, la semelle est située sur la crête de la pente), Hansen a proposé la relation suivante pour la portance d'une semelle filante

$$q_u = cN_c \lambda_{c\beta} + qN_q \lambda_{q\beta} + 1/2 \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma\beta} \quad (2.86)$$

Avec  $N_c, N_q, N_\gamma$  = facteurs de la portance

$\lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta}, \lambda_{\gamma\beta}$  = facteurs de la pente

$$q = \gamma D_f \quad (2.87)$$

Selon Hansen

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan\beta)^2 \quad (2.88)$$

$$\lambda_{c\beta} = N_q \lambda_{q\beta} - 1/N_q - 1 \quad (\text{pour } \varphi > 0) \quad (2.89)$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - (2\beta / \pi + 2) \quad (\text{pour } \varphi = 0) \quad (2.90)$$

Pour  $\varphi = 0$ , Vesic a précisé que, avec l'absence du poids dû à la pente, le facteur  $N_\gamma$  de la portance a une valeur négative et peut être donné comme :

$$N_\gamma = -2\sin\beta \quad (2.91)$$

### 2.6.2.3 Solution par l'équilibre limite et l'analyse limite

Saran, Sud, et Handa (1989) ont trouvés une solution pour déterminer la portance d'une semelle filante posée sur une pente (*Figure.2.21*) en utilisant l'approche d'équilibre limite et d'analyse limite. D'après cette théorie, pour une semelle filante

$$q_u = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (2.92)$$

Avec  $N_c, N_q, N_\gamma$  facteurs de la capacité portante

$$q = \gamma D_f \quad (2.93)$$



**Tableau 2. 4 les facteurs de la capacité portante d'après Saran, Seed et Handa**

facteur	B (deg)	Df/B	b/B	Angle de frottement du sol, $\phi$ (deg)						
				40	35	30	25	20	15	10
N $\gamma$	30	0	0	25.37	12.41	6.14	3.20	1.26	0.70	0.10
	20	0	0	53.48	24.54	11.62	5.61	4.27	1.79	0.45
	10	0	0	101.74	43.35	19.65	9.19	4.35	1.96	0.77
	00	0	0	165.39	66.59	28.98	13.12	6.05	2.74	1.14
	30	0	1	60.06	34.03	18.95	10.33	5.45	0.00	
	20	0	1	85.98	42.49	21.93	11.42	5.89	1.35	
	10	0	1	125.32	55.15	25.86	12.26	6.05	2.74	
	00	0	1	165.39	66.59	28.89	13.12	6.05	2.74	
	30	1	0	91.87	49.43	26.39				
	25	1	0	115.65	59.12	28.80				
	20	1	0	143.77	66.00	28.89				
	$\leq 15$	1	0	165.39	66.59	28.89				
	30	1	1	131.34	64.37	28.89				
	25	1	1	151.37	66.59	28.89				
	$\leq 20$	1	1	166.39	66.59	28.89				
	N $q$	30	1	0	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60
20		1	0	12.67	19.48	16.80	12.70	7.40	4.40	
$\leq 10$		1	0	81.30	41.40	22.50	12.70	7.40	4.40	
30		1	1	28.31	24.14	22.50				
20		1	1	42.25	41.4	22.50				
$\leq 10$		1	1	81.30	41.4	22.50				
N $c$	50	0	0	21.68	16.52	12.60	10.00	8.60	7.10	5.50
	40	0	0	31.80	22.44	16.64	12.80	10.04	8.00	6.25
	30	0	0	44.80	28.72	22.00	16.20	12.20	8.60	6.70
	20	0	0	63.20	41.20	28.32	20.60	15.00	11.30	8.76
	$\leq 10$	0	0	88.96	55.36	36.50	24.72	17.36	12.61	9.44
	50	0	1	38.80	30.40	24.20	19.70	16.42		
	40	0	1	48.00	35.40	27.42	21.52	17.28		
	30	0	1	59.64	41.07	30.92	23.60	17.36		
	20	0	1	75.12	50.00	35.16	27.72	17.36		
	$\leq 10$	0	1	95.20	57.25	36.69	24.72	17.36		
	50	1	0	35.97	28.11	22.38	18.38	15.66	10.00	
	40	1	0	51.16	37.95	29.42	22.75	17.32	12.16	
	30	1	0	70.59	50.37	36.20	24.72	17.36	12.16	
	20	1	0	93.79	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	$\leq 10$	1	0	95.20	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	50	1	1	53.65	42.47	35.00	24.72			
	40	1	1	67.98	51.61	36.69	24.72			
	30	1	1	85.38	57.25	36.69	24.72			
	$\leq 20$	1	1	95.20	57.25	36.69	24.72			

### 2.6.2.4 Méthode Des Contraintes (Stress Characteristics Solution)

D'après l'Eq. (2.29), pour les sols granulaires (c'est-à-dire,  $c = 0$ )

$$q_u = 1/2 \gamma B N_{\gamma q} \quad (2.94)$$

Graham, Andrews, et Shields (1988) ont fourni une solution pour le facteur de portance,  $N_{\gamma q}$ , pour une semelle continue posée sur un sol granulaire en pente basé sur la méthode des contraintes (stress characteristics). La figure 2.25 montre les schémas des zones de rupture pour une semelle ancrée sur une profondeur  $D_f/B$ , et une semelle éloignée de  $b/B$  de la crête du talus, respectivement traitée pour cette analyse. Les variations de  $N_{\gamma q}$  obtenues par cette méthode sont montrées dans les figures. 2.26, 2.27, et 2.28

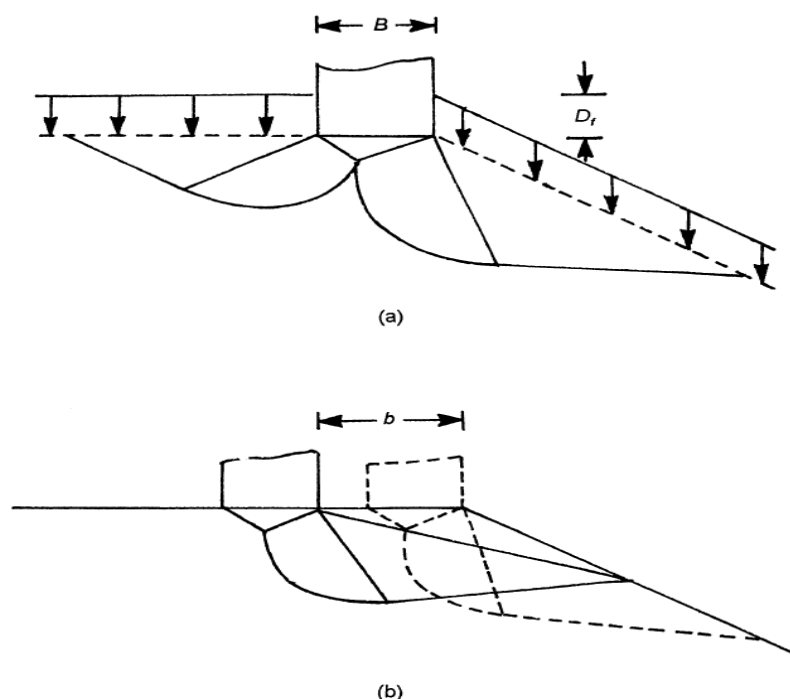


Figure.2.25 Les zones de rupture pour les cas  
 a)  $D_f/B > 0$  b)  $b/B > 0$

### 2.6.2.5 Relation empirique basé sur l'essai en centrifugeuse

En 1988 Gemperline rapporté les résultats de 215 essais en centrifugeuse sur les semelles continues situées sur un sable en pente. Basé sur ces 215 essais, Gemperline a proposé une relation de la portance d'une semelle continue exprimée par :

$$q_u = 1/2 \gamma B N_{\gamma} \quad (2.95)$$

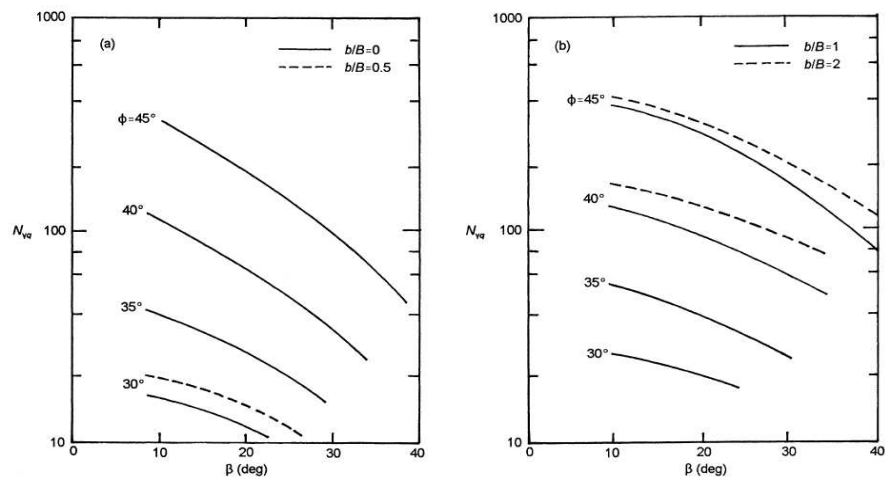


Figure.2.26 Théorie de Graham et al. pour les valeurs de  $N_{\gamma q}$  ( $D_f/B=0$ )

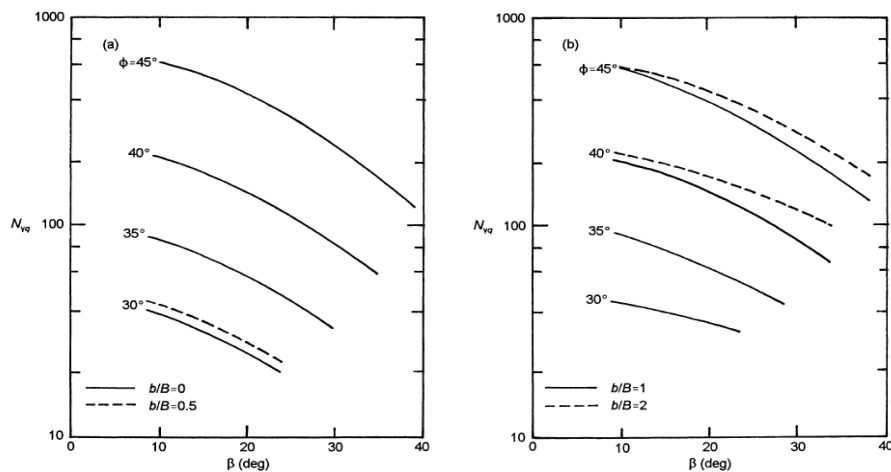


Figure.2.27 Théorie de Graham et al. pour les valeurs de  $N_{\gamma q}$  ( $D_f/B=0.5$ )

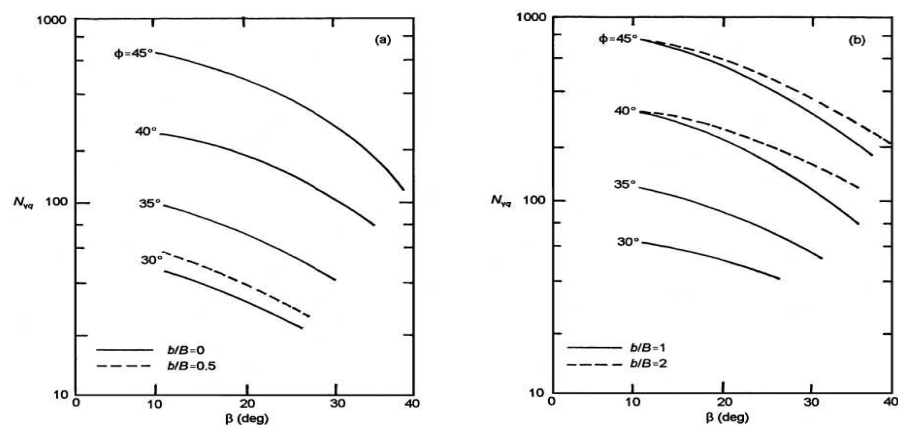


Figure.2.28 Théorie de Graham et al. pour les valeurs de  $N_{\gamma q}$  ( $D_f/B=1$ )

Shields, Chandler, et Garnier ont normalisé les valeurs de  $N_{\gamma q}$  proposées par Gemperline sous la forme suivante

$$N_{\gamma q} / N_{\gamma q R} = [1 + 0.65(D_f/B)] \{ 1 - 0.8[1 - (1 - \tan\beta)^2] [2/2 + (b/B)^2 \tan\beta] \} \times \{ 1 - 0.33(D_f/B) \tan\beta [2/2 + (b/B)^2 \tan\beta] \} \quad (2.96)$$

Avec  $N_{\gamma q R}$  égale la valeur de  $N_{\gamma q}$  pour une semelle continue (de référence) posée sur une surface plane sans encastrement (c'est-à-dire,  $D_f/B = 0$  et  $b/B = \infty$ )

$N_{\gamma q R}$  peut être donnée par la relation suivante :

$$N_{\gamma q R} = (10^{0.1159\phi - 2.389}) (10^{0.34 - 0.2 \log B}) \quad (2.97)$$

Où  $\phi$  est en degrés et B en inch (1 in. = 2.54 cm)

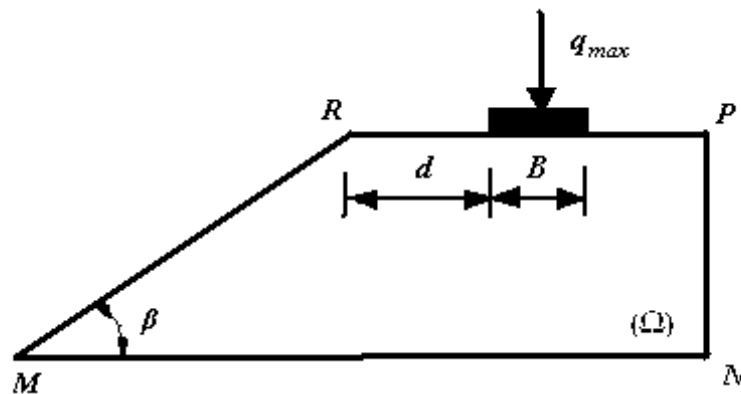


Figure 2.29 : semelle aux bords d'un talus

Bakir et al. (1994) passent en revue les théories traitant du problème des fondations placées au bord d'une pente et leurs comparaisons avec des données expérimentales : Meyerhof, Brinch Hansen, Giroud et al. Graham et Hovan (analyse limite), Kusakabe et al. (calcul à la rupture), Salençon et Garnier (calcul à la rupture), Narite et Yamaguchi (équilibre limite). Les facteurs de capacité portante  $N_{\gamma}$ , obtenus par différentes méthodes pour la semelle filante en bordure de pente représentée sur la figure 2.29, sont comparés dans le tableau 2.8. La diversité des résultats est très grande

**Tableau 2.5 : comparaison des capacités portante calculées d'une semelle filante sur la crête d'un talus (Bakir et al., 1994)**

Méthode d/B	$\varphi'=35^\circ$			$\varphi'=40^\circ$			$\varphi'=45^\circ$		
	0	2	4	0	2	4	0	2	4
<b>Meyerhof</b>	11	35	41	26	70	105	61	140	220
<b>B. Hansen</b>	10			24			78		
<b>Giroud</b>	10	16	28	21	35	52	50	72	100
<b>Graham</b>	19	55	55	44	100	100	123	247	410
<b>Kusakabe</b>	13	33	55	29	66	105	69	138	213
<b>Salençon</b>	11	33	54	26	64	104	63	130	211
<b>Narita</b>	16	48	84	36	96	162	92	209	334

## 2.7 Méthodes numériques

Les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies sont des outils très puissants. Contrairement aux méthodes classiques qui utilisaient des configurations géométriques assez simples pour lesquelles on pouvait obtenir des solutions analytiques limitées aux analyses élastiques et plastiques, la méthode des éléments finis fait disparaître les limitations d'ordre géométrique et permet de représenter plus finement les ouvrages réels. Les méthodes de résolutions numériques discrétisent le sol en mailles et emploient des algorithmes pour assurer les exigences statiques et cinématique simultanément. Mais ces méthodes souffrent de la possibilité que la discrétisation adapté peut mener aux erreurs dans la solution

### 2.7.1 Modélisation des fondations superficielles (P. Mesta & M. Prat)

Lorsque des problèmes d'interaction interviennent entre le sol et des structures ou lorsqu'une fondation doit être construite à proximité d'un ouvrage préexistant, une modélisation en élément finis peut apporter des informations utiles sur le fonctionnement de l'ouvrage, sur les champs de déplacement et de contrainte, et ainsi compléter une étude géotechnique classique. Contrairement aux méthodes de dimensionnement classique, la méthode des éléments finis permet de tenir compte de l'état des contraintes en place, des

propriétés de l'interface, de géométries parfois complexes et de chargements quelconques. Ainsi, les modélisations de fondations superficielles peuvent être divisées en trois catégories :

- Les modélisations en déformation plane (semelles filantes, radiers parallélépipédiques de grandes dimensions, etc.)
- Les modélisations en symétrie de révolution (fondations circulaires, réservoirs cylindrique) ;
- Les modélisations tridimensionnelles lorsque aucune simplification géométrique n'est possible (forte hétérogénéité des couches de sol, plates-formes pétrolière, fondation de centrale nucléaire, interactions tridimensionnelles avec d'autre ouvrage, etc).

Selon le problème posé et l'étude choisie, il est possible en théorie de modéliser un problème de fondation de trois manières différentes en considérant : soit la fondation et les structures sans le sol, soit le sol et la fondation sans les structures, soit enfin l'ensemble constitué par le massif de sol, la structure et l'interface.

### **2.7.2 Modélisation du sol et de la fondation sans les structures**

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur s'intéresse essentiellement aux déplacements verticaux et aux tassements différentiels à la surface du massif de sol. Une telle modélisation nécessite la connaissance des conditions de transmission des charges dues aux structures vers la fondation. Plusieurs cas peuvent être envisagés.

#### **2.7.2.1 Cas d'une Fondation à la géométrie complexe**

Si la géométrie de la fondation est complexe, il est nécessaire de la représenter par des éléments finis de massif seul ou par un assemblage de coques et de poutres composées avec des éléments de massif, auxquels sont affectées des propriétés mécaniques bien supérieures à celles du sol. Des éléments d'interface peuvent également être pris en compte. L'exemple typique est une fondation tridimensionnelle ou une fondation ancrée dans le sol. La fondation a alors une rigidité finie ; elle n'est ni parfaitement souple, ni parfaitement rigide. Les charges appliquées sont ainsi distribuées à l'interface sol fondation par la loi de comportement du matériau (béton, métal, bois). La technique de construction elle-même est parfois modélisée en plusieurs étapes de calcul (excavation sur plusieurs mètres, mise en place de la fondation, installation d'ancrage, remblaiement, etc.).

### **2.7.2.2 Cas d'une fondation rigide**

Si la fondation est supposée rigide (indéformable), à base de forme simple (carrée, rectangulaire ou circulaire), elle peut être représentée par une condition de déplacement vertical imposé aux nœuds situés à l'interface. De plus, cette interface peut être lisse (le déplacement horizontal à l'interface n'est pas imposé) ou rugueuse (le déplacement horizontal à l'interface est nul).

La pression mobilisée par un déplacement vertical imposé est alors obtenue par une moyenne sur les contraintes verticales de la première rangée des points d'intégration situés sous les nœuds de l'interface. Pour une semelle filante rigide, le début de la plasticité est localisé sous la fondation et aux bords de la fondation ; ensuite, celle-ci s'étend en profondeur plus que sur les côtés.

### **2.7.2.3 Cas d'une fondation souple**

Si la fondation est supposée souple (très déformable), elle peut être représentée par une condition de pression uniforme appliquée directement à la surface du sol. Les déplacements horizontaux et verticaux à l'interface ne sont pas imposés. Pour une semelle filante souple, la plasticité commence au-dessous des bords de la fondation et se propage latéralement puis vers la profondeur. Toutefois, d'une manière générale, le type de fondation (rigide ou souple) a relativement peu d'influence sur l'allure de la courbe chargement tassement et les valeurs de la charge limite sont proches. En revanche, la distribution des pressions de contact entre la fondation et le sol est très différente.

## **2.7.3 Modélisation du sol, de la fondation, et des structures**

Le véritable calcul d'interaction sol-structure réside dans la modélisation de l'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures, et de leur influence mutuelle par l'intermédiaire de véritables éléments d'interface entre les divers matériaux. Il peut s'agir des cas très complexes pour lesquels la raideur de la structure est importante ou pour lesquels les simplifications ne sont plus évidentes. L'interaction entre le sol, la fondation et les structures recouvre les modes suivants :

- interactions avec le sol environnant
- effet des mouvements du sol sur le comportement des structures
- effet du renforcement de la fondation ou massif de sol.

#### **2.7.4 Influence de l'état initial des contraintes**

Un autre facteur important pour la modélisation reste souvent inconnu : il s'agit de l'état de contrainte initial qui règne dans le sol avant la construction de la fondation. Cet état initial est important car il conditionne, comme les paramètres mécaniques, la réponse en déplacements du modèle d'éléments finis.

Toutefois, pour mener une étude satisfaisante, il faut surtout connaître l'état de contraintes dans le sol une fois la fondation construite et avant l'application des charges dues à la structure. Cet état peut être approché en simulant la construction (calcul par phase) mais le plus souvent, et notamment dans le cas des fondations superficielles peu encastrées, il est raisonnable de supposer que le sol a été peu perturbé par la construction, que l'état de contrainte dans le massif est toujours celui du sol au repos et que ce dernier possède encore ses caractéristiques intactes.

#### **2.7.5 Conseils pour la réalisation des maillages de fondation superficielle**

L'utilisation de la méthode des éléments finis nécessite la réalisation d'un maillage et la prise en compte de conditions aux limites du domaine étudié. En particulier, des conditions concernant des déplacements ou des contraintes sont imposées aux frontières du maillage. Celles-ci peuvent se trouver à une distance « finie » (cas d'une liaison rigide, d'un substratum rigide ou d'un obstacle quelconque empêchant un déplacement) ou « infinie » (déplacement nul à l'infini, état de contraintes imposé).

Dans le cas d'une fondation superficielle isolée, placée dans un massif de sol homogène semi-infini, les frontières latérales et inférieures du modèle peuvent être représentées par des éléments finis ou par des éléments " infinis ". Si des éléments finis sont utilisés, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle (figure 2.31), l'expérience montre qu'il convient de fixer :

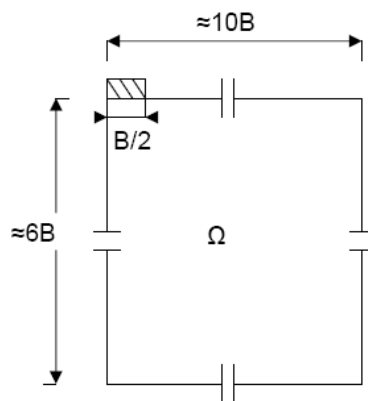
- Les limites latérales du maillage (condition  $U = 0$ ) à environ 10 fois la largeur  $B$  de la fondation;
- La limite horizontale inférieure (condition  $V = 0$  ou  $U = V = 0$ ) à au moins 6 fois la valeur de  $B$  sous la base de la fondation.



Un maillage grossier conduit généralement à une réponse charge - tassement trop raide et à une charge limite trop élevée par rapport à la solution exacte ou par rapport aux résultats fournis par un maillage. De façon plus quantitative, les recommandations suivantes peuvent être précisées :

- Le maillage du massif de sol doit être relativement resserré dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage des interfaces entre la fondation et le sol, dans les régions situées à une distance inférieure à  $2B$  autour de la base de la fondation
- le rapport de forme (rapport de la plus petite dimension d'un élément fini à la plus grande) des éléments proches d'une fondation superficielle devrait être limité à  $1/5$
- la largeur  $B'$  (selon la direction horizontale) du premier élément de sol directement adjacent à la fondation doit être au moins telle que  $B' = 0.1 B$ , pour décrire de manière satisfaisant les variations du cisaillement aux bords de la fondation
- lorsque la stratigraphie du sol, la géométrie de la fondation et celle de la structure, les charge et les diverses conditions de liaison possèdent des symétries remarquables, il faut en profiter pour simplifier le maillage.

L'étude pour des charges inclinées exige un maillage complet par rapport aux charges verticales, car une charge inclinée ne présente aucune symétrie particulière. De plus, l'inclinaison entraîne l'apparition de zones en traction dans le sol, d'où la nécessité de prendre en compte des éléments d'interface. La base de la fondation peut alors se décoller du massif de sol sur une certaine longueur.



**Figure.2.31 Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle**

### **2.7.6 Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles**

Dans le cas de chargement monotone, de très nombreuses comparaisons ont été menées entre les résultats numériques et les mesures sur ouvrages. Elles permettent de constater aujourd'hui que les lois usuelles de comportement des sols (élastoplasticité parfaite) conduisent à des résultats satisfaisants sous réserve que les autres aspects de la modélisation soient correctement pris en compte (notamment, l'interaction entre le sol et la fondation) et que les paramètres de comportement sont bien estimés.

Dans le cas des chargements cycliques et dynamiques, les études sont moins nombreuses et restent encore délicates à réaliser en raison de la complexité des lois de comportement des sols lorsque les sollicitations ne sont plus monotones.

## **2.8 Solutions numériques existantes**

Peu d'auteurs ont essayé de discuter l'application des méthodes numériques à l'analyse de la capacité portante des fondations peu profondes, en particulier sur un sol cohésif. Cela semblait être en grande partie dû aux difficultés dans les algorithmes de développement numériques qui sont capable de fournir des solutions précises. Une série de calculs de la capacité portante a été décrite par quelques auteurs.

### **2.8.1 Griffiths (1982)**

Il a employé un algorithme viscoplastique pour obtenir des solutions pour chacun des trois facteurs de la capacité portante  $N_\gamma$ ,  $N_q$  et  $N_c$ .

Griffiths(1982) conclu de cette expérience que :

- Le calcul de  $N_\gamma$  avait généralement exigé un effort considérablement plus fort que les deux autres facteurs.
- La convergence est plus lente quand la valeur de  $\phi$  augment
- Les solutions pour une fondation rugueuse sont plus lentes qu'une fondation lisse.
- L'algorithme viscoplastique employé pour ces calculs semble être peu convenable pour l'évaluation de  $N_\gamma$  pour le cas où l'angle de frottement du sol dépasserait  $35^\circ$ .

### **2.8.2 Borst et Vermeer (1984)**

Ils ont décrit une tentative d'employer la méthode des éléments finis pour l'évaluation de la capacité portante pour un angle  $\varphi = 40^\circ$ . L'analyse était tout basée sur un sol cohésif, frottant et n'a pas rapporté les valeurs de  $N_\gamma$  directement.

Une particularité intéressante de ces résultats était que les solutions stables pouvaient être obtenues pour une fondation lisse pour le cas d'un matériau associé, mais l'introduction de l'angle de dilatance (matériau non associé) a tendance à causer des instabilités numériques, et la solution, ne pouvait pas être obtenue pour le cas où l'angle de dilatance  $\psi=0$ .

### **2.8.3 Manoharan et Dasgupta (1995)**

Ils ont utilisé des algorithmes numériques similaires à celles de Griffiths pour obtenir des solutions des facteurs de la capacité portante. Ces analyses non plus ne sont pas étendues au sol avec des angles de frottement plus grand que  $35^\circ$ .

Les résultats ont montré qu'une dépendance intéressante des facteurs de la capacité portante sur l'angle de dilatance, où la capacité portante tend à augmenter avec l'accroissement de l'angle de dilatance.

### **2.8.4 Frydman et Burd (1997)**

Ils ont étudié l'influence de l'angle de dilatance sur le facteur de capacité portante  $N_\gamma$ , pour le cas simple, celui d'une semelle filante.

Les études sont faites sur deux types de fondation ; une fondation lisse et une fondation rugueuse, en employant des algorithmes viscoplastiques ou élastoplastiques.

Deux techniques de simulation numérique ont été employées, à savoir : la technique des éléments finis (le code OXFEM) et la technique des différences finis (le code FLAC).

Cette étude indique clairement la réduction de la capacité portante avec le décroissement de la valeur de l'angle  $\psi$ , mais cette étude a mis en évidence quelques difficultés pour l'analyse numérique surtout dans le cas d'une fondation rugueuse, et ces difficultés augmentent en augmentant l'angle de frottement  $\varphi$ .

### 2.8.5 Hans.L.Erickson et Andrew Drescher (2001)

Ils ont étudié l'influence de la non associativité et de la rugosité de la fondation sur les coefficients de capacité portante  $\dot{N}_\gamma$  et  $\dot{N}_c$ , pour une fondation superficielle de forme circulaire, en utilisant le logiciel (FLAC). Ces études sont faites en considérant deux types de fondations :

Parfaitement lisse et parfaitement rugueuse et trois valeurs de l'angle de dilatance :  $\psi=0$ ,  $\psi= \varphi/2$  et  $\psi=\varphi$ .

Les tableaux 2.19 et 2.20 présentent la variation du coefficient  $\dot{N}_\gamma$  et  $\dot{N}_c$  en fonction de la rugosité de fondation et l'angle de dilatance  $\psi$  d'après Erikson et Andrew Drescher (2001).

Ils ont conclu que ces facteurs dépendent énormément de l'angle de dilatance et de la rugosité de la base de fondation. Cette dépendance est significative pour les valeurs élevées de l'angle de frottement par exemple pour  $\varphi=45^\circ$  ;

- $\dot{N}_\gamma$  obtenu pour  $\psi=\varphi$  est 50% plus élevée que  $\dot{N}_\gamma$  calculé pour  $\psi=0$
- $\dot{N}_c$  obtenu pour  $\psi=\varphi$  est 80% plus élevée que  $\dot{N}_\gamma$  calculé pour  $\psi=0$
- Pour  $\psi=\varphi$   $\dot{N}_\gamma$  obtenu pour une fondation rugueuse est 145% plus élevée que  $\dot{N}_\gamma$  calculé pour une fondation lisse.

**Tableau 2.6 Facteurs de capacité portante  $N_\gamma$  pour une fondation circulaire.**

$\Phi$		$\Psi=\varphi$	$\Psi=\varphi/2$	$\Psi=0$
20°	L	1.7	1.6	1.5
	R	2.8	2.7	2.5
35°	L	21	20	17
	R	45	42	33
40°	L	58	52	43
	R	130	113	73
45°	L	186	156	124
	R	456	387	198

**Tableau 2.7 Facteurs de capacité portante  $N_c'$  pour une fondation circulaire**

$\phi$		$\psi=\phi$	$\psi=\phi/2$	$\psi=0$
20°	L	19.5	19.3	19.0
	R	22.3	22	21.6
35°	L	84	81	77
	R	108	103	88
40°	L	161	153	122
	R	186	165	135
45°	L	320	283	178
	R	380	308	200

**2.8.6 R. S. Merifield, S. W. Sloan et H. S. Yu (1998)**

Ils ont utilisé des formulations numériques de l'analyse limite pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante rigide, reposant sur un bicouche argileux purement cohérent.

Des solutions rigoureuses concernant la résistance ultime sont obtenues en employant la méthode des éléments finis en conjonction avec les théorèmes de l'analyse limite avec détermination des bornes supérieure et inférieure.

Les deux méthodes supposent un modèle de comportement du sol parfaitement plastique (critère de Tresca).

- La solution de la borne inférieure est déterminée en simulant un champ de contrainte statiquement admissible sans violer le critère de rupture, cette approche est effectuée dans le sens de la sécurité et conduit à estimer des bornes inférieures de la charge limite.

- La solution de la borne supérieure est déterminée en simulant un champ de vitesse cinématiquement admissible qui consiste à imaginer des mécanismes de rupture et à écrire que l'instabilité se traduit par une puissance des efforts extérieurs supérieure ou égale à la puissance résistante maximale correspondante.

Dans cette analyse Il est plus utile d'écrire l'équation de la capacité portante sous la forme

$N_c' = q_u/C_u1$  ; où  $N_c'$  est fonction des rapports  $H/B$  et  $C_u1/C_u2$ .

### 2.8.7 J.S. Shiau, A.V. Lyamin, et S.W. Sloan (2003)

Ils ont utilisé des formulations d'éléments finis des théorèmes d'analyse limite pour obtenir des solutions rigoureuses en plasticité concernant la capacité portante d'une couche de sable compacté surmontant une couche d'argile molle (cas souvent rencontré dans les problèmes de fondations). Ils se sont basés sur les travaux de Merifield et al. (1999) qui a considéré le problème classique de la capacité portante de deux couches d'argile, pour utiliser les méthodes limites pour intercaler et limiter la solution réelle entre la limite supérieure et la limite inférieure. Les techniques elles même n'ont été développées que récemment et sont discutées en détail par Lyamin et Sloan. Les procédures remplacent les précédentes formulations proposées par Sloan (1988, 1989) et Sloan et Kleeman qui malgré le fait qu'elles donnent des résultats satisfaisants dans un large domaine d'applications pratiques, sont néanmoins moins efficaces.

Si on considère uniquement la capacité portante de la couche de sable, elle dépendra de  $\phi'$ ,  $\gamma$  et  $q$ , avec d'autres facteurs possibles tels que l'angle de dilatance  $\psi'$  et la rugosité de la semelle. La théorie classique par analyse limite suppose une règle d'écoulement associée, avec des déformations plastiques normales à la surface de charge et l'angle de dilatance est pris égal à l'angle de frottement. En prenant en considération la présence de la couche d'argile et en supposant un écoulement associé avec une semelle parfaitement rigide, la capacité portante ultime du problème de fondation sur deux couches peut être exprimée sous une forme sans dimension :

$$P/\gamma B = f(H/B, C_u/\gamma B, q/\gamma B, \phi') \quad P : \text{pression limite moyenne.}$$

## 2.9 Conclusion

*Actuellement, la tendance générale parmi les ingénieurs géotechniciens est d'accepter la méthode de superposition en tant que un moyen approprié d'estimer la portance des semelles superficielles rugueuse. Pour les semelles filantes rugueuses, la surface de la rupture dans le sol montré dans la figure 2.13 a également trouvé l'acceptation, aussi bien qu'avoir des solutions de Reissner et de Prandtl pour  $N_c$  et  $N_q$ , qui sont identiques à la solution de Meyerhof.*

## **Chapitre Trois**

### **GENERALITES SUR LA STABILITE DES PENTES**

#### **3. Introduction**

*Les masses de sol pouvant être mis en mouvement, soit par des phénomènes naturels (érosion, tremblements de terre.) soit consécutivement à des travaux de chantier (terrassements, remblais, constructions). Sans vouloir entrer, en détail, dans la pathologie des glissements de terrain, disons que la modification du moment moteur, généralement dû au poids du massif, (soit par charge en tête de talus, ou décharge en pied), et la modification du régime hydraulique à l'intérieur du talus sont des causes fréquentes de glissements. Dans leur principe, les mouvements de terrain surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'Homme, leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.*

*Dans ce chapitre en parlera d'abord de l'aspect général des glissements de terrain et ces causes, ensuite en parlera de l'analyse de la stabilité, enfin les méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité seront discutées.*

#### **3.1 Définition**

L'expression "glissement de terrain" désigne des mouvements vers le bas et vers l'extérieur des matériaux d'une pente composée de sols naturels ou rapportés. La Figure 3.1 indique les caractéristiques principales d'un glissement de terrain; on peut observer sur la figure une

surface de rupture très nette le long de laquelle les matériaux impliqués dans le glissement de terrain se déplacent au-dessus de matériaux que le phénomène n'affecte pas.

La figure montre également que la surface de rupture s'étend sur une profondeur considérable de sorte qu'un glissement de terrain ne saurait être considéré comme un phénomène superficiel

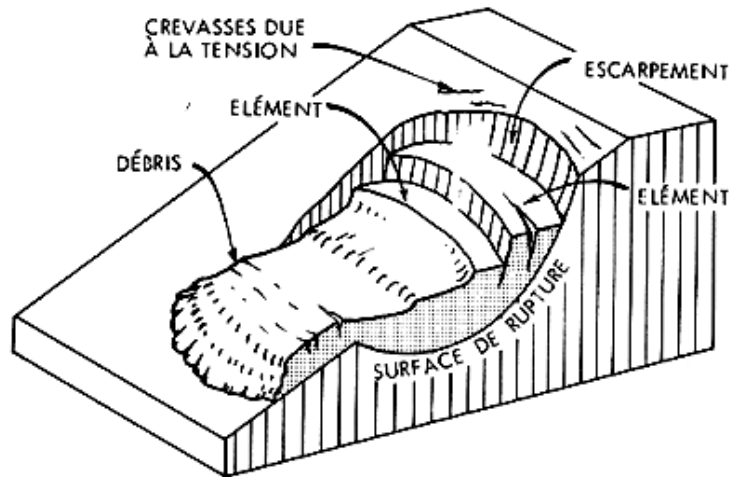


Figure 3.1. Illustration d'un glissement de terrain.

Les facteurs les plus importants qui influent sur la stabilité d'une pente sont l'inclinaison, la hauteur, le matériau du sol, la position de la nappe aquifère, et la structure géologique (succession des couches, pentes des lits, failles ou imperfections).

### 3.2 Aspect général des glissements

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. La surface de glissement est assimilable à une surface cylindrique. L'étude donc se fera pour des tranches de massif d'épaisseur unité, découpées perpendiculairement à l'axe de la surface de rupture. Si on représente la coupe transversale du terrain (donc une tranche), l'aspect de la surface de rupture sera donc un arc de cercle. Le sommet du talus s'affaisse et il se forme un bourelet de pied (Fig.3.1). On distinguera trois grandes catégories de glissements :

- Glissement de pente
- Glissement de pied
- Glissement profond



Ces différents types n'auront pas les mêmes conséquences mais on peut dire que la stabilité dépend :

- des moments résistants (pris par rapport au centre du cercle de rupture), dus à la résistance au cisaillement le long de la ligne de rupture
- des moments moteurs dus principalement au poids du massif en déplacement.

Il y aura donc glissement si à un moment donné les moments sont supérieurs aux moments résistants.

### **3.3 Causes de glissements**

D'après ce qui précède, les glissements sont dus à des modifications soit dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs. On distinguera donc deux types de causes

#### **a) Diminution des moments résistants**

Les causes de diminution des moments résistants peuvent être naturelles (changement des conditions hydrauliques du terrain) ou consécutives à des travaux (tranchées en pied de pente, ou chargement rapide augmentant les pressions interstitielles en pied de pente).

#### **b) Une augmentation des moments moteurs**

Certaines causes sont évidentes (surcharge du sommet de la pente, changement de pente), d'autres sont beaucoup moins. Les problèmes d'infiltration, en particulier, sont souvent difficiles à cerner. Par exemple, les écoulements ont une action hydrodynamique qui tend à augmenter les moments moteurs. C'est le cas des drainages en pied de talus servant au rabattement de nappe. En effet, l'écoulement provoque des forces de percolation qui augmentent les moments moteurs ; il ne faut donc plus simplement considérer l'aspect statique du problème de stabilité de pentes.

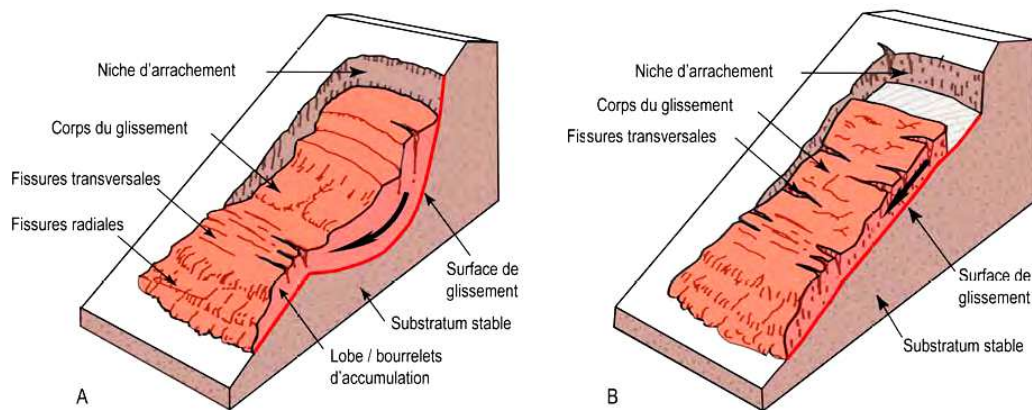
### **3.4 Types de glissements**

#### **3.4.1 Glissements rotationnels**

Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type rotationnel sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux.

### 3.4.2 Glissements translationnels

Lors de glissements translationnels, quelques horizons de terrain ou un ensemble des couches se déplacent selon une surface de glissement plus ou moins plane. Les glissements translationnels s'étendent sur des surfaces de taille très variable, allant jusqu'à 30 km<sup>2</sup>. L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.



Glissements rotationnels

Glissements translationnels

Figure 3.2

### 3.5 Types de rupture

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de chargement variées. Donc les types de rupture liés aux mouvements de terrains, seront classer en deux groupes; ceux associés aux pentes naturelles et ceux des talus artificiels.

#### 3.5.1 Talus en déblais et talus en remblais sur sol non compressible

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue:

- les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;
- les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

### 3.5.2 Talus en remblais sur sol compressible

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

### 3.6 L'Analyse de la stabilité

Au début du dix-neuvième siècle, un ingénieur français, Alexandre Collin, qui travaillait à la construction de canaux, remarqua que les surfaces de cassure formées par les glissements de terrains survenant dans l'argile le long des berges d'un canal adoptaient une forme incurvée semblable à celle qui est illustrée Figure 3.1. Il publia en 1846 un mémoire dans lequel il suggérait une méthode statique d'analyse basée sur une surface courbe et mesurait la résistance des sols au cisaillement. On a, depuis cette époque, proposé diverses méthodes d'analyse. Elles ont conduit à la méthode du cercle de glissement, mise au point par des ingénieurs suédois spécialisés dans les ports et sur laquelle reposent les techniques actuellement utilisées. La Figure 3.3 représente les caractéristiques essentielles de la méthode. On y suppose que la surface de rupture affecte la forme d'un arc de cercle. Grâce à la comparaison des forces perturbatrices et des forces de résistance, on obtient, pour chaque surface probable de rupture, un coefficient de sécurité. Il est nécessaire d'effectuer plusieurs essais avant de pouvoir déterminer, pour une pente donnée, le cercle le plus dangereux. La géologie structurale exige, dans certains cas, une analyse de stabilité basée sur une combinaison de surfaces de rupture courbes et planes. On peut classer les informations nécessaires à l'exécution des analyses de stabilité suivant les trois rubriques ci-après :

- géométrie de la pente,
- état des eaux superficielles et souterraines,
- résistance de la masse du sol.

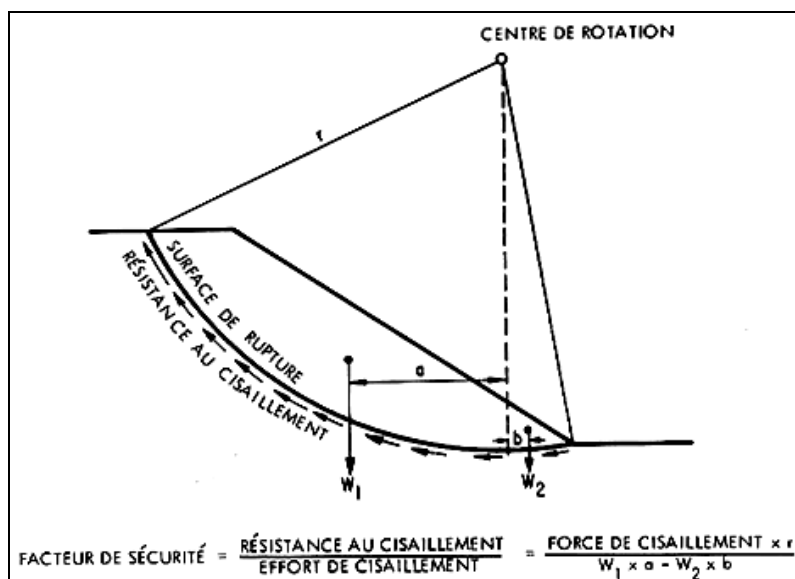


Figure 3.3. Analyse de la stabilité de pentes

La géométrie de la pente peut être déterminée à partir de relevés du sol ou à l'aide de cartes établies en utilisant les techniques de photogrammétrie.

C'est par forages et explorations d'essai qu'on peut déterminer les situations des eaux superficielles et souterraines. Il est nécessaire de procéder à l'identification de toutes les couches du sol et de déterminer leur résistance en utilisant les procédés d'essai du sol. Il importe de prêter une grande attention aux couches inclinées, aux fissures, et à toutes les caractéristiques structurales susceptibles d'influer sur la stabilité. On déterminera également la position de la nappe aquifère et on recherchera toutes les informations renseignant sur son niveau maximal au cours de l'année.

L'analyse de stabilité d'une pente donnée ne saurait être précise. Lorsqu'on applique la méthode, on utilise, en effet, concernant le comportement des masses naturelles au cisaillement, certaines hypothèses qui sont rarement vérifiées dans la nature. La valeur principale d'une analyse de stabilité réside dans le fait qu'elle procure une méthode rationnelle permettant de juger des mesures à prendre pour réduire le risque d'une défaillance de pente.

### 3.7 Méthodes d'analyse de la stabilité des talus

De manière classique, pour l'analyse de la stabilité d'un talus on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la

zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité  $F_S$  est le plus faible :

$$F_S = \tau_{\max} / \tau \quad (3.1)$$

$\tau_{\max}$  : résistance au cisaillement du sol

$\tau$  : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface

Si  $F < 1$  : la surface est inévitable,

Si  $F = 1$  : le massif est en état d'équilibre limite,

Si  $F > 1$  : le milieu est en équilibre et le massif sera stable.

Pour le calcul à la rupture, on suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de  $F_S$  et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

### 3.7.1 Rupture plane

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. D'autre part, cette méthode est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées que nous verrons dans la suite de ce chapitre.

Considérons un massif de pente  $OA$ . En faisant l'hypothèse que la rupture se fait suivant un plan, il paraît évident que le cas le plus défavorable est celui d'un plan passant par le pied  $O$  de la pente. Soit  $OB$  ce plan. Le sol étant homogène (cohésion  $c$ , angle de frottement interne  $\varphi$ ), il obéit à la loi de Coulomb. On découpe le massif  $OAB$  en tranches d'égales largeurs. Le poids de chacune des  $n$  tranches induit sur la surface  $OB$  une contrainte pouvant se décomposer en une contrainte normale et une contrainte tangentielle. Soit  $W_i$  le poids de la

tranche  $i$  et  $L$  la longueur du plan de rupture  $OB$ . Soit  $N_i$  et  $T_i$  les composantes du poids  $W_i$  de chacune des tranches

$$\sigma_i = \frac{nN_i}{L} \quad \text{et} \quad \tau_i = \frac{n_i T_i}{L} \quad (3.2)$$

Le terme  $\tau_i$  représente la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de glissement. Selon la loi de Coulomb, la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{\max}$  sera donnée par

$$\tau_{\max} = c + \sigma_i \cdot \text{tg} \phi \quad (3.3)$$

Le coefficient de sécurité  $F$  exprime donc le rapport :

$$F = \frac{c + \sigma_i \text{tg} \phi}{\tau_i} \quad (3.4)$$

Si l'équilibre limite est atteint,  $F = 1$ . On peut écrire que pour chaque tranche :

$$\tau_i = c + \sigma_i \text{tg} \phi \Rightarrow \frac{n_i T_i}{L} = c + \frac{n_i N_i}{L} \quad (3.5)$$

$$W_i \sin \theta = \frac{cL}{n} + W_i \cdot \cos \theta \cdot \text{tg} \phi \quad (3.6)$$

$$\sum_i^n W_i \sin \theta = \frac{cL}{n} + \sum_i^n W_i \cdot \cos \theta \cdot \text{tg} \phi \quad (3.7)$$

Si le poids total du massif  $OAB$  est  $W$ , on a l'égalité :

$$W = \frac{AB \cdot \gamma \cdot H}{2} \quad \text{soit encore} \quad W = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{\sin(\alpha - \theta)}{\sin \alpha \cdot \sin \theta} \quad (3.8)$$

Si  $F = 1$ , l'équilibre limite nous permet de déterminer la hauteur critique  $HC$  du talus :

$$\frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{\sin(\alpha - \theta)}{\sin \alpha \cdot \sin \theta} = \frac{c \cdot H_c}{\sin \theta} + \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{\sin(\alpha - \theta)}{\sin \alpha \cdot \text{tg} \theta} \quad (3.9)$$

Mais la hauteur  $H$  du talus est généralement connue, par contre l'inconnue est l'angle  $\theta$  du plan de glissement. Par la formule précédente, on peut calculer différentes valeurs de la hauteur critique  $HC$  en fonction de  $\theta$  ; on peut ainsi, par tâtonnement, déterminer la valeur de  $\theta$  donnant la hauteur critique  $HC = H$ . On aura donc l'orientation du plan de glissement. Le calcul précédent revient à écrire que le coefficient de sécurité est égal à :

$$F = \frac{2c \cdot \sin \alpha}{\gamma \cdot H \cdot \sin(\alpha - \theta)} + \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \theta} \quad (3.10)$$

Examinons deux cas particuliers importants :

**- sol pulvérulent :  $c = 0$**

Dans ce cas, le coefficient de sécurité se réduit à  $F = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \theta}$ . Or  $\theta$  varie de  $0$  à  $\alpha$ . La valeur

minimale de  $F$  sera donc obtenue pour  $\theta = \alpha$ . On a donc :  $F = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha}$

L'équilibre limite est atteint pour  $F_{\min} = 1$  soit  $\alpha = \phi$ . Ceci exprime bien que l'angle de talus naturel d'un sol pulvérulent est égal à l'angle de frottement interne.

**- sol cohérent :  $\phi = 0$**

Le coefficient de sécurité est alors égal à :

$$F = \frac{2c}{\gamma \cdot H} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \theta \cdot \sin(\alpha - \theta)} \quad (3.11)$$

On peut alors construire des abaques donnant les variations de  $F$  et déterminer les valeurs de  $\theta$  pour  $F_{\min}$ .

$$\text{Donc } N_i = \frac{u_i \cdot \sin \varepsilon_i \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + W_i + V_A - V_B - \frac{c \cdot L_i}{F} \cdot \sin \varepsilon_i}{\cos \varepsilon_i + \sin \varepsilon_i \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi}{F}} \quad (3.12)$$

$$H_A - H_B = \frac{(W_i + V_A - V_B) \cdot \cos \varepsilon_i}{\sin \varepsilon_i} - \frac{u_i \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + \frac{W_i + V_A - V_B}{\sin \varepsilon_i} - \frac{c \cdot L_i}{F}}{\cos \varepsilon_i + \sin \varepsilon_i \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi}{F}} \quad (3.13)$$

Considérons maintenant l'ensemble des tranches. Le massif sera en état d'équilibre limite si les moments moteurs sont égaux aux moments résultants. L'égalité des moments par rapport au centre  $O$  du cercle de rupture de rayon  $R$  s'écrit :

$$\sum X_i \cdot W_i = \sum_i^n T_i \cdot R \quad (3.14)$$

En effet, les réactions inter-tranches  $R_A, R_B \dots$  s'annulent deux à deux et les résultantes  $N$  passent par  $O$ , donc leur moment est nul. On a en outre :

$$X_i = R \cdot \sin \varepsilon_i \Rightarrow \sum_i^n T_i = \sum W_i \cdot \sin \varepsilon_i \quad (3.15)$$

Le coefficient de sécurité est alors :

$$F = \frac{\sum_i^n [c \cdot L_i + (N_i - u_i) \cdot \text{tg} \phi]}{\sum_i^n W_i \cdot \sin \varepsilon_i} \quad (3.16)$$

En utilisant le résultat de l'équation (1) on en tire :

$$F = \frac{\sum_i^n \left[ \frac{(W_i - u_i \cdot \cos \varepsilon_i + V_A - V_B) \text{tg} \phi}{\cos \varepsilon_i + \frac{\text{tg} \phi}{F} \cdot \sin \varepsilon_i} + \frac{c \cdot L_i}{F} \right]}{\sum_i^n W_i \cdot \sin \varepsilon_i} \quad (3.17)$$

D'autre part on sait que :

$$\sum_i^n (H_A - H_B) = 0 \quad (3.18)$$

On peut donc écrire:



$$\sum_i^n \left[ \frac{(W_i + V_A - V_B) \cdot \cos \varepsilon_i}{\sin \varepsilon_i} - \frac{u_i \cdot \frac{tg \phi}{F} + \frac{W_i + V_A - V_B}{\sin \varepsilon_i} - \frac{c \cdot L_i}{F}}{\cos \varepsilon_i + \sin \varepsilon_i \cdot \frac{tg \phi}{F}} \right] = 0 \quad (3.19)$$

On obtient donc deux relations entre  $F$  et  $V_A - V_B$ . Le coefficient de sécurité est alors déterminé par itération entre les deux expressions (4) et (5).

En fait *BISHOP* a démontré que les quantités  $V_A - V_B$  étaient toujours négligeables, l'erreur commise étant  $< 1\%$ . Dans ce cas  $F$  devient :

$$\sum_i^n \left[ \frac{(W_i + V_A - V_B) \cdot \cos \varepsilon_i}{\sin \varepsilon_i} - \frac{c \cdot L_i \cdot \cos \varepsilon_i}{\cos \varepsilon_i + \sin \varepsilon_i \cdot \frac{tg \phi}{F}} \right] \quad (3.20)$$

L'itération devient alors très facile. On introduit dans le 2nd membre de la valeur de  $F$  donnée par la méthode de *Fellenius* et on calcule une nouvelle valeur de  $F$  par la formule, que l'on réintroduit, et ainsi de suite. Pour être certain de trouver le minimum de  $F$ , il faut environ une centaine de cercles. Or le calcul à la main d'un cercle pour 10 à 15 tranches demande à peu près 3h pour un bon calculateur. La détermination d'un coefficient de sécurité demande donc 1 mois de travail. On conçoit donc aisément que l'emploi d'abaques est nécessaires et que l'emploi de l'informatique ne serait pas superflu. L'avantage de la méthode de *Bishop*, est qu'elle permet de calculer un coefficient  $F$  dans le cas de sols hétérogènes et avec des formes de pentes très complexes, mais les calculs restent très longs.

### 3.7.2 Méthode de Fellenius (rupture circulaire)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en  $n$  tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes  $c_i$ ,  $\phi_i$ ,  $\psi_i$ . La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

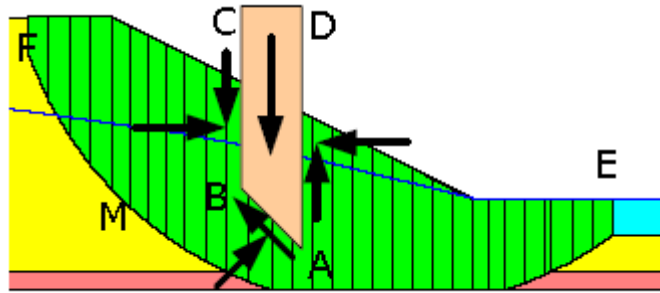


Figure 3.4 Rupture circulaire

Pour étudier l'équilibre de la tranche « ABCD », les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes:

- son poids  $W$ ;
- la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc  $AB$ ;
- les réactions sur les faces verticales  $BC$  et  $AD$  décomposées en réactions horizontales  $H$  et en réactions verticales  $V$ . Il s'agit de forces internes au massif étudié.
- les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre du cercle :

- le moment moteur, comme celui du poids des terres  $W$  (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement ;
- les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

La surface de rupture étant limitée par les points  $E$  et  $F$ ,

Le coefficient de sécurité global :

$F_S = \frac{\text{La somme des moments résistants maximaux}}{\text{La somme des moments moteurs}}$

Considérons la somme des moments pour l'arc  $EF$ , sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc  $AB$  est le poids  $W$ , à l'exception des forces internes.

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de  $Rn$  :  $(Rn)t$

D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit :

$$(Rn)t = c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i \quad (3.21)$$



Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$FS = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(w + (v_n - v_{n+1}) - u_n \cdot b) \cdot \tan \varphi_i^t + c_i^t \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi_i^t}{FS}} \quad (3.24)$$

### b- Méthode simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que  $V_n - V_{n+1} = 0$ , quelle que soit la tranche considérée.

L'équation (4.5) devient alors :

$$FS = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - u_n \cdot b) \tan \varphi_i + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi_i}{FS}} \quad (3.25)$$

Tous les termes sont connus et  $FS$  est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

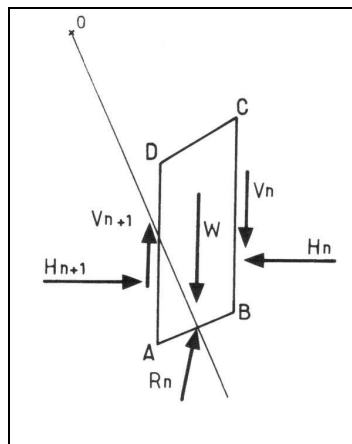


Figure 3.6 : Forces agissant sur la tranche n

### 3.7.4 Méthode du cercle de frottement

Les méthodes consistant à découper en tranches verticales ont l'avantage de rester valables même lorsque le massif présente des couches de caractéristiques mécaniques différentes. Par contre, la méthode "du cercle de frottement" ne peut s'appliquer que si le milieu est homogène. Cependant, son caractère de méthode graphique la rend intéressante du point de vue de la compréhension globale du phénomène de stabilité de pente. Considérons un cercle

de glissement de rayon et de centre  $O$  et supposons que le milieu est en équilibre limite (Fig. 3.7). La réaction  $dR$  due au frottement le long d'un élément d'arc  $dl$  peut se décomposer en une réaction due au frottement interne  $dR_\phi$  et une composante de cohésion  $dR_c$

$$\overline{dR} = \overline{dR_\phi} + \overline{dR_c} \quad \left| \overline{dR} \right| = c \cdot dl \quad \text{avec } (c : \text{cohésion du milieu}).$$

A la rupture,  $dR_\phi$  fait l'angle  $\phi$  avec la normale à  $dl$  donc toutes les réactions élémentaires enveloppent un cercle de centre  $O$  et de rayon  $r \cdot \sin \phi$ . Ce cercle est appelé cercle de frottement. Si on trace le polygone des forces élémentaires de cohésion  $dR_c$ , la résultante  $R_c$  sera parallèle à la corde  $AB$ . Elle agira à une distance  $OH$  de  $O$  telle que :

$$R_c \cdot OH = r \int_{AB} \left| \overline{dR_c} \right| = \int_{AB} c \cdot dl = r \cdot c \cdot L \quad (L : \text{longueur de } AB) \quad (3.26)$$

D'autre part, si le milieu est homogène :

$$R_c = c \cdot AB \Rightarrow f_c \cdot OH = OH \cdot c \cdot AB = r \cdot c \cdot L \quad (3.27)$$

$$OH = r \cdot L / AB \quad \text{et } L / AB > 1 \quad \text{et } OH > r$$

Les études de Taylor et Terzaghi ont permis de démontrer que la résultante  $R_\phi$  est portée par une droite tangente à un cercle de centre  $O$  et de rayon  $K \cdot r \cdot \sin \phi$ . Bien que  $K$  dépende de l'angle  $AOB$  ainsi que des variations des contraintes normales aux arcs élémentaires, on peut faire en 1<sup>ère</sup> approximation l'hypothèse que  $K = 1$ . On en déduit alors que le support de  $R_\phi$  est tangent au cercle de frottement.

On peut donc faire une résolution graphique. A l'équilibre limite :

$$W + R_c + R_\phi = 0 \quad (3.28)$$

$W$  est portée par une verticale passant par le centre de gravité  $G$  de la partie du massif en rupture.  $R_c$  est connue. Elle est portée par une parallèle à  $AB$  située à une distance

$$OH = r \cdot L / AB \quad \text{de } O.$$

Pour déterminer  $R_\phi$ , on mène par  $E$ , ( $|W| = O'E$ ) une parallèle à  $R_c$ . Elle coupe la droite tangente au cercle de frottement  $O'K$  en  $F$ .

$$O'F = |R_\phi|$$

$$EF = |rc|$$

En fait  $R_c$  représente la force de cisaillement réellement mobilisée. A l'équilibre on a donc en réalité  $R_c = |rc|$

On reporte alors  $R_\phi$  à partir de  $D$ ,  $R_\phi$  est donc la composante de  $R_\phi$  sur la tangente au cercle en D ; puisque le coefficient de sécurité est égal au rapport du moment résistant sur le moment moteur, on peut écrire :

$$F = \frac{r.R_{\phi r} + OH.R_c}{r.R_{\phi r} + OH.r_c} \quad (3.29)$$

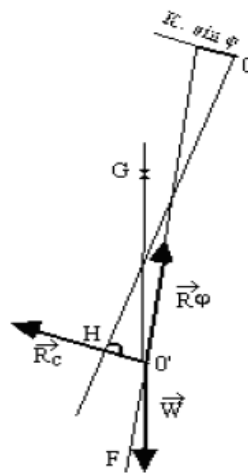


Figure 3.7 Méthode du cercle de frottement

### 3.7.5 L'Analyse limite

Dans l'analyse limite, la solution d'un problème de la stabilité des talus est habituellement en fonction de la taille ou de la hauteur critique du talus ou en fonction de la charge limite appliquée sur une certaine partie de la surface du talus. S'il n'y a aucun chargement extérieur, l'effondrement peut être provoqué par le poids propre au sol lui-même. Ainsi, la condition limite est exprimée en fonction du poids spécifique du sol.

L'analyse de la stabilité des talus est généralement exprimée en fonction du coefficient de sécurité tout en respectant les paramètres de résistance au cisaillement du sol. Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

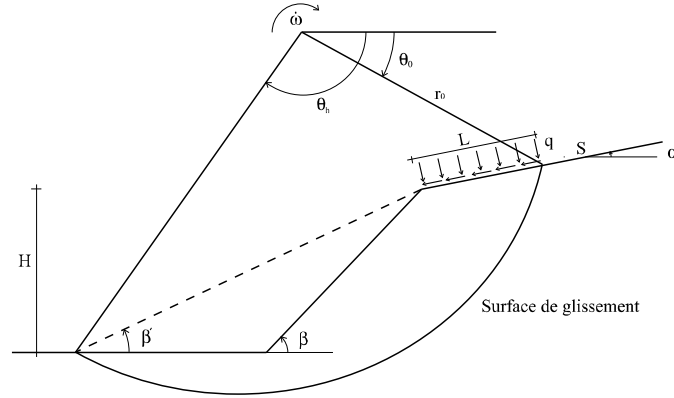
$$FS = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m} \quad (3.30)$$

D'où  $FS$  est le coefficient de sécurité ;  $c$  et  $\varphi$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol ;  $c_m$  est la cohésion mobilisée et  $\varphi_m$  est l'angle de frottement mobilisé. En d'autre terme  $FS$  est défini comme coefficient par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol devraient être répartis (divisés) pour donner l'état de glissement qui va apparaître. Karal [35], Donald et Chen [36] ont acceptés l'équation (3.30) comme la définition du coefficient de sécurité pour le matériau en frottement, les surfaces de glissement sont des surfaces de rendement potentiel, les déplacements et le mécanisme de rupture dépend du coefficient de sécurité.

Le mécanisme cinématiquement admissible est montré dans la figure 3.8, où la surface de glissement est décrite par l'équation suivante :

$$r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} \quad (3.31)$$

$r_0$ : le rayon de la spirale logarithmique qui dépend de l'angle  $\theta_0$ . la masse du sol en mouvement (rupture) tourne comme un corps rigide autour du centre de rotation avec une vitesse angulaire  $\dot{\omega}$ . Ce mécanisme qui a été considéré par Chen [37], est géométriquement définie par les angles  $\beta$ ,  $\theta_0$  et  $\theta_h$  (figure 3.8) et l'angle de la résistance au cisaillement mobilisé  $\frac{tg\varphi}{FS}$ . La géométrie du talus est déterminée par la hauteur  $H$ , et les angles  $\alpha$  et  $\beta$  qui sont également indiqués sur la figure 3.8.


**Figure 3.8: Mécanisme de rupture d'un talus**

Le taux du travail externe est dû au poids propre du sol et au chargement surfacique externe. Les deux composantes du taux du travail externe sont indiquées par  $\dot{W}$  et  $\dot{Q}$  respectivement. Le taux du travail dû au poids propre du sol est exprimé par l'équation suivante :

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3 - f_4] \quad (3.32)$$

$$f_1 = \frac{\{3 \operatorname{tg} \varphi^* \cos \theta_h + \sin \theta_h\} \exp[3(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi^*] - 3 \operatorname{tg} \varphi^* \cos \theta_0 - \sin \theta_0}{3(1 + 9 \operatorname{tg}^2 \varphi^*)} \quad (3.33)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \left( 2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha \right) \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (3.34)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \exp[(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi^*] \left[ \sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin(\theta_h + \alpha) \right] \times \left\{ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha + \cos \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi^*] \right\} \quad (3.35)$$

$$f_4 = \frac{H^2}{r_0^2} \frac{\sin(\beta - \beta')}{2 \sin \beta \sin \beta'} \left[ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha - \frac{1}{3} \frac{H}{r_0} (ctg \beta' + ctg \beta) \right] \quad (3.36)$$

Avec :  $\operatorname{tg} \varphi^* = \operatorname{tg} \varphi / F_s$

Dans le cas où le talus est soumis à une charge surfacique externe comme il est montré sur la figure 3.8 le taux de travail de cette charge est :



$$\dot{Q} = q L \dot{\omega} \left[ r_0 \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{L}{2} \right] + s L \dot{\omega} r_0 \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (3.37)$$

D'où  $L$  : est la distance entre la surface de rupture au dessus du talus et le bord du talus (figure 3.8) ;  $q$  : la force normale appliquée ;  $s$  : la force tangentielle appliquée.

Si on considère un mécanisme de bloc rigide, seul l'énergie de dissipation qui est prise en compte le long de la surface de glissement. Le taux d'énergie de dissipation,  $\dot{D}$ , peut être exprimé comme suit :

$$\dot{D} = \frac{c r_0^2 \dot{\omega}}{2 \operatorname{tg} \varphi} \left[ e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} - 1 \right] \quad (3.38)$$

En égalant le taux du travail externe et le taux d'énergie de dissipation on a :

$$\dot{W} + \dot{Q} = \dot{D} \quad (3.39)$$

En remplaçant  $\dot{W}$ ,  $\dot{Q}$  et  $\dot{D}$  dans l'équation (3.39), on a :

$$\begin{aligned} \gamma \frac{H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + q B \left[ \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + s B \sin(\theta_0 + \alpha) \\ = \frac{c}{2 \operatorname{tg} \varphi} \left[ e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} - 1 \right] \end{aligned} \quad (3.40)$$

D'où :

$$A = \frac{\sin \beta'}{\sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (3.41)$$

$$B = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha) \sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (3.42)$$

Les valeurs de  $A$  et  $B$  peuvent être reliées à  $H$  et  $L$  respectivement par les expressions suivantes :

$$H = A r_0 \quad (3.43)$$

$$L = B r_0 \quad (3.44)$$

D'où la distance  $L$  est indiquée sur la figure 3.8

Pour une valeur donnée de  $FS$ , la limite supérieure pour la hauteur du talus est obtenue en résolvant l'équation suivante :

$$H = \frac{A}{\gamma} \frac{c}{2 \operatorname{tg} \varphi} \frac{\left[ e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} - 1 \right] - q B \left[ \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] - s B \sin(\theta_0 + \alpha)}{(f_1 - f_2 - f_3 - f_4)} \quad (3.45)$$

La plus petite limite supérieure pour  $H$  peut être obtenue, en réduisant au minimum la fonction  $H = f(\theta_0, \theta_h, \beta')$ . Les angles obtenus définissent la surface de glissement potentielle. En plus, on remplace les angles trouvés dans l'équation (3.45) on trouve la hauteur critique du talus. C'est la hauteur maximale à laquelle il est possible que la pente soit stable avec la valeur supposée de  $FS$ . La vraie valeur du coefficient de sécurité pourrait être trouvée par un procédé itératif duquel les paramètres de résistance du sol sont changés progressivement selon l'équation (3.30), jusqu'à ce que la hauteur critique soit égale à la hauteur réelle de la pente.

Eventuellement, le coefficient de sécurité peut être directement trouvé en résolvant l'ensemble d'équations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \beta'} = 0 \\ H = H_{actuel} \end{cases} \quad (3.46)$$

D'où  $H_{actuel}$  représente la hauteur réelle du talus. Dans l'équation (3.46), les valeurs inconnues sont  $\theta_0$ ,  $\theta_h$ ,  $\beta'$  et  $FS$ . Par conséquent, la solution de l'équation (3.46) donne les valeurs de  $FS$  et la position de la surface de glissement potentielle.

### 3.8 Conclusion

*Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de la stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol. En effet, on en revient au problème éternel de la méconnaissance des lois de comportement du sol que l'on considère toujours comme rigide-plastique.*

*Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées ( $C_u$ ,  $\phi_u$ ). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques ( $C_{CD}$ ,  $\phi_{CD}$ ) ou ( $C'$ ,  $\phi'$ ). Donc le choix de la méthode dépend de la confiance que l'on peut leur accorder qui est essentiellement fonction de l'expérience que l'on peut en avoir.*

# **Chapitre Quatre**

## **Aperçu Bibliographique Sur le Renforcement Des Pentes Par des Pieux**

### **4. Introduction**

*La stabilité des pentes peut être améliorée avec différentes manières : modifiant la géométrie de la surface de la pente (aplatissement de la pente), effectuant un drainage extérieur, utilisant des techniques d'amélioration du sol, ou installant les structures de soutènements comme les murs et les pieux. La première solution mène à une réduction des forces motrices qui provoquent la rupture ; les autres mesures produisent en général une augmentation des forces de résistance.*

*Dans ce chapitre on parlera d'abord de l'analyse de la stabilité des pentes renforcée par des pieux, ensuite on citera quelques méthodes utilisées pour trouver la pression qui agisse sur les pieux, enfin on donnera quelques conclusions qui ont été trouvées dans la littérature concernant l'influence des pieux sur le coefficient de sécurité de la pente.*

#### **4.1 L'Analyse de la stabilité des talus renforcés par des pieux**

Quand le coefficient de sécurité d'un talus est considéré comme insatisfaisant, la stabilité du talus peut être améliorée, en installant une structure de retenue telle qu'une rangée de pieux (figure 4.1). Les pieux devraient être conçus pour fournir la force stabilisante requise pour augmenter le coefficient de sécurité à une valeur choisie.

Dans la pratiques, l'étude d'une pente renforcée avec des pieux est habituellement effectuée en rénovant les méthodes utilisées généralement pour l'analyse de la stabilité des pentes pour incorporer la force de réaction exercée par les pieux sur la masse instable du sol. Jusqu'à maintenant, la méthode d'équilibre limite est l'approche la plus utilisée pour l'analyse de la stabilité des pentes due à sa simplicité d'utilisation.

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par Ito et al [18] pour traiter le problème de la stabilité des pentes renforcée avec des pieux. Dans cette approche le coefficient de sécurité de la pente a été défini comme le rapport du moment de résistance au moment de renversement agissant sur la masse du sol potentiellement instable. Le moment de résistance se compose de deux composants : le moment dû à la résistance du sol au cisaillement le long de la surface de glissement et le moment fourni par la réaction des pieux. Le moment moteur et le moment de résistance dus à la résistance du sol au cisaillement ont été obtenus par l'application de la méthode ordinaire des tranches. Pour calculer le moment de résistance dû aux pieux, Ito et al.[18] a proposé l'utilisation de l'équation théorique, trouvée précédemment par Ito et Matsui [17], pour évaluer la force latérale agissant sur une rangée de pieux dues au mouvement du sol.

Une approche semblable a été développée par Lee et al [20]. Dans laquelle la méthode simplifiée de Bishop a été utilisée pour trouver la surface de glissement critique pour la pente aussi bien que le moment moteur et le moment de résistance dus à la résistance au cisaillement du sol. Le moment de résistance produit par les pieux a été obtenu à partir de la force de cisaillement et du moment de flexion développée dans le pieu à la profondeur de la surface de glissement causé par le mouvement latéral du sol. Ces forces ont été calculées suivant un procédé basé sur la méthode des éléments limites qui a été proposée par Poulos et al.[23] et plus tard développée par Lee et al.

La méthode d'équilibre limite a été également employée par Chugh [39] et Poulos [40] pour analyser la stabilité de pentes renforcées par des pieux. Dans ces deux approches, on suppose que les pieux fournissent une résistance au cisaillement additionnel le long de la surface de glissement critique qui devrait augmenter le coefficient de sécurité de la pente à une valeur choisie.

Récemment, Hassiotis et al. [13] ont amélioré la méthode du cercle de frottement pour incorporer la réaction du pieu dans l'analyse de la stabilité des pentes. L'équation d'Ito et de Matsui [18] a été employée pour déterminer la force latérale que la masse du sol en rupture exerce sur une rangée de pieux

#### 4.1.1 L'analyse limite

Pour présenter la présence des pieux, on suppose qu'une force latérale et un moment sont appliqués à la profondeur de la surface de glissement. Dans ce cas, le taux de dissipation d'énergie devient

$$\dot{D} = \frac{c r_0^2 \dot{\omega}}{2 \operatorname{tg} \varphi} \left[ e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} - 1 \right] + F r_0 \sin \theta_F \dot{\omega} e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} - M \dot{\omega} \quad (4.1)$$

Avec  $FS$  est le coefficient de sécurité cible du talus; l'angle  $\theta_F$  indique la position de la structure stabilisante (pieux) le long de la surface de glissement (figure 4.1);  $F$  est la force stabilisante, par unité de largeur du sol, que les pieux doivent fournir pour améliorer la stabilité du talus; le moment  $M$  explique la distribution de  $F$  avec la profondeur dans la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement, il est indiqué par :

$$M = F m h \quad (4.2)$$

D'où  $h$  est la hauteur de la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement (figure 4.1), et  $m$  est un coefficient réducteur.

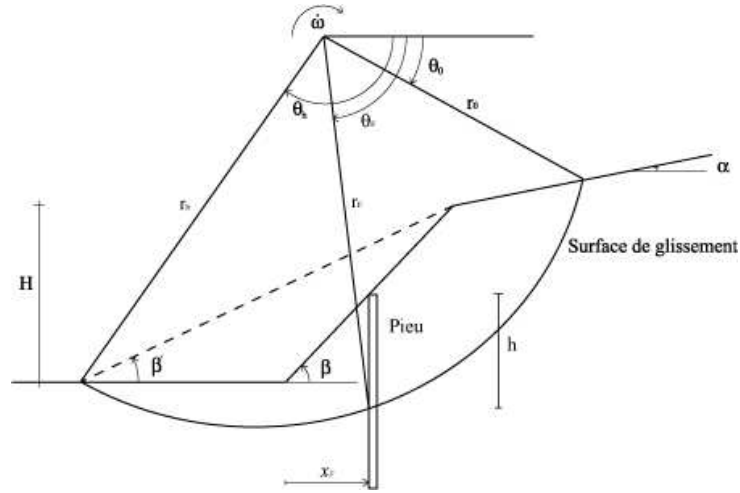


Figure 4.1 : Talus renforcé par des pieux

Quand  $m=0$ , la présence des pieux dans la stabilité des pentes est exprimé par une résistance au cisaillement supplémentaire le long de la surface de glissement potentielle, comme a été supposé également par Poulos [38]. La hauteur  $h$  peut être calculée en utilisant l'une des expressions suivantes selon l'abscisse  $x_F$  qui est mesurée à partir du pied de la pente

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h \quad \text{si } -D \leq x_F \leq 0 \quad (4.3)$$

$$D = \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \sin \beta'} H \quad (4.4)$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h + x_F \operatorname{tg} \beta \quad \text{si } 0 \leq x_F \leq H \operatorname{ctg} \beta \quad (4.5)$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h + H + (x_F - H \operatorname{ctg} \beta) \operatorname{tg} \alpha \quad \text{si } x_F > H \operatorname{ctg} \beta \quad (4.6)$$

d'où

$$x_F = r_F \cos \theta_F - r_h \cos \theta_h - D \quad (4.7)$$

$$r_F = \frac{H}{A} e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} \quad \text{et} \quad r_h = \frac{H}{A} e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} \quad (4.8)$$

Pour une valeur choisie de  $FS$ ,  $h$  est une fonction des angles  $\theta_0$ ,  $\theta_h$ ,  $\beta'$  et  $\theta_F$

Le taux de travail externe est donné par la somme de  $\dot{W}$  et  $\dot{Q}$ . Ces derniers sont exprimés par les équations (3.32 et 3.37 chapitre trois), respectivement. Par conséquent, l'égalisation du taux de travail externe au taux de dissipation d'énergie mène à l'expression suivante pour  $F$  :

$$F = \frac{\frac{\gamma H}{A}(f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + qB \left[ \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + sB \sin(\theta_0 + \alpha) - \frac{c}{2 \operatorname{tg} \varphi} \left[ e^{\frac{2(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi}{FS}} - 1 \right]}{\frac{A}{H} \left[ \sin \theta_F e^{\frac{(\theta_F - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi}{FS}} - m h \frac{A}{H} \right]}$$

L'équation si dessus donne la force, par unité de largeur du sol, qui doit être fournie par une structure de soutènement pour réaliser la valeur désirée du facteur de sécurité du talus

Quand une structure de soutènement est insérée dans un talus, la résistance supplémentaire fournie par cette structure, change le coefficient de sécurité du talus et le mécanisme de rupture potentiel par rapport au cas sans pieux. Par conséquent, d'autres surfaces de glissement possibles ont pu être plus critiques que celle trouvée pour le talus sans pieux. La surface la plus critique est celle pour laquelle la valeur de  $F$  la plus élevée est exigée pour augmenter le coefficient de sécurité à la valeur désirée. Du point de vue informatique, cette surface peut s'avérer maximiser la fonction  $F = F(\theta_0, \theta_h, \theta_F, \beta')$  en ce qui concerne les angles  $\theta_0$ ,  $\theta_h$  et  $\beta'$  à condition que la position des pieux dans le talus est donnée. À cet effet, l'ensemble suivant d'équations doit être résolu.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial F}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial \beta'} = 0 \end{array} \right. \quad (4.10)$$

$$x_F = \frac{H}{A} \left[ \cos \theta_F e^{\frac{(\theta_F - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi}{FS}} - \cos \theta_h e^{\frac{(\theta_h - \theta_0) \operatorname{tg} \varphi}{FS}} \right] - H \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \sin \beta'}$$

D'où  $x_F$  indique la position des pieux par rapport au pied du talus (figure 4.1). La valeur de  $x_F$  devrait être admise pour la surface de glissement critique trouvé pour le talus sans pieux.



Cette surface indique, en fait, les différentes positions où les pieux doivent être positionnés pour augmenter efficacement la stabilité du talus. Une structure de soutènement en dehors de la région du sol affectée par cette surface de glissement n'a pu avoir aucune influence sur la stabilité du talus.

Dans l'équation (4.10), les inconnues sont  $\theta_0$ ,  $\theta_h$ ,  $\beta'$  et  $\theta_F$ . Les angles  $\theta_0$ ,  $\theta_h$  et  $\beta'$  indiquent la surface de glissement potentielle critique, et la valeur maximal de  $F$  est calculée en remplaçant ces angles dans l'équation (4.9). Cependant, il convient a noter que, si on suppose que  $m$  n'est pas nul,  $F$  dépend de la hauteur  $h$  qui peut être déterminée à partir de  $\theta_0$ ,  $\theta_h$ ,  $\beta'$  et  $\theta_F$  en utilisant les équations (4.3-4.8). Ceci implique que l'équation (4.10) doit être résolue, considérant l'expression pour  $h$  approprié avec une valeur de  $x_F$ , selon l'équation (4.4).

Une fois que la force  $F$  est obtenue, la géométrie du pieu, la distance de centre à centre auxquelles les pieux doivent être mises en place, et les conditions structurales pour les pieux peuvent être déterminées à partir de l'analyse d'interaction pieu-sol. Le déplacement maximum, le cisaillement et les moments de flexion agissant sur les pieux devraient être pris en considération pour s'assurer que la conception est adéquate.

## **4.2 Méthodes utilisées pour la détermination de la pression du sol agissant sur les pieux**

### **4.2.1 Méthode d'Ito et de Matsui**

Ito et Matsui (1975) présentent une méthode pour trouver la pression limite du sol qui agisse sur une rangée de pieux basée sur la théorie de déformation plastique. La méthode prévoit la pression à laquelle le sol atteint un état limite plastique selon le Critère de Mohr coulomb. Les hypothèses principales de la méthode sont

- a) Le sol est en état plastique dans la région ( $AEBB'E'A$ ) figure 4.4.
- b) Pas de frottement dans les surfaces  $EB$  et  $E' B'$ , donc les contraintes à l'interface pieu-sol sont considérés comme des contraintes principales.
- c) Les conditions en déformation plane s'applique dans le sens de la profondeur.
- d) Les surfaces de glissement se produisent le long des surfaces intérieures du pieu.
- e) Les pieux sont rigides par rapport au sol, et alignés verticalement.

f) La répartition des contraintes le long de la surface de rupture est indépendante du frottement sur ces surfaces.

La méthode est utilisée pour calculer la pression latérale qui agisse sur un pieu circulaire d'une rangée de pieux avec un espacement entre les pieux (de centre-à-centre) constant. Les pressions latérales qui agissent sur un pieu sont variées de zéro lorsqu'il n'y pas de mouvement jusqu'à la pression limite qui due aux grandes déformations latérales. La méthode d'Ito et de Matsui prévoit une valeur intermédiaire de la pression entre ces deux extrémités, à une condition où le sol atteint un état plastique. La force limite par unité de longueur du pieu  $P(z)$  à n'importe quelle profondeur  $z$  où le sol est dans un état d'équilibre plastique ( *figure 4.4* ) est en fonction du poids propre de sol  $\gamma$ , de l'angle de frottement interne  $\varphi$ , de la cohésion  $c$ , de la distance entre les pieux (centre-à-centre)  $D1$ , et de la distance intérieure entre les faces de pieu  $D2$ .

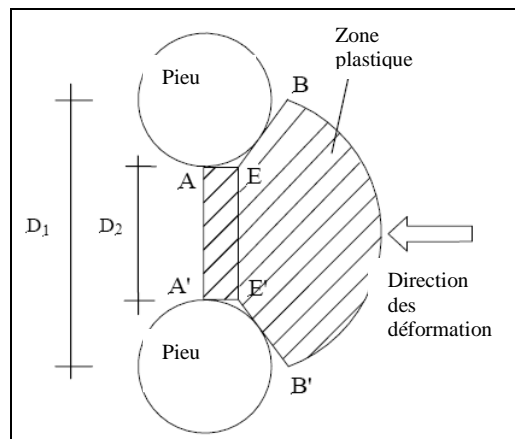
L'équation qui rapporte toutes ces termes est :

$$P(Z)=cD_1[D_1/D_2]^{G_1(\varphi)}[(2N_\varphi^{1/2}\tan\varphi+1/N_\varphi\tan\varphi)\{exp[(D_1-D_2)G_3(\varphi)/D_2]-1\}+G_2(\varphi)/G_1(\varphi)]-c\{D_1G_2(\varphi)/G_1(\varphi)\}+[(\gamma Z/N_\varphi)-(2c/N_\varphi^{1/2})]\{D_1(D_1/D_2)^{G_1(\varphi)}exp[(D_1-D_2)G_3(\varphi)/D_2]-D_2\}$$

Avec

$$N_\varphi = \tan^2 (\pi/4+\varphi/2); G_1(\varphi) = N_\varphi^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1$$

$$G_2(\varphi)=2 \tan\varphi + 2 N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2} \text{ et } G_3(\varphi)= N_\varphi \tan\varphi \tan (\pi/8+\varphi/4)$$



**Figure 4.4 État de déformation plastique d'un sol autour des pieux (Ito et Matsui)**

Hassiotis et al. a également proposé une méthode pour l'étude des pentes renforcées avec une rangée de pieux dans laquelle la théorie de la plasticité

proposée par Ito et Matsui a été utilisée pour trouver la pression qui agisse sur les pieux.

Basé sur cette méthode, Lee et al. et Poulos ont proposés une méthode d'équilibre limite. Le procédé de Poulos est comme suit :

a) trouvant la résistance de cisaillement requise pour l'augmentation du coefficient de sécurité de la pente à la valeur désirée.

b) trouvant la résistance au cisaillement maximum que chaque pieu peut fournir pour résister au glissement de la partie potentiellement instable de la pente par l'analyse de l'interaction pieu-sol en utilisant la méthode d'élément limite.

c) choisissant le nombre de pieux, ainsi que la meilleure position de ces pieux dans la pente.

L'approche cinématique de l'analyse limite est utilisée par Ausilio et al. dans l'analyse de la stabilité des pentes renforcées par des pieux, pour trouver le meilleur endroit des pieux dans la pente, ainsi que des expressions analytiques pour augmenter le coefficient de sécurité à une valeur prescrite sont proposées.

#### **4.2.2 Analyse découplée (Uncoupled analysis)**

La méthode d'analyse découplée peut être classée dans deux catégories. La première catégorie est la méthode de pression qui est proposé par De Beer et Wallays (1970), Ito et al. (1981), Hassiotis et al. (1997), et Loehr et al. (2004). La deuxième catégorie est la méthode de déplacement proposée par Hull et al. (1991), Poulos (1995b), Lee et al. (1995), et Jeong et al. (2003). Puisque les méthodes proposées dans chaque catégorie sont identique, on parlera dans ce qui suit de la méthode proposée par Loehr et al (2004) (première catégorie), et Hull et al (1991) (deuxième catégorie). Ces méthodes sont développées en utilisant une approche découplée dans lequel la réaction du pieu et la stabilité de la pente sont considérées séparément.

##### **4.2.2.1 Méthode de Pression**

Loehr et al (2004) a développé une analyse pour trouver la résistance fournie par chaque élément de renforcement en utilisant la méthode de pression. La méthode utilise une

approche d'état limite où différents modes de rupture sont considérés. Les trois états limites dus aux différents modes de rupture sont:

- la rupture du sol autour ou entre les éléments de renforcement : « résistance limite du sol
- la rupture du sol due à l'insuffisance de la longueur d'ancrage:« résistance limite d'ancrage
- la rupture de la structure des éléments de renforcement par courbure ou cisaillement due aux charges appliquées par la masse du sol : « résistance limite de renforcement ».

#### **4.2.2.2 Méthode de déplacement**

Hull et al. (1991) a étudié par la méthode de déplacement le comportement d'un pieu inclus dans une pente. La réaction du pieu, la contrainte de cisaillement, le moment de flexion et la déflexion du pieu ont été analysées quand le pieu est soumis aux mouvements latéraux du sol, par la méthode d'élément limite modifiée qui est développée par Poulos (1973). Cette méthode prend en considération, les déplacements relatifs entre le sol et le pieu, la rigidité relative du pieu et du sol, aussi bien que la longueur du pieu.

#### **4.2.3 Analyse couplée (Coupled analysis)**

Généralement, la pression latérale du sol qui agisse sur une rangée de pieux est calculée par une méthode proposée par Ito et Matsui. En considérant le sol comme rigide-parfaitement plastique, et les pieux sont parfaitement rigides. Ainsi, cette méthode ne tient pas compte du comportement des pieux flexibles, et l'argile molle, etc. D'autre part, les mouvements latéraux engendrés par le sol sont estimés soit par les mesures données par l'inclinomètre ou d'un résultat analytique en utilisant la méthode des éléments finis, relations empiriques ou basé sur des données historiques des cas identique.

Cependant, un problème majeur avec les méthodes de déplacement est l'évaluation des déplacements libres du sol, parce qu'il est difficile d'estimer exactement les déplacements latéraux du sol. D'ailleurs, la méthode de renforcement des pentes par des pieux qui utilise l'équilibre limite, a un certain degré de faiblesse pour représenter le vrai système pieux-pente car l'interaction sol-pieu n'est pas bien définie.

Pour cette raison, d'autres investigateurs ont développés un deuxième type de méthode qui a été employé pour étudier le système pieu-pente, qui est analysé comme un milieu continu élastique ou élastoplastique, en utilisant la méthode des éléments finis ou de différence-finie. Cette méthode fournit des solutions couplées dans lesquelles la réaction de pieu et la stabilité de la pente sont considérées simultanément.

#### 4.2.4 Méthode empirique de Broms

Broms (1964a),(1964b) a proposé des équations pour trouver la pression ultime qui agisse sur des pieux qui sont inclus dans un sol cohérent et un sol de faible cohésion respectivement. En basant sur les résultats mesurés de la résistance latérale de ces pieux qui ont été chargés latéralement, Broms (1964a) a trouvé que pour le sol cohérent la pression ultime du sol est égale à zéro à une profondeur égale à 1.5 le diamètre de pieu et égale à neuf fois la résistance au cisaillement à une grande profondeur. Pour un sol de faible cohésion ( $c \approx 0$ ), Broms (1964b) a trouvé que la pression ultime du sol est égale à trois fois la pression passive de Rankine ( $P_u = 3\sigma_p$ ) à toutes les profondeurs.

#### 4.2.5 Analyse numérique en 3D (Pan et al)

Pan et al. (2002) a effectué une analyse numérique, en utilisant un code (3 dimensions) en éléments finis, pour étudier le comportement des pieux soumis aux mouvements latéraux du sol et pour déterminer la pression ultime du sol agissant sur le pieu. Les résultats obtenus indiquent que la pression ultime d'un sol cohérent, dans des conditions non drainée, qui agisse sur un pieu rigide égale à 10 fois  $C_u$  (résistance au cisaillement dans des conditions non drainée), et pour un pieu flexible égale à 10.8 fois  $C_u$ .

#### 4.2.6 Méthode de réduction de la résistance au cisaillement

Pour les pentes, le coefficient de sécurité  $F_s$  est habituellement défini comme le rapport de la résistance au cisaillement réelle du sol à la résistance au cisaillement minimum nécessaire pour empêcher la rupture. Duncan a précisé que,  $F_s$  est le coefficient par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être divisée pour porter la pente à la limite de la rupture.

Cette technique de réduction de la résistance au cisaillement a été employée dès 1975 par Zienkiewicz et al., et a été appliquée par Naylor, Donald et Giam, Matsui et San , Ugai et Leshchinsky, Cai et Ugai et You et al., etc.

L'application de la technique de la réduction de la résistance au cisaillement a été limitée dans le passé suite au long calcul. Mais avec la vitesse croissante de l'ordinateur de bureau, la technique est devenue une alternative raisonnable à la méthode des tranches, et est utilisée dans la pratique par les ingénieurs.

Hull et al.[1991] a étudié par une simulation numérique (logiciel PALLAS), la réaction du pieu (longueur pieu fixe) due au mouvement latéral du sol en différentes profondeurs de la surface de glissement. Cette analyse a donnée différent modes de rupture, qui sont discutés par Hull et al :

- Rupture par écoulement : quand le pieu est moins résistant et la profondeur de la surface de glissement est peu profonde.

- Mode de rupture « court » : quand la profondeur de la surface du glissement est plus profonde, que la profondeur équivalente à la longueur du pieu, et en plus le pieu a une résistante suffisante au moment de flexion et aux forces de cisaillements produites.

- Mode de rupture « intermédiaire » : ce mode de rupture se produit à la profondeur de la surface de glissement, entre le mode « court» et la rupture par « écoulement

### **4.3 L'influence des pieux sur le coefficient de sécurité de la pente (trouvé dans la littérature)**

Les pieux ont été utilisés dans plusieurs cas afin de stabiliser les talus ou améliorer leurs stabilisations. Ces pieux, qui peuvent être enfoncés au niveau de la crête ou dans la pente elle-même agissent en tant que éléments de résistance, sont habituellement soumis aux forces latérales par les mouvements horizontaux du sol environnant. Certaines des applications réussies de telles techniques ont été rapportées par De Beer et al. 1970, Ito et Matsui 1975, Sommer 1977, Fukuoka 1977 et Wang et al. 1979.

Des pieux en bois ont été utilisés pour stabiliser des pentes en argiles molle en Suède, alors que des pieux coulés en place en béton armé d'un diamètre supérieur ou égale a 1.5m ont été usités à l'Europe et aux Etats-Unis pour stabiliser des éboulements actifs d'une argile raide (Bulley 1965 et Offenberger 1981).

Au Japon des pieux en acier d'un diamètre de 300mm ont été utilisés pour stabiliser des zones actives d'éboulement (Taniguchi 1967).

Ausilio et al. [1] a signalé que l'inclusion d'une rangée de pieux dans une pente, change la valeur du coefficient de sécurité de la pente et le mécanisme de rupture

(par rapport au cas sans pieux), grâce à la résistance additionnelle fournie par ces pieux.

Poulos [23] a proposé une méthode pour étudier le nombre de pieux, et les meilleures positions de ces pieux dans la pente qui donnent le facteur de sécurité maximum.

Plusieurs études ont été entreprises dans l'ordre pour trouver la meilleure position de la rangée de pieux qui assure la stabilité de la pente. Ceci a été réalisé en déterminant la position de la rangée de pieux qui donne les valeurs maximum du coefficient de sécurité. Cependant, les résultats recommandés sont plutôt différents et contrastent.

Cai et Ugai [4] ont étudiés l'influence de, la position d'une rangée de pieux et l'espacement entre les pieux, sur le coefficient de sécurité d'une pente, en utilisant une analyse tridimensionnelle en éléments finis qui utilise le *SRM*, (méthode de réduction de la résistance au cisaillement). Ils ont précisés que le coefficient de sécurité sera maximum quand les pieux sont inclus au milieu de la pente.

Hassiotis et al. [13] a conclu que pour obtenir le coefficient de sécurité maximum, il faut que les pieux doivent être situés dans la partie supérieure de la pente.

Ito et Matsui [17] dans leurs études analytiques ont démontré qu'une rangée de pieux installés près de la partie supérieure de la pente donne le meilleur coefficient de sécurité mais dans 1979, Ito et al. [18] a prouvé que le meilleur endroit de la rangée de pieux, qui donne le coefficient de sécurité maximum est le milieu de la partie supérieure de la pente.

Lee et al. [20] a réalisé des essais sur un sol cohésif en pente, il a trouvé que les meilleurs positions de l'inclusion des pieux dans un sol homogène sont; le pied, et la crête de la pente; ainsi que d'autres chercheurs, ont affirmés que les pieux ont peu d'effet sur la stabilité de la pente quand ils sont inclus près du milieu de la pente.

W.B. Wei et Y.M. Cheng [28] ont trouvés que l'espacement entre les pieux a une influence importante sur le mécanisme de rupture d'une pente renforcée par une rangée de pieux. Quand cet espacement est petit, la surface critique de glissement est peu profonde, et presque divisée en deux parties. Avec l'augmentation de l'espacement, la surface critique de glissement devient plus profonde et ses deux parties sont devenues plus reliées, dans le cas où l'espacement est assez grand, les deux parties de la surface critique de glissement sont transformées graduellement à une seule surface critique qui est presque identique à la surface dans le cas sans renforcement (sans pieux). Ceci signifie que la surface critique de glissement d'une pente renforcée est habituellement plus profonde que celle d'une pente sans renforcement

#### **4.4 Conclusion**

*Malgré l'utilisation des pieux pour le renforcement des pentes reste parmi les solutions les plus efficaces dans ces derniers temps, il y a toujours des difficultés concernant l'analyse du comportement des pieux, car il demeure difficile d'appréhender de façon complète les réactions du sol aux sollicitations des pieux, ainsi que la carence en connaissance s'initie au moment de l'installation du pieu et continue pendant son chargement. Par exemple lors de l'installation d'un pieu dans un sable, la densité du sol et l'arrangement des grains en fonction de la taille peut se modifier. Les études concernant les effets d'installation sont très rares. Elles peuvent globalement être classées en deux catégories :*

- 1. les études expérimentales privilégiant la visualisation du sol autour des pieux ;*
- 2. les études expérimentales et théoriques où l'attention est portée sur la quantification directe ou indirecte des paramètres d'installation.*

*La complexité du problème et la difficulté d'une approche en grandeur réelle a souvent orienté les études expérimentales vers la réalisation des modèles réduits en laboratoire.*



# Chapitre Cinq

## Présentation de l'outil numérique utilisé (*PLAXIS*)

### 5. Introduction

*Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont de plus en plus utilisées dans l'analyse de la stabilité de sol. Le premier avantage de ces méthodes par rapport aux méthodes d'équilibre limite est que les hypothèses avancées sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture, ainsi que sur les directions et la magnitude des forces ne sont pas nécessaires. Aujourd'hui la majorité des codes numérique, conçu pour faire des analyses bidimensionnelles (déformation plane ou axisymétrie) et tridimensionnelles. Les calculs tridimensionnels sont plus lourds que les calculs bidimensionnels, l'art de l'ingénieur réside essentiellement dans son aptitude à choisir judicieusement des modèles aussi simples que possibles.*

*Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord un aperçu sur le code PLAXIS utilisé dans la réalisation d'une analyse suivant la méthode des éléments finis. Ainsi que le type de modèle et les éléments de maillages utilisés enfin nous donnerons quelques définitions des modèles de comportements employés dans ce programme*

### 5.1 Présentation du code PLAXIS

*PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. PLAXIS version 8 a été conçu pour opérer un espace*

bidimensionnel. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Inventé par des géotechniciens numériques, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Du point de vue pratique le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent de prévoir le comportement d'un ouvrage.

## 5.2 Conventions de signe

La génération d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions avec *PLAXIS* est basée sur un modèle géométrique. Ce modèle géométrique est créé dans le plan (x, y) du système de coordonnées global (Figure 6.1), alors que la direction z est perpendiculaire à ce plan. Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur.

Bien que *PLAXIS* version 8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D, indiqué sur la figure 6.1. Dans une analyse en déformations planes,  $\sigma_{zz}$  correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe. Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas,  $\sigma_{xx}$  représente la contrainte radiale et  $\sigma_{zz}$  la contrainte circonférentielle.

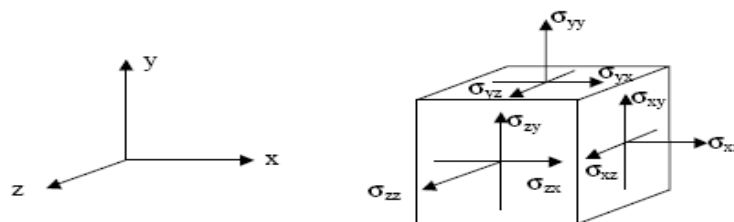
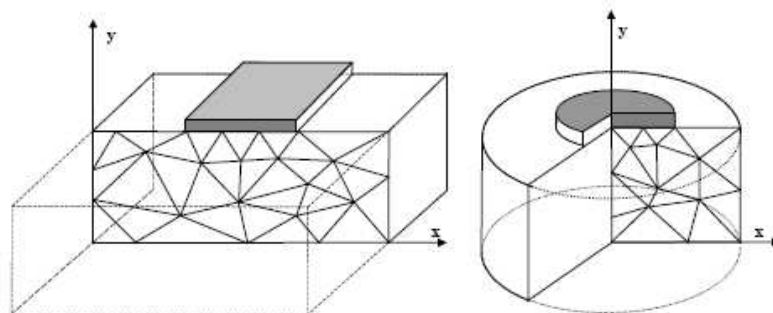


Figure 5.1 Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte positives

Dans tous les résultats, les contraintes et forces de compression, incluant les pressions interstitielles, sont comptées négativement, alors que les contraintes et efforts de traction sont comptés positivement. La *Figure 6.1* indique les directions de contrainte positives.

### 5.3 Le type de modèle

*PLAXIS* Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric). Les modèles en déformations planes (Plane strain) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction  $z$ ). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction  $z$  sont intégralement prises en compte. Les modèles axisymétriques (Axisymmetric) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée  $x$  représente le rayon et la coordonnée  $y$  correspond à l'axe de symétrie. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de Plane strain ou de Axisymmetry a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions  $x$  et  $y$ .



**Figure 5.2 Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique**

## 5.4 Les éléments :

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure 6.3) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément de triangle à 15 nœuds fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

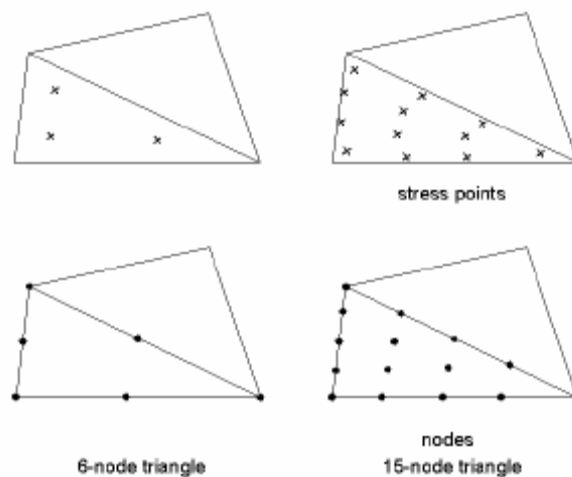


Figure 6.3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

## 5.5 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

### 5.5.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma: d'une part les lois de

comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans ces codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code *PLAXIS* est différente. Un des objectifs de *PLAXIS* est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

### **5.5.2 Modèle élastique linéaire :**

Ce modèle représente la loi de Hook pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young,  $E$ , et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Il est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

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

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.1)$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (5.2)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (5.3)$$

### 5.5.3- Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c \quad (5.4)$$

où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et  $c$  et  $\phi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (*figure 6.4*).

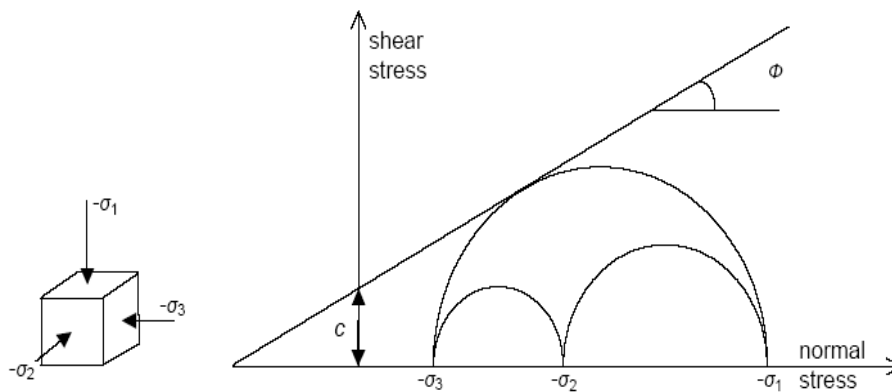
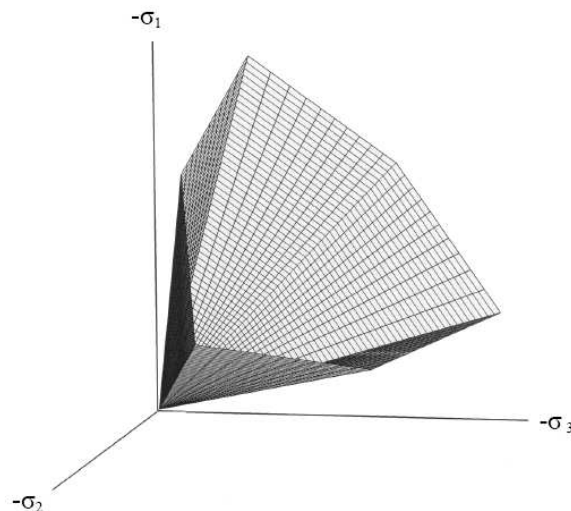


Figure 5.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 5.5) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



**Figure 5.5 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres: le module d'Young,  $E$ , le coefficient de poisson,  $\nu$ , la cohésion,  $c$ , l'angle de frottement,  $\varphi$ , et l'angle de dilatance  $\psi$ .

### 5.5.3.1 Module d'Young

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

*PLAXIS* utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés.

Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser  $E_0$  alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre  $E_{50}$ .

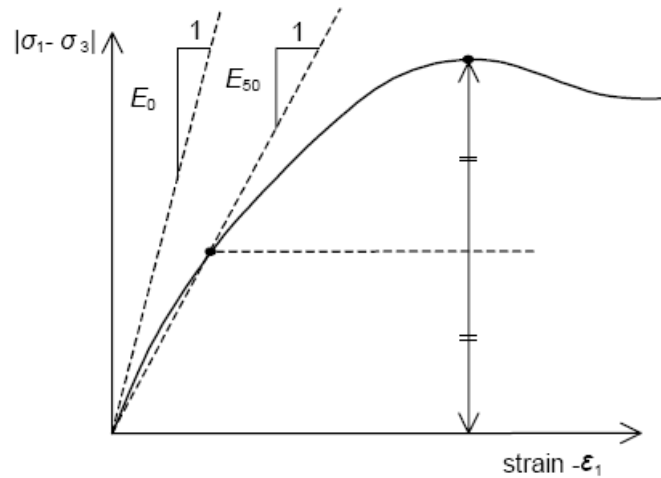


Figure 5.6 : Définition du module à 50 % de la rupture.

### 5.5.3.2 Coefficient de Poisson

Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (Accroissement de  $\Sigma Mweight$  de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, *PLAXIS* devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport  $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$ . Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de  $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$  pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour  $K_0$ . Dans la plupart des cas, les valeurs de  $\nu$  seront comprises entre 0,3 et 0,4. Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### 5.5.3.3 Angle de frottement

L'angle de frottement  $\varphi$  (*phi*) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités



lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.

### **5.5.3.4 L'angle de dilatance**

L'angle de dilatance  $\psi$  (*psi*), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi = 0$ ). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est  $\psi = \phi - 30^\circ$ . Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de  $\phi$  inférieures à  $30^\circ$ . Une valeur négative faible pour  $\psi$  n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

### **5.5.3.5 Autres paramètres de raideur**

En plus du module d'Young, PLAXIS permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement,  $G$ , et le module oedométrique,  $E_{oed}$ . Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.5)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (5.6)$$

Lorsque l'utilisateur définit l'un de ces autres paramètres, PLAXIS retient la valeur du coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

## **5.6 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model):**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

### **5.7 Modèle de sol avec écoulement (Hardening Soil Model) :**

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écoulement en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écoulement en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

### **5.8 Modèle pour les sols mous (Soft Soil model):**

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

### **5.9 Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model):**

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique

### **5.10 Modèle défini par l'utilisateur**

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de *PLAXIS*.

### **5.11 Conclusion**

*Malgré les inconvénients d'un modèle en deux dimensions, cela reste encore une modélisation adaptée pour les fondations. Pour cela, on fait souvent l'hypothèse d'un calcul en déformations planes pour une fondation filante ou en axisymétrie lorsque la fondation est circulaire. À côté de ces avantages et de ces inconvénients, il convient de signaler que les calculs bidimensionnels sont généralement du côté de la sécurité en exagérant les déformations et en surestimant les contraintes.*

*Les expériences montrent qu'une telle hypothèse donne en général une bonne approximation de la réponse réelle de l'ouvrage. On remarquera également que ceci ne peut être justifié que pour les ouvrages simples, et que la modélisation sophistiquée d'un problème complexe*

*nécessite des hypothèses de calcul supplémentaires et éventuellement des modèles en trois dimensions. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.*

*La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechnique classiques. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, glissement de terrain, fondation sur sol en pente, tunnel.*

*Quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?*

# **Chapitre Six**

## **Présentation et Interprétation des Résultats Obtenus**

### **6. Introduction**

*Force est de constater que la plupart des études concernant la stabilisation des pentes ont visé l'analyse de la stabilité de la pente elle-même (amélioration des coefficients de sécurité vis-à-vis des glissements). Cependant, les études faites pour l'amélioration de la capacité portante d'une semelle construite sur une pente renforcée sont rares. Donc les travaux de recherches menés dans le cadre de cette étude concernent l'analyse numérique, en utilisant le code PLAXIS basé sur la méthode des éléments finis, du comportement d'une semelle filante située au dessus d'un sable en pente renforcé par une rangée de pieux. Par conséquent l'objectif principal de cette analyse est de déterminer et établir la relation entre les paramètres variables d'une rangée de pieux et la portance de la semelle. En outre, pour découvrir le meilleur endroit de la rangée des pieux qui donne la meilleure amélioration de la capacité portante de la semelle.*

*Dans ce chapitre après la description du modèle utilisé, le maillage adopté et les conditions aux limites, on présente les résultats numériques sous forme de tableaux et de courbes suivis d'une discussion.*

## 6.1 Procédure de la simulation numérique

### 6.1.1 Présentation du cas étudié

On considère une semelle filante de largeur  $B$  posée au dessus d'un sable en pente renforcée par une rangée de pieux.

Les paramètres géométriques de l'étude sont représentés dans la figure 6.1:

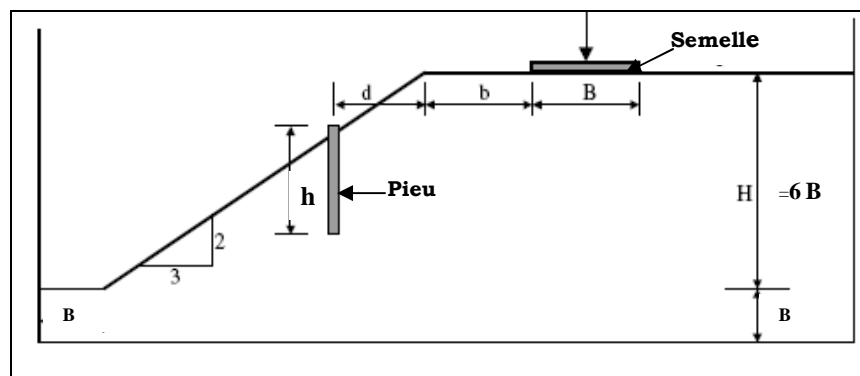


Figure 6.1 Les paramètres géométriques

$b$  : distance entre la semelle et la crête du talus

$B$  : largeur de la semelle filante

$d$  : distance entre la rangée de pieux et la crête du talus

$h$  : longueur du pieu

$H$  : hauteur du talus

La largeur de la semelle ( $B=0.80$  m), la hauteur du talus ( $H=4.80$  m), la pente du talus est  $2/3$  soit un angle de  $33,69^\circ$

### 6.1.2 Caractéristique des matériaux

Le sol utilisé dans cette analyse est un sable sans cohésion ayant un poids volumique sec  $\gamma=18,94$  kN/m<sup>3</sup>, un module de déformation  $E_{50}=40$ MPa, un coefficient de poisson  $\nu=0,30$ , et obéissant au critère de Mohr-Coulomb régi par une loi d'écoulement non associée ( $\psi < \phi$ ).

**Note :** PLAXIS recommande pour les problèmes qui ne présentent pas de chargement-déchargement d'introduire  $E_{50}$  à la place de  $E$  qui est réservé pour les matériaux ayant un grand domaine élastique.

Les pieux ont un diamètre  $D=30$  cm, et un module  $E=200\,000$  MPa. La fondation est considérée comme infiniment rigide.

### **6.1.3 Etude paramétrique**

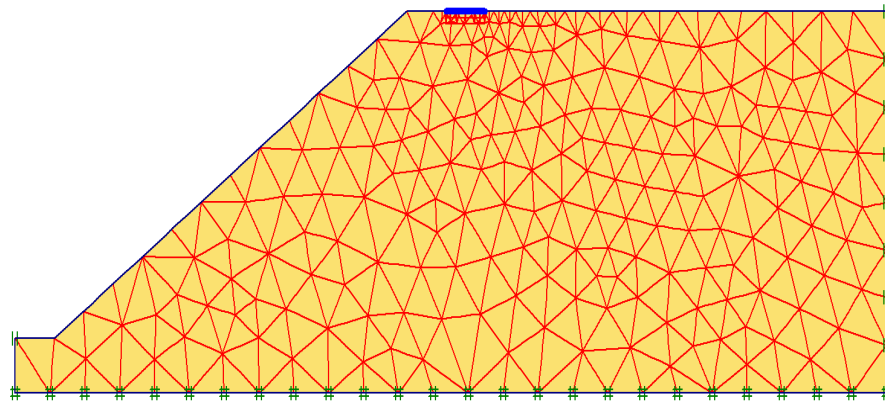
Les calculs dans cette étude portent notamment sur la variation des paramètres suivants : la longueur  $h$  du renforcement, la distance horizontale entre la rangée de pieux et la crête de la pente  $d$  et la distance entre la semelle et la crête de la pente  $b$  (voir tableau 6.1)

### **6.1.4 Maillage et conditions aux limites**

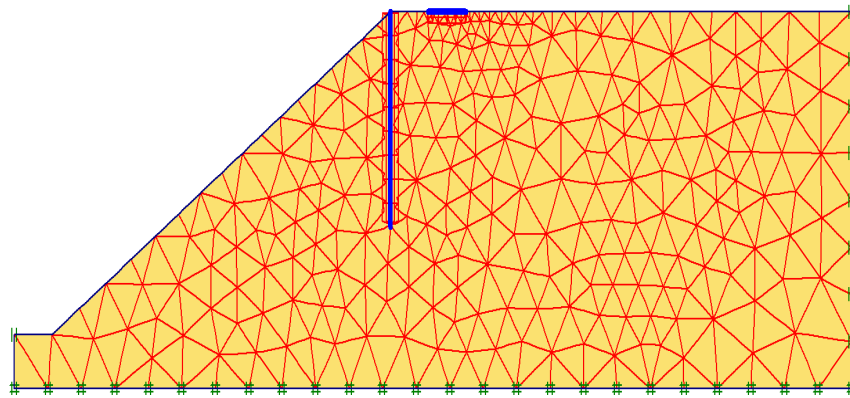
Le maillage retenu est représenté sur les figures 6.2 (a) et (b). Il s'agit d'un maillage qui est initialement grossier, puis qui est raffiné progressivement. Le maillage obtenu au final est plus fin au voisinage de la fondation.

L'élément de base utilisé dans la génération du maillage pour le sol est l'élément triangulaire à 15 nœuds (chapitre cinq article 5.3), alors que pour l'élément représentant les pieux et la semelle, l'élément poutre à cinq nœuds.

Les conditions aux limites classiques ont été appliquées au modèle en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure (comme illustré sur la figure 6.3). Les frontières adoptées sont suffisantes afin que les conditions aux limites n'influent pas sur les résultats et pour que le mécanisme de rupture ne les intercepte pas.



(a) Sans Renforcement



(b) avec renforcement

Figure 6.2 Maillage Adopté

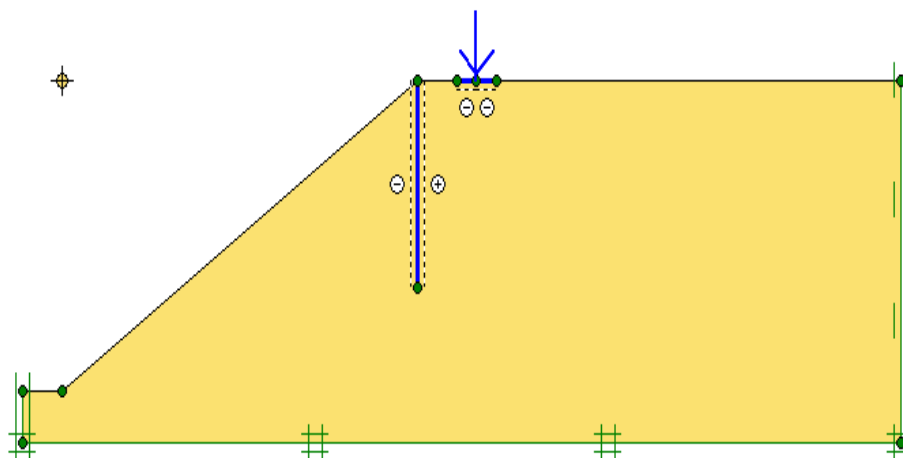


Figure 6.3 Conditions aux Limites

**Tableau 6.1 Programme de simulation pour l'étude paramétrique**

Séries	Paramètres constants	Paramètres variables
	<b><u>Pente sans Renforcement</u></b>	
1	b/B=0	$\varphi = 35^\circ, 38^\circ, \text{ et } 42^\circ$
2	b/B=1	$\varphi = 35^\circ, 38^\circ, \text{ et } 42^\circ$
3	b/B=2	$\varphi = 35^\circ, 38^\circ, \text{ et } 42^\circ$
	<b><u>Pente Renforcée</u></b>	
4	b/B = 0.00,      d/B = 0.00	h/B = 1.00, 1.50, 2.00, 3.00, 4.00 $\varphi = 35^\circ, 38^\circ, \text{ et } 42^\circ$
5	b/B = 1.00,      d/B = 0.00	h/B = 1.00, 1.50, 2.00, 3.00, 4.00 $\varphi = 35^\circ, 38^\circ, \text{ et } 42^\circ$
6	b/B = 2.00,      d/B = 0.00	h/B = 1.00, 1.50, 2.00, 3.00, 4.00 $\varphi = 35^\circ, 38^\circ, \text{ et } 42^\circ$
7	b/B = 0.00,      h/B = 2.00	d/B = 0.00, 1.00, 1.50, 2.00, 2,50 $\varphi = 35^\circ, 38^\circ, \text{ et } 42^\circ$
8	b/B = 1.00,      h/B = 2.00	d/B = 0.00, 1.00, 1.50, 2.00, 2,50 $\varphi = 35^\circ, 38^\circ, \text{ et } 42^\circ$
9	b/B = 2.00,      h/B = 2.00	d/B = 0.00, 1.00, 1.50, 2.00, 2,50 $\varphi = 35^\circ, 38^\circ, \text{ et } 42^\circ$
	<b><u>Pente sans Renforcement</u></b>	
10	$\varphi = 35^\circ$	b/B = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 4, 5, 6, 7, 8
11	$\varphi = 38^\circ$	b/B = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 4, 5, 6, 7, 8
12	$\varphi = 42^\circ$	b/B = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 4, 5, 6, 7, 8
	<b><u>Pente Renforcée</u></b>	
13	$\varphi = 35^\circ$	b/B = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 4, 5, 6, 7, 8
14	$\varphi = 38^\circ$	b/B = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 4, 5, 6, 7, 8
15	$\varphi = 42^\circ$	b/B = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 4, 5, 6, 7, 8



### 6.1.5 Génération des contraintes initiales

Plusieurs problèmes d'analyse en ingénierie géotechnique nécessitent la spécification de l'état de contraintes initiales. Ces contraintes causées par le poids propre du massif de sol représentent l'état d'équilibre du sol en place. Dans PLAXIS, il existe deux possibilités pour la spécification des contraintes initiales :

- **Procédure  $K_0$**  : procédure réservée pour les cas des surfaces horizontales et avec les lignes des couches de sol et la nappe phréatique parallèle à la surface.

- **Chargement gravitaire** : procédure fixée pour les autres cas.

Dans la présente analyse, comme la surface du talus n'est pas horizontale la procédure qui a été adoptée est celle du chargement gravitaire. Le chargement gravitaire est alors introduit comme première phase de calcul. Ceci est fait en utilisant un calcul du type plastique pour lequel le paramètre *Loading input* est fixé sur *Total multipliers* et  $\Sigma weight$  est fixé à 1.0 (figure 6.4).

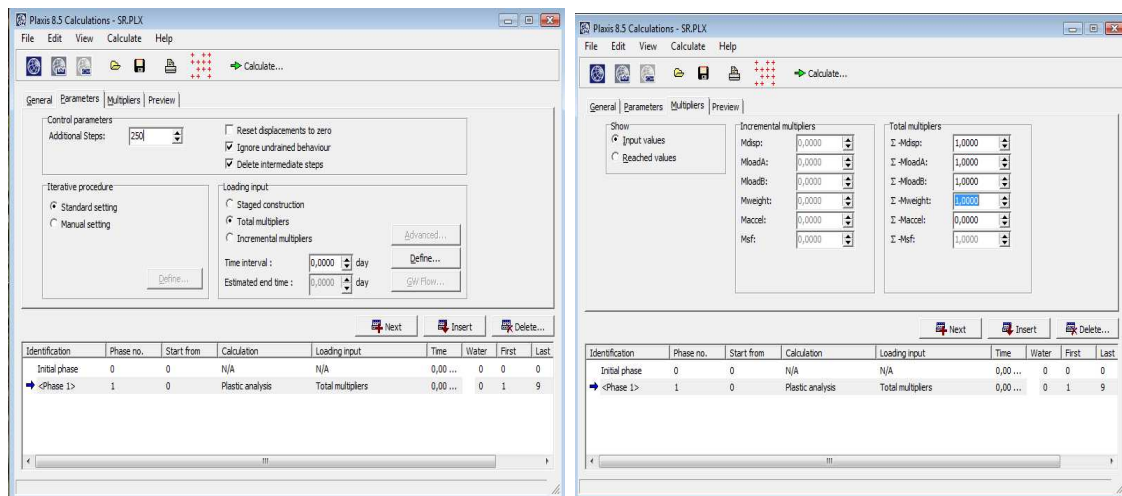
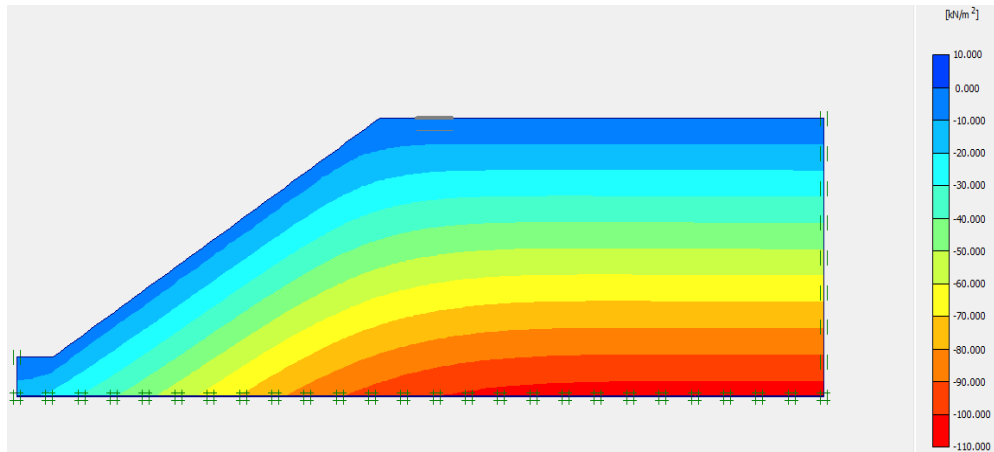
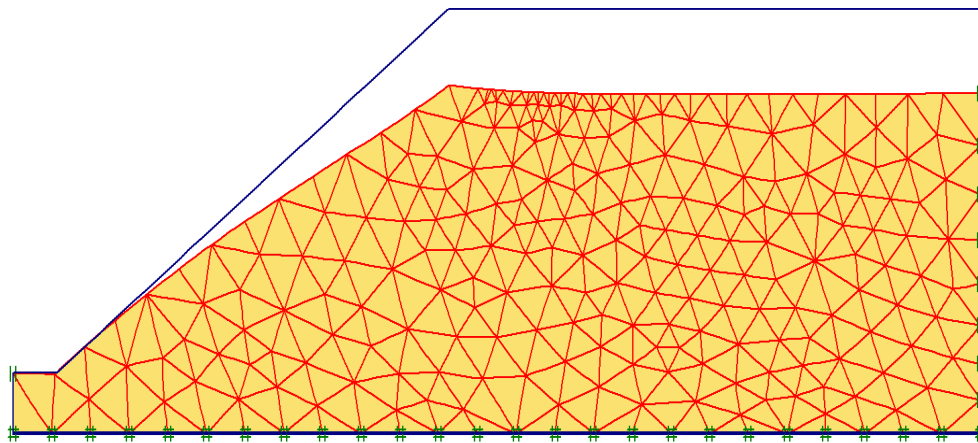


Figure 6.4 Application du chargement gravitaire

Une fois les contraintes initiales générées (figure 6.5), les déplacements sont remis à zéro pour les phases de calcul suivantes. Il n'y a donc pas d'effet du chargement gravitaire sur les déplacements engendrés par les autres phases de calcul.



**Figure 6.5 : génération des contraintes initiales avant l'application de la charge**



**Figure 6.6: déformation du massif du sol après génération des contraintes initiales**

D'après la figure 6.6 on constate que le sol a subi une déformation caractérisée par le déplacement vertical de sa surface libre vers le bas, c'est à ce stade que les déplacements doivent être remis à zéro avant d'entamer la seconde phase de calcul qui consiste à l'application du chargement de la semelle proprement dite

### **6.1.6 Phases de calcul**

#### **a) Cas sans renforcement**

Après avoir générer le modèle en éléments finis et appliquer le chargement gravitaire dans la première phase de calcul plastique, vient ensuite l'étape de l'application du chargement proprement dit, ce chargement est appliqué sur la fondation sous forme d'une charge

concentrée au milieu de la semelle (figure 6.7). La charge  $q_u$  pour laquelle il y a eu rupture s'appelle charge limite.

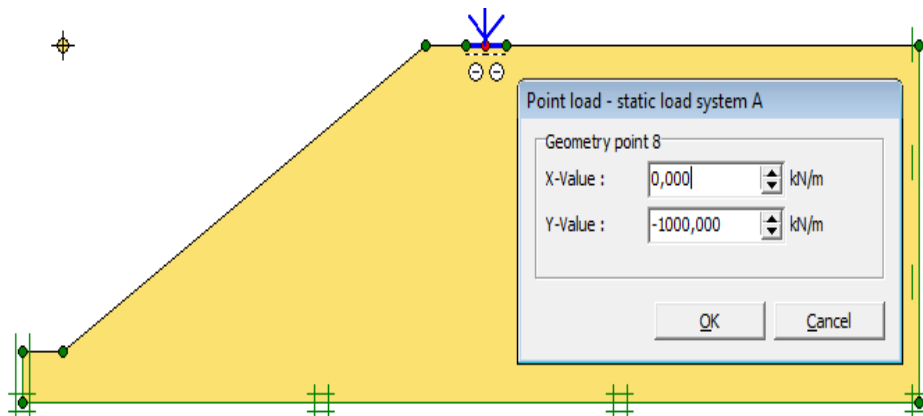


Figure 6.7 : Application du chargement

### b) Cas avec renforcement

Dans cette phase de calcul, et après application de la charge, on doit activer les pieux à partir du bouton *define* qui permet d'introduire les caractéristiques établies (figure 6.8).

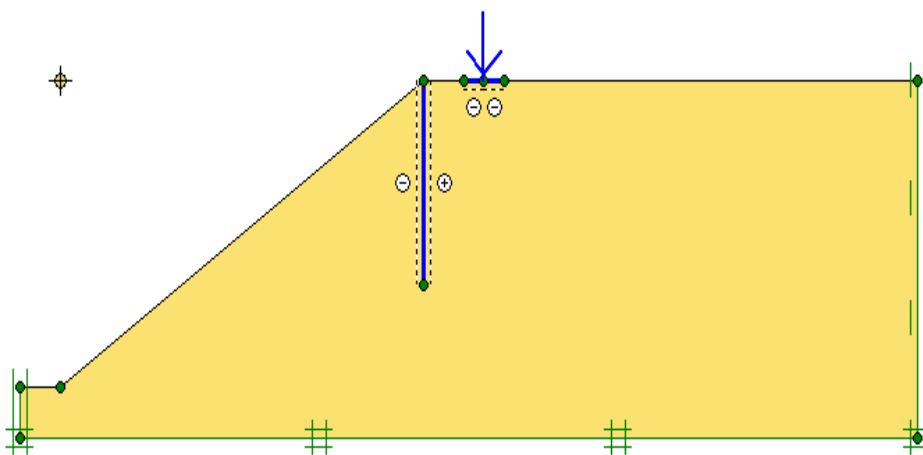


Figure 6.8 Activation des pieux

## 6.2 Calcul de l'influence des différents paramètres

Pour étudier l'influence des paramètres géométriques sur la capacité portante de la semelle, on a réalisé plusieurs séries de tests. Chaque série est effectuée pour étudier l'effet d'un paramètre tandis que les autres variables sont maintenues constantes.

Les diverses variables incluent, la longueur  $h$  du renforcement, la distance horizontale entre la rangée de pieux et la crête de la pente  $d$  et la distance entre la semelle et la crête de la pente  $b$ . Ceci est fait pour les angles de frottements interne du sol  $\varphi$  suivants :  $35^\circ$ ,  $38^\circ$  et  $42^\circ$  comme illustré dans le tableau 6.1.

### 6.2.1 L'effet de la longueur du pieu sur la portance de la fondation

Dans cette analyse, la rangée de pieux est placée au niveau de la crête du talus ( $d/B=0$ ). Pour trouver l'effet de la longueur du pieu sur le comportement de la fondation, on a varié ( $h/B$ ) pour les cas suivants :

- $b/B = 0.00$  (semelle posée sur la crête)
- $b/B = 1.00$  (semelle posée a une distance  $b=B$  par rapport a la crête)
- $b/B = 2.00$  (semelle posée a une distance  $b=2B$  par rapport a la crête)

Les résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux 6.2 a, 6.2 b et 6.2 c.

#### a) Sable ( $\varphi=35^\circ$ )

$b/B$	$h/B$					Sans renforcement
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	
0.00	41.25	57.50	67.50	91.25	125.00	<b>37.50</b>
1.00	91.25	93.75	109.25	113.75	135.00	<b>87.50</b>
2.00	152.50	158.75	169.50	172.50	180.00	<b>151.25</b>

#### b) Sable ( $\varphi=38^\circ$ )

$b/B$	$h/B$					Sans renforcement
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	
0.00	66.25	71.75	79.25	100.75	131.25	<b>61.25</b>
1.00	143.75	149.75	156.25	168.75	195.00	<b>137.50</b>
2.00	228.75	230.00	231.25	240.00	248.75	<b>221.25</b>

c) Sable ( $\varphi=42^\circ$ )

$b/B$	$h/B$					Sans renforcement
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	
0.00	122.25	130.00	153.50	166.25	216.25	<b>116.25</b>
1.00	245.00	252.50	281.50	298.75	305.00	<b>236.50</b>
2.00	387.5	391.25	428.25	435.00	438.75	<b>385.75</b>

Tableau 6.2 la portance (en Kpa) pour les différentes longueurs des pieux

L'amélioration de la capacité portante de la semelle due à la stabilité de la pente est représentée sur les figures 6.9, 6.10 et 6.11, en utilisant un facteur sans dimension nommé  $BCI$ , coefficient d'amélioration de la portance (Bearing Capacity Improvement factor). Ce facteur représente le rapport de la pression ultime de la semelle pour la pente renforcée  $q_u^{renforcée}$  à la pression ultime de la semelle pour la pente non renforcée  $q_u$  ( $BCI = q_u^{renforcée} / q_u$ ).

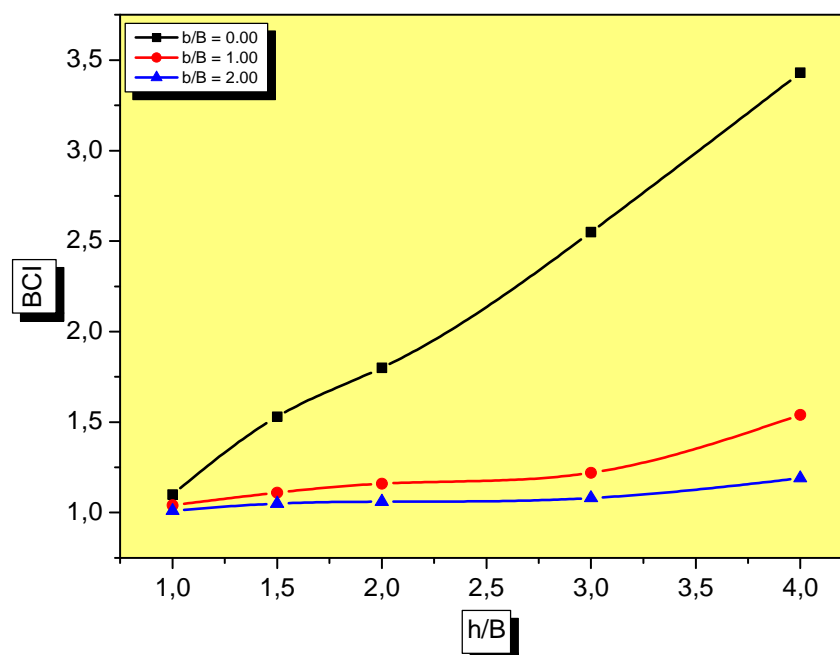


Figure 6.9 variation du BCI en fonction de  $h/B$  ( $\varphi=35^\circ$ )

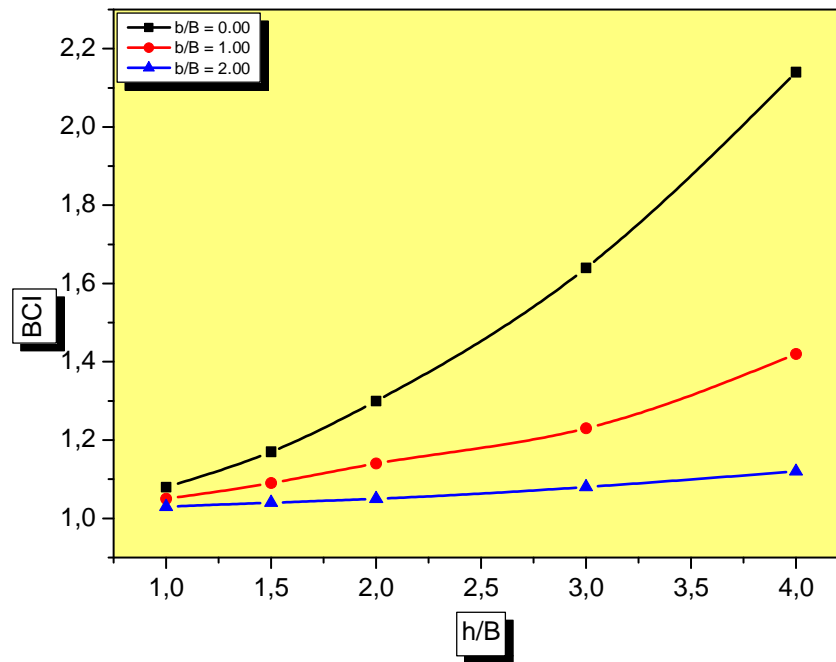


Figure 6.10 variation du BCI en fonction de h/B ( $\varphi=38^\circ$ )

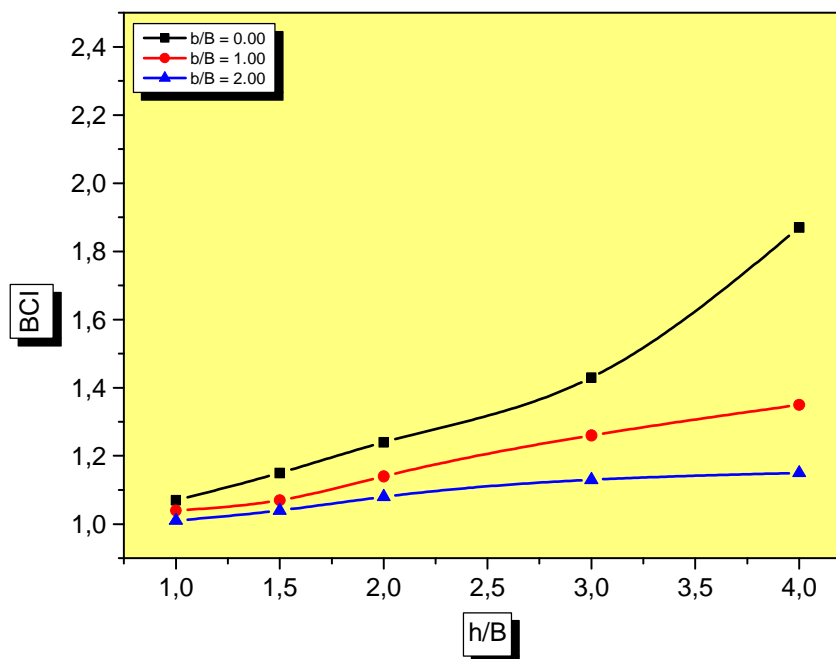


Figure 6.11 variation du BCI en fonction de h/B ( $\varphi=42^\circ$ )

Les figures 6.9 - 6.11 illustrent la variation de BCI en fonction de la longueur du pieu « h/B » pour chaque angle de frottement interne du sol  $\varphi$ .

D'après ces figures (6.9 - 6.11), on constate que l'amélioration de la capacité portante de la fondation dépend de la longueur du pieu, c'est-à-dire plus le pieu est long plus la

valeur du BCI est grande. Par conséquent, pour la position de la semelle  $b/B=0$  (sur la crête), le taux d'amélioration de la portance est plus élevé (87% - 243%) que les autres positions [ $b/B=1$ (35% - 54%) et  $b/B=2$  (12% - 19%)]. Donc l'effet du renforcement dépend de la position de la semelle par rapport à la crête du talus, alors en terme de BCI les pieux ont un meilleur rendement quand la semelle est située sur la crête du talus par rapport aux autres positions.

En ce qui concerne l'effet de la longueur du pieu sur la portance de la fondation, on constate que, pour un rapport de  $h/B < 2$ , le gain en portance est faible, or à partir d'un rapport  $h/B > 2$  on observe une amélioration significative de la portance. Donc d'après ces figures une longueur critique  $h_{cr}$ , représente la longueur du pieu à laquelle le taux d'amélioration de la capacité portante est important, peut être définie. Ainsi la valeur de la longueur critique  $h_{cr}$  est comprise entre  $2B$  et  $3B$  ( $2 \leq h_{cr}/B \leq 3$ ).

Pour établir un état comparatif aux mécanismes de rupture de la semelle par rapport à la longueur du pieu, on se propose de représenter sur les figures 6.13-6.17 les longueurs qui sont étudiées dans cette analyse (sable  $\phi = 42^\circ$ )

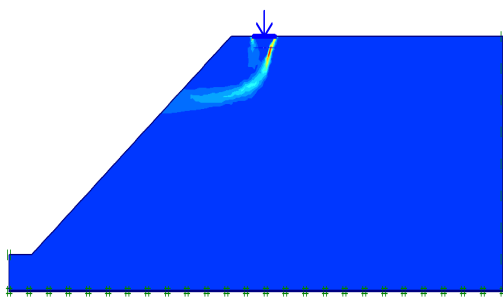


Figure 6.12 Mécanisme de rupture  
( $b/B=1$  sans renforcement)

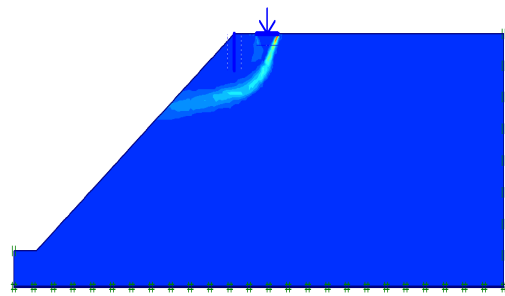


Figure 6.13 Mécanisme de rupture  
( $b/B=1, h/B=1$ )

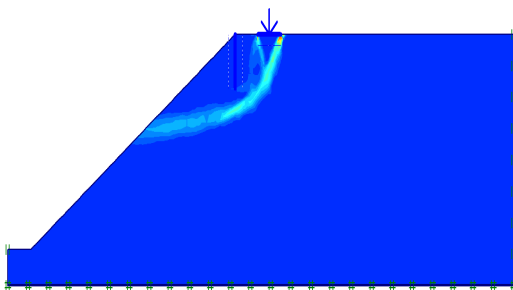


Figure 6.14 Mécanisme de rupture  
( $b/B=1, h/B=1,5$ )

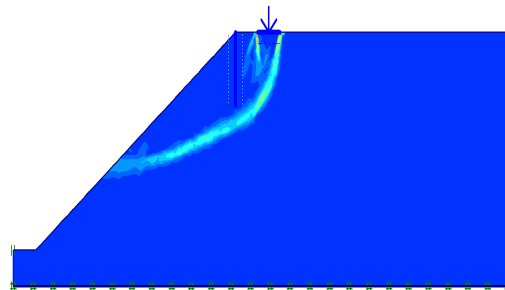


Figure 6.15 Mécanisme de rupture  
( $b/B=1, h/B=2$ )

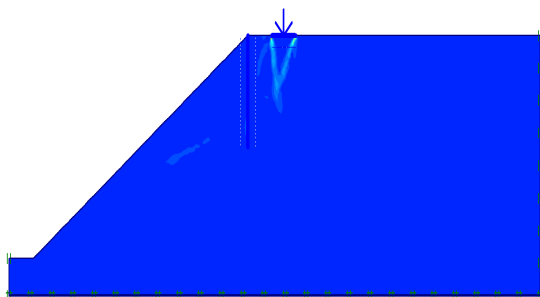


Figure 6.16 Mécanisme de rupture  
( $b/B=1$ ,  $h/B=3$ )

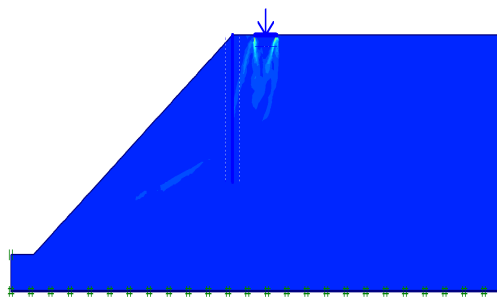


Figure 6.17 Mécanisme de rupture  
( $b/B=1$ ,  $h/B=4$ )

Les figures 6.12 - 6.17, représentent le mécanisme de rupture pour les deux cas (pente non renforcée et pente renforcée).

D'après les figures, 6.13 - 6.15 on observe clairement que la présence de la rangée de pieux fait rabattre la ligne de glissement en profondeur.

Les figures 6.16 et 6.17 montrent que la rangée de pieux fait "couturer" la ligne de glissement. Alors on constate que la rangée de pieux isolait le talus de la fondation (pas d'interaction entre le talus et la fondation).

Donc on résume :

$H_{\text{pieu}} < h_{\text{cr}} \rightarrow$  la rangée de pieux fait rabattre la ligne de glissement en profondeur, le gain en portance est faible.

$H_{\text{pieu}} > h_{\text{cr}} \rightarrow$  la rangée de pieux fait "couturer" la ligne de glissement (milieu confiné), le taux d'amélioration de la portance est important.

Nous tenons à signaler que l'amélioration de la portance de la fondation par l'inclusion verticale de pieux, peut être expliquée par la résistance engendrée par la rangée de pieux aux forces provoquées par le sol.

*Note* : Les mécanismes de rupture pour les autres positions sont reportés dans l'annexe

### 6.2.2 L'effet de la position de la rangée de pieux

Pour étudier l'effet de la position de la rangée de pieux, des séries de tests ont été réalisées en utilisant cinq différents emplacements, pour la même rangée de pieux, par rapport à la crête ( $d/B= 0.00, 1.00, 1.50, 2.00, 2.50$ ).

Les résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux 6.3 a, 6.3 b et 6.3 c



**a) Sable 35°**

<i>b/B</i>	<i>d/B</i>				
	0.00	1.00	1.50	2.00	2.50
0.00	67.50	61.00	55.50	48.25	42.50
1.00	109.25	102.50	98.75	96.25	93.75
2.00	169.50	163.25	160.25	157.25	152.75

**b) Sable 38°**

<i>b/B</i>	<i>d/B</i>				
	0.00	1.00	1.50	2.00	2.50
0.00	87.75	82.75	77.25	70.50	67.50
1.00	170.50	163.75	158.25	151.25	147.25
2.00	256.75	245.50	241.25	236.75	230.00

**c) Sable 42°**

<i>b/B</i>	<i>d/B</i>				
	0.00	1.00	1.50	2.00	2.50
0.00	141.25	131.25	125.50	122.50	120.25
1.00	280.00	270.50	262.50	252.75	246.25
2.00	416.75	408.75	397.50	390.25	388.75

**Tableau 6.3 la portance (en KPa) pour les différentes positions de la rangée de pieux**

La variation de *BCI* en fonction du rapport *d/B* pour les positions différentes de la rangée de pieux, sont représentées sur les figures 6.18, 6.19 et 6.20.

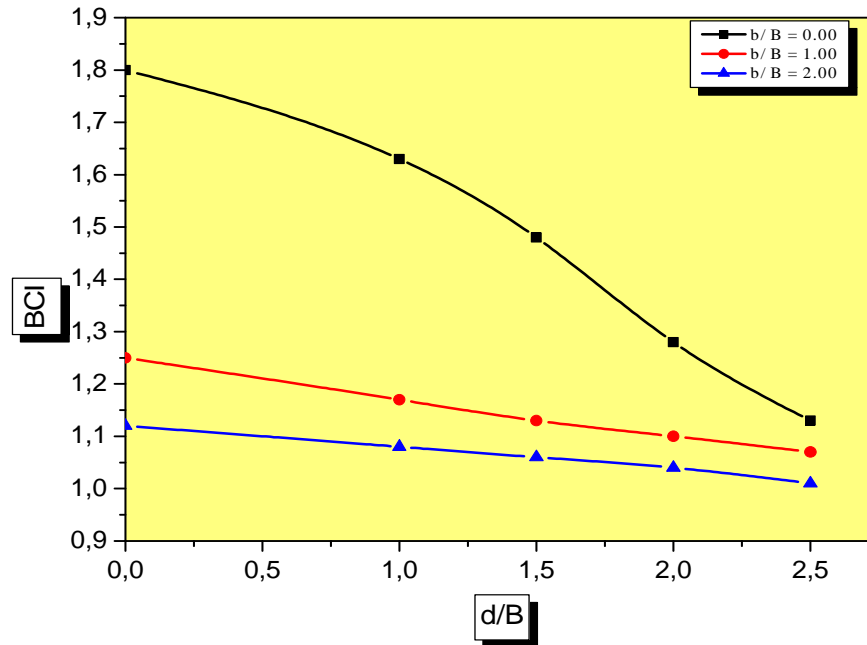


Figure 6.18 variation du BCI en fonction de  $d/B$  ( $\varphi=35^\circ$ )

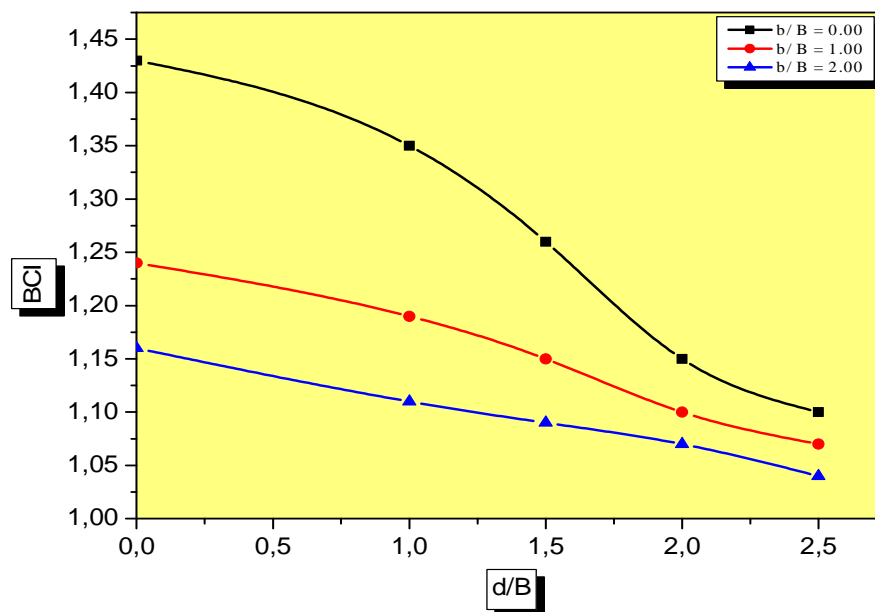


Figure 6.19 variation du BCI en fonction de  $d/B$  ( $\varphi=38^\circ$ )

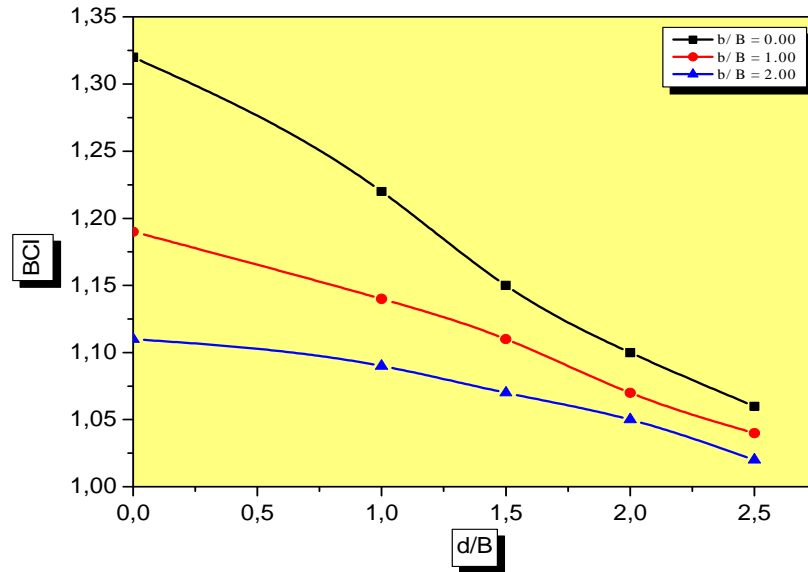


Figure 6.20 variation du BCI en fonction de  $d/B$  ( $\varphi=42^\circ$ )

Les figures 6.18-6.20 illustrent la variation du BCI en fonction de la position de la rangée de pieux «  $d/B$  » par rapport à la crête de la pente, pour chaque angle de frottement interne du sol  $\varphi$ . On constate que l'amélioration de la capacité portante de la fondation décroît quand la rangée de pieux s'éloigne de la crête en allant de la crête vers le pied. Par conséquent, la meilleure position de la rangée de pieux qui donne un taux d'amélioration de la portance élevé est la crête du talus. Cette affirmation (la meilleure position de la rangée de pieux est la crête du talus), peut indiquer que la rangée de pieux fait isoler la fondation de la pente par rapport aux autres positions, autrement dit pas d'interaction entre la pente et la fondation. En outre, d'après le mécanisme de rupture (voir annexe), on observe que la ligne de rupture est peut profonde, alors l'inclusion verticale de la rangée de pieux au niveau de la crête augmente le taux d'amélioration de la capacité portante par rapport aux autres positions.

### 6.3 Résultats relatifs à la position de la semelle par rapport à la crête du talus

#### 6.3.1 Cas pour la pente sans renforcement

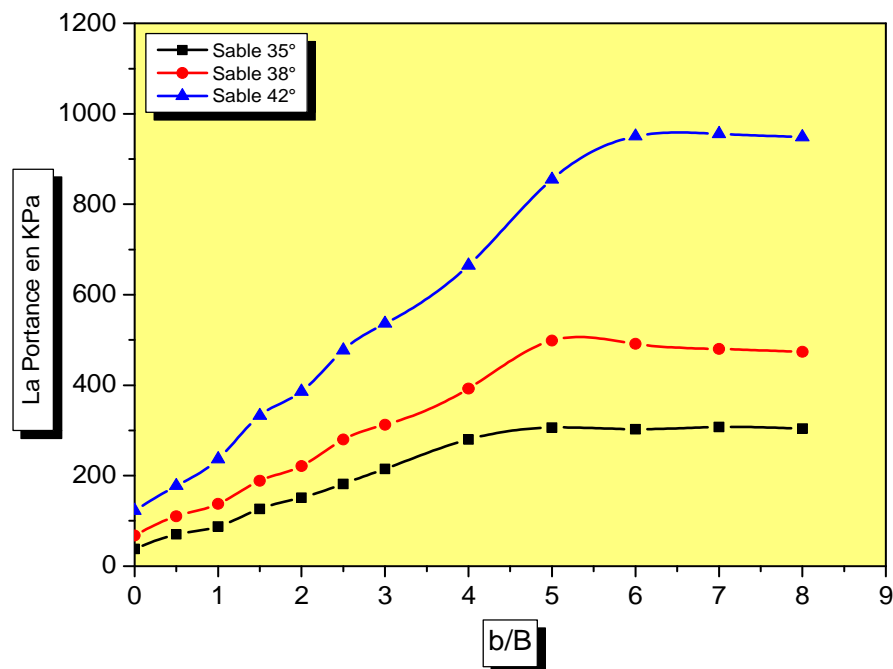
Pour cette série, on recherche l'effet de la variation de la position de la semelle par rapport à la crête du talus sur la portance pour les différents angles de frottement. Comme il est bien illustré dans le tableau 6.4, les résultats du calcul numérique sont donnés pour chaque angle de frottement interne du sol  $\varphi$ .

$\varphi$ (en degré)	b/B					
	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50
35	37.50	70.00	87.50	126.50	151.25	181.75
38	61.25	110.25	137.50	188.75	221.25	290.00
42	116.25	177.50	236.50	332.50	385.75	477.50

$\varphi$ (en degré)	b/B					
	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00
35	215.00	280.00	306.50	302.75	307.75	303.75
38	312.25	392.50	498.75	491.25	480.00	473.50
42	536.25	665.00	855.00	950.25	955.75	948.75

**Tableau 6.4 Valeurs de la Portance (en KPa) pour les Différentes positions de la semelle par rapport à la crête**

La variation de la portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus « b/B » est illustrée sur la figure 6.21.



**Figure 6.21 Variation de la Portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus « b/B » (sans renforcement)**

La figure 6.21 montre clairement que la portance augmente quand la semelle s'éloigne de la crête du talus, et devient quasiment constante a partir d'un rapport  $b/B=4$  pour un sable avec un angle de frottement interne  $\varphi=35^\circ$ , et un rapport  $b/B=5$  pour un sable avec un angle de frottement interne  $\varphi=38^\circ$ , et un rapport  $b/B=6$  pour un sable avec un angle de frottement interne  $\varphi=42^\circ$ .

[d'après l'étude bibliographique ces résultats sont acceptables BAKIR 1993 (étude expérimentale)  $(b/B)_{limite} =6$  ; D.GARNIER 1995 (analyse numérique avec  $\varphi=41.5^\circ$ )  $(b/B)_{limite} \geq 6$ ]. Donc l'effet de la pente du talus sur la portance de la fondation dépend de la position de la semelle par rapport à la crête, et de l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$ . Ainsi que l'augmentation de la capacité portante de la fondation est proportionnelle avec celle de l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$

### 6.3.2 Cas pour la pente avec renforcement

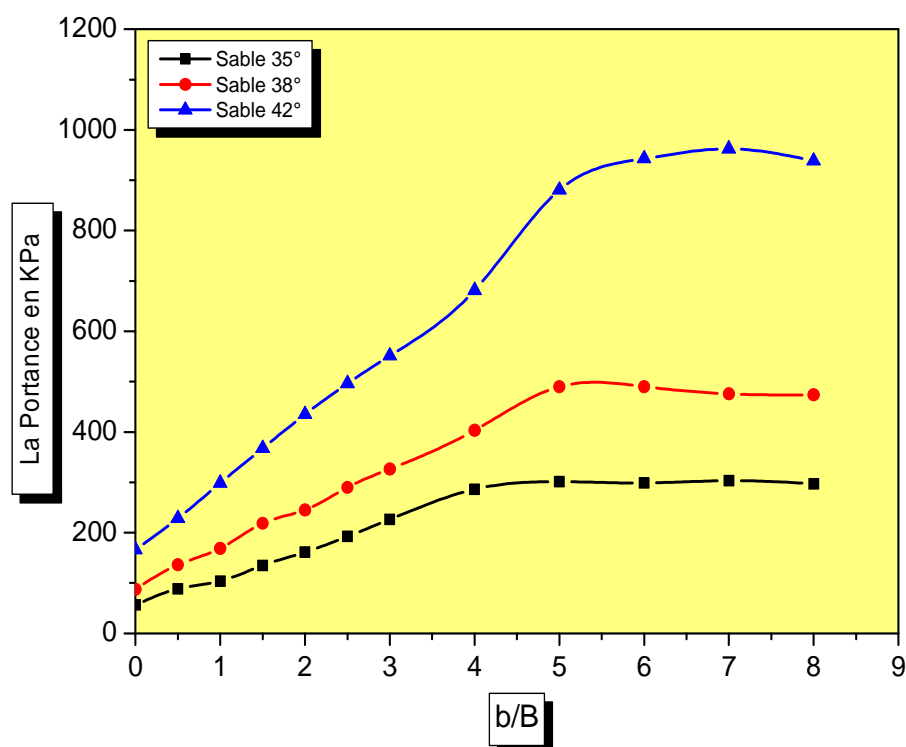
Pour cette séries, c'est la même recherche que pour la série précédente (cas sans renforcement), la pente a été renforcée avec une rangée de pieux ( $h/B=3$ ) qui est placée au niveau de la crête ( $d/B=0$ ). Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau 6.5.

$\varphi$ (en degré)	b/B					
	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50
35	56.25	88.50	103.75	135.00	161.25	192.50
38	87.50	136.25	168.75	218.75	245.00	306.25
42	166.25	228.25	298.75	367.50	435.00	496.25

$\varphi$ (en degré)	b/B					
	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00
35	226.25	286.50	301.25	298.75	303.255	297.25
38	326.25	403.25	490.00	490.00	490.75	473.75
42	551.25	681.25	880.50	943.00	962.75	938.75

**Tableau 6.5 Les Valeurs de la Portance (en KPa) pour les Différentes positions de la semelle par rapport à la crête (avec renforcement)**

La variation de la portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête de la pente renforcée «  $b/B$  » est illustrée sur la figure 6.22.



**Figure 6.22** Variation de la Portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus «  $b/B$  » (avec renforcement)

La figure 6.22 montre que la portance augmente quand la semelle s'éloigne de la crête du talus, et devient quasiment constante à partir d'un rapport  $b/B=4$  pour un sable avec un angle de frottement interne  $\varphi=35^\circ$ , et un rapport  $b/B=5$  pour un sable avec un angle de frottement interne  $\varphi=38^\circ$ , et un rapport  $b/B=6$  pour un sable avec un angle de frottement interne  $\varphi=42^\circ$ .

Les figures 6.23-6.25, illustrent les variations de la capacité portante en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête de la pente «  $b/B$  », pour les deux cas (pente sans renforcement et pente renforcée). Ainsi pour chaque angle de frottement interne du sol «  $\varphi$  ».

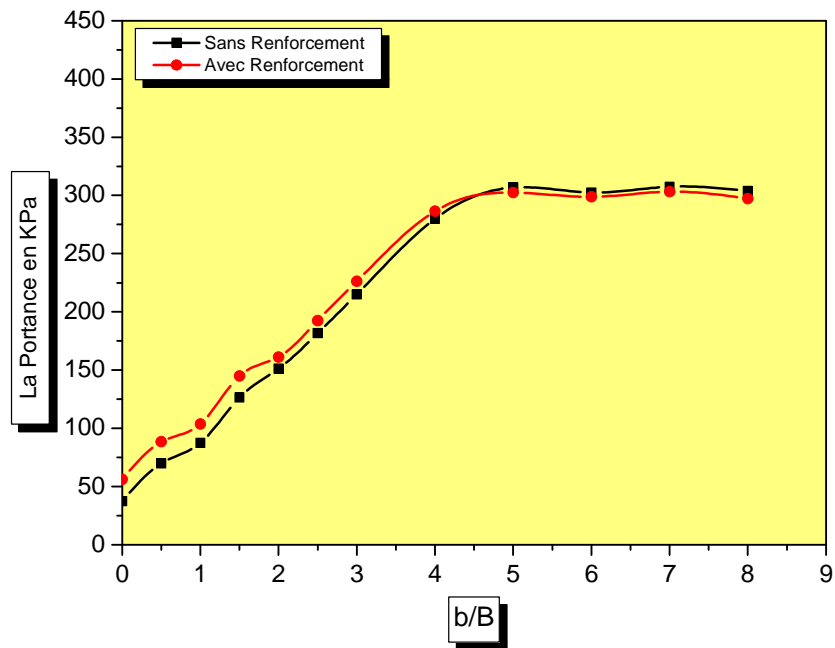


Figure 6.23 Variation de la Portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus « b/B » ( $\varphi=35^\circ$ )

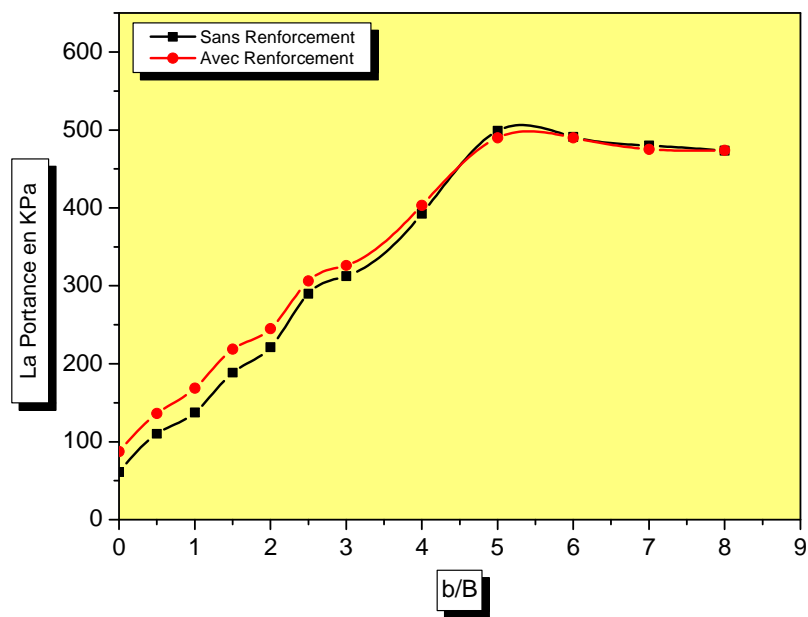
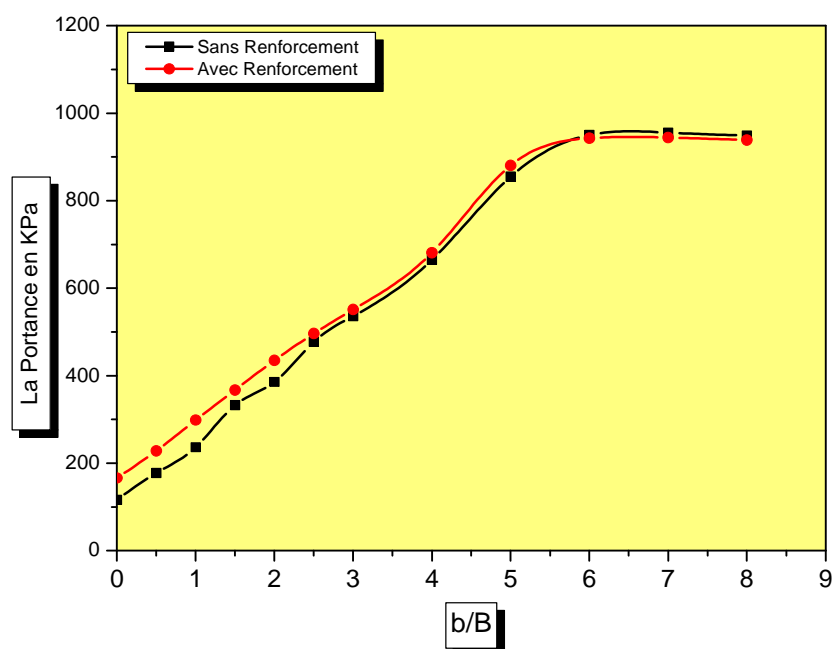


Figure 6.24 Variation de la Portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus « b/B » ( $\varphi=38^\circ$ )



**Figure 6.25** Variation de la Portance en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus «  $b/B$  » ( $\varphi=42^\circ$ )

Les figures 6.23, 6.24 et 6.25 montrent clairement que le renforcement du talus à l'aide d'une rangée de pieux verticaux augmente la capacité portante de la fondation pour un rapport  $b/B \leq 2$ , et à partir d'un rapport  $b/B > 2$ , on observe que l'effet du renforcement sur la portance de la fondation est insignifiant.

Donc on constate, le renforcement ait un effet significatif sur la capacité portante de la semelle (un gain en portance important) quand la position de la fondation est comprise entre 0 et  $2B$  ( $b/B \leq 2$ ).

#### **6.4 Comparaison des résultats obtenus avec ceux trouvés dans la littérature**

Pour la validation des résultats numériques obtenus, concernant l'effet de la longueur des pieux et l'effet de la position de la rangée de pieux par rapport à la crête du talus sur la capacité portante de la fondation, pour le cas d'un sable avec un angle de frottement interne  $\varphi=42^\circ$  pour les deux positions de la semelle ( $b/B=0.00$  et  $b/B=1.00$ ), on a utilisés les résultats expérimentaux trouvés dans la littérature [El Sawwaf Mostafa]



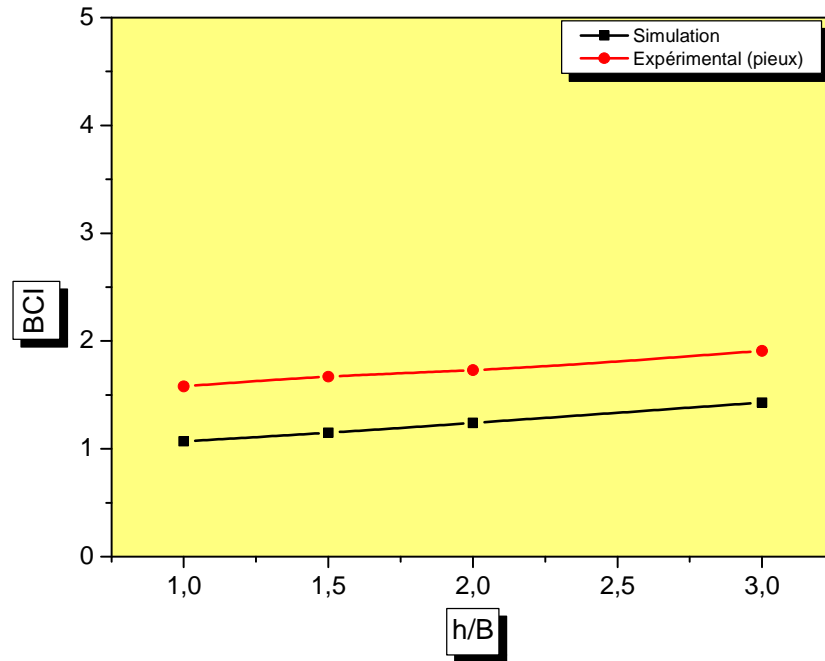


Figure 6.26 Variation de BCI en fonction de  $h/B$  ( $\varphi=42^\circ$ ,  $b/B=0$ ) (L'espace entre les pieux  $e=0.5B$ )

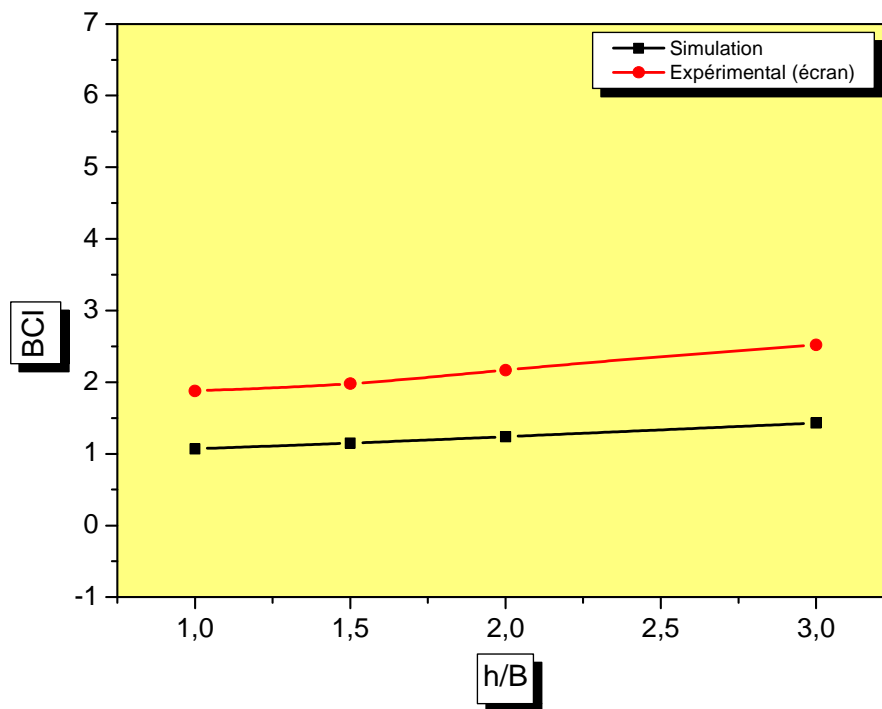


Figure 6.27 Variation de BCI en fonction de  $h/B$  ( $\varphi=42^\circ$ ,  $b/B=0$ )

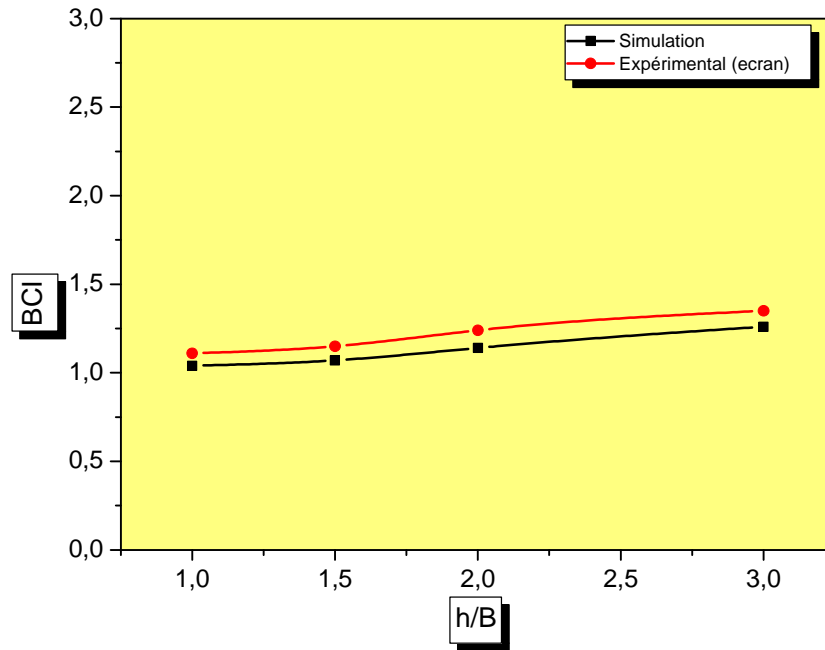


Figure 6.28 Variation de BCI en fonction de  $h/B$  ( $\varphi=42^\circ$ ,  $b/B=1$ )

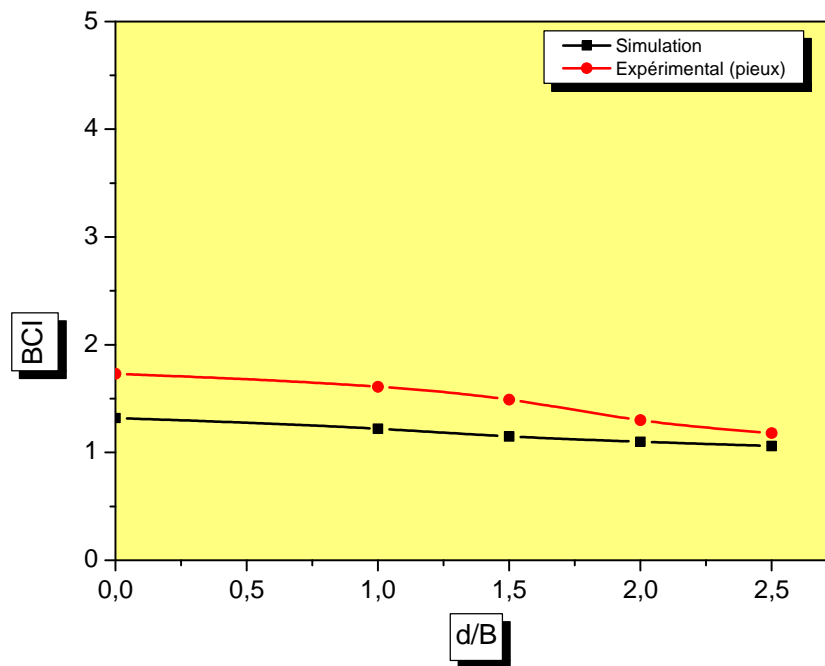
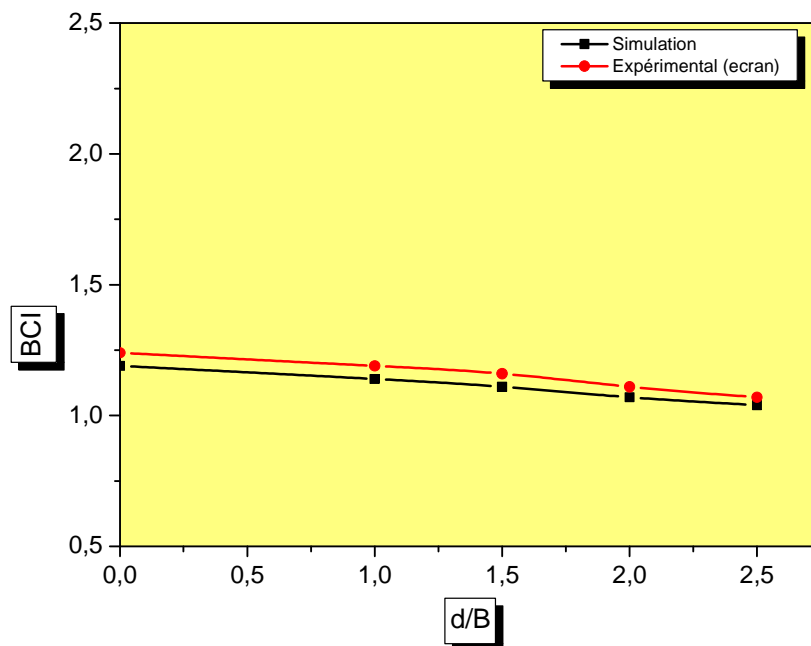


Figure 6.29 Variation de BCI en fonction de  $d/B$  ( $\varphi=42^\circ$ ,  $b/B=0$ )  
(L'espace entre les pieux  $e=0.5B$ )



**Figure 6.30** Variation de BCI en fonction de d/B ( $\varphi=42^\circ$ ,  $b/B=1$ )

Les figures 6.26-6.30 illustrent la comparaison entre les valeurs du BCI obtenues par l'analyse numérique et les valeurs du BCI trouvées dans la littérature.

Les courbes montrent clairement la bonne concordance dans la tendance générale de la variation du BCI en fonction des rapports  $h/B$  et  $d/B$  pour l'analyse numérique et les résultats trouvés dans la littérature [El Sawwaf Mostafa]

Les figures 6.26- 6.28, montrent que le BCI croît avec l'accroissement du rapport  $h/B$  pour les deux positions de la semelle. Alors que les figures 6.29 et 6.30 montrent que le BCI décroît avec l'accroissement du rapport  $d/B$  pour les deux positions de la semelle. Cependant l'accord entre les résultats numériques et les résultats trouvés dans la littérature et mieux dans le cas où la semelle est située à une distance  $b/B=1$  de la crête du talus. Par contre pour une fondation posée sur la crête du talus ( $b/B=0$ ), les résultats de cette analyse révèle un écart avec les résultats trouvés dans la littérature [El Sawwaf Mostafa]

Ainsi on constate que l'élément poutre qui a été utilisé dans cette analyse pour la simulation de la rangée de pieux, est considéré comme un écran.

## CONCLUSION GENERALE

### 1. Travail Accompli

*Dans ce travail, notre objectif a été d'étudier par simulation numérique le comportement d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par une rangée de pieux, ainsi de déterminer la relation entre les paramètres variables de la rangée de pieux et la portance de la semelle. En outre, de découvrir le meilleur endroit de la rangée de pieux qui donne la meilleure amélioration de la capacité portante de la semelle, en utilisant un code de calcul en deux dimensions PLAXIS VERSION 8 qui est un programme d'élément finis.*

*Les résultats obtenus ont été présentés sous forme de courbes en terme de facteur sans dimension, appelé le coefficient d'amélioration de la portance (Bearing Capacity Improvement factor (BCI)). Ce facteur représente le rapport de la pression ultime de la semelle pour la pente renforcée  $q_u^{\text{renforcée}}$  à la pression ultime de la semelle pour la pente non renforcée  $q_u$  ( $BCI = q_u^{\text{renforcée}} / q_u$ ).*

*Basé sur cette analyse, les conclusions suivantes peuvent être tirées :*

*1- Les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant le code PLAXIS (éléments finis) donne des résultats concordant de manière satisfaisante avec les résultats trouvés dans la littérature [El Sawwaf Mostafa]*

*2- Le renforcement d'un sable en pente, supportant une semelle filante près de la crête, par une rangée de pieux a un effet significatif sur l'amélioration de la capacité portante de la fondation.*

*4- L'effet du renforcement dépend de la position de la semelle par rapport à la crête du talus, d'ailleurs en termes de BCI les pieux ont un meilleur rendement quand la semelle est située sur la crête du talus par rapport aux autres positions.*

*5- La portance maximum est obtenue quand la longueur du pieu est maximum*

*6- En termes d'amélioration de la portance, la position optimale d'une rangée de pieux est la crête de la pente.*

*7- L'effet de la pente du talus sur la portance de la fondation dépend de la position de la semelle par rapport à la crête, et de l'angle de frottement interne du sol  $\phi$ .*

*8- l'augmentation de la capacité portante de la fondation est proportionnelle avec celle de l'angle de frottement interne du sol  $\phi$*

*9- la longueur critique  $h_{cr}$ , qui représente la longueur du pieu a la quelle le taux d'amélioration de la capacité portante est important, est comprise entre  $2B$  et  $3B$  ( $2 \leq h_{cr}/B \leq 3$ ), ce qui a fait l'objet d'une démonstration par la présente étude.*

## **2. Suggestions & Perspectives**

*Finalement, il faut signaler que plusieurs points restent perfectibles*

- Une étude tridimensionnelle à l'aide du code FLAC 3D, pour introduire l'espacement entre les pieux, et le diamètre des pieux.
- Refaire la même étude mais avec un nombre de rangées de pieux
- Faire une étude pour voir l'effet d'échelle.
- Une comparaison entre le calcul bidimensionnel, et le calcul tridimensionnel.

## *BIBLIOGRAPHIE*

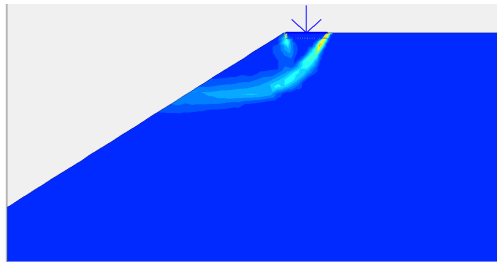
- [1] Ausilio, S. Conte, E. Dente, G “Stability Analysis of Slopes Reinforced with Piles,” Computers and Geotechnics, Vol. 28 pp. 591–611 (2001).
- [2] Alamshahi Saeed, Hataf Nader, Bearing capacity of strip footings on sand slopes reinforced with geogrid and grid-anchor Department of Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran
- [3] Braja M. Das : Shallow foundation(Bearing Capacity and Settlement). Sacramento, California 1999 by CRC Press LLC.
- [4] Cai, F and K. Ugai, “Numerical Analysis of the Stability of a Slope Reinforced with Piles,” Soils and Foundations, Vol. 40 (1) pp. 73–84 (2000).
- [5] Cheng Y.M a., Lansivaara T b., Wei W.B a Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods Comput Geotech 2007;34(3):137–50.
- [6] Chen L.T. and. Poulos, H.G “Piles Subjected to Lateral Soil Movements,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123 (9) pp. 802 - 811 (1997).
- [7] Chow YK. Analysis of piles used for slope stabilization. Int J Numer Anal Method Geomech 1996;20:635–46.
- [8] Costet J. et Sanglerat G. Cours pratique de mécanique des sols. Tome 1. Plasticité et calcul des tassements. Troisième édition, Dunod, Paris, 1943
- [9] Dawson EM, Roth WH, Drescher A. Slope stability analysis by strength reduction. Geotechnique 1999;49(6):835–40

- [10] De Beer E. and. Wallays, M “Stabilization of a Slope in Schist by Means of Bored Piles Reinforced with Steel Beams,” In: Proc. 2nd International Congress on Rock Mechanics, Beograd (1970).
- [11] El Sawwaf Mostafa A , Strip footing behaviour on pile and sheet pile-stabilized sand slope. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering ASCE / 2005*
- [12] Griffiths DV, Lane PA. Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique* 1999;49(3):387–403.
- [13] Hassiotis S., J. Chameau and M. Gunaratne, “Design Method for Stabilization of Slopes with Piles,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123 (4) (1997).*
- [14] Hong WP and JG. Han, “The Behavior of Stabilizing Piles Installed in Slopes,” In: Proc. 7th International Symposium on Landslides, Rotterdam, pp. 1709–714 (1996).
- [15] Huang.C, F. Tatsuoka and Y. Sato, “Failure Mechanisms of Reinforced Sand Slopes Loaded with a Footing,” *Soils and Foundations, Vol. 24 (2) pp. 27–40 (1994).*
- [16] Hull T. and H. Poulos, “Design Method for Stabilization of Slopes with Piles,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125 (10) pp. 911–913 (1999)*
- [17] Ito T and. Matsui T., “Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles,” *Soils and Foundations, Vol. 15 (4) pp. 43–59 (1975).*
- [18] Ito T, Matsui T, Hong WP. Design method for stabilizing piles against landslide one row of piles. *Soils Found* 1981;21(1):21–37.
- [19] Jinh Won a, Kwangho You b, Sangseom Jeong a, Sooil Kim ,Coupled effects in stability analysis of pile–slope systems *Computers and Geotechnics* 32 (2005) 304–315
- [20] Lee C., Hull T. and Poulos H., “Simplified Pile-Slope Stability Analysis,” *Computers and Geotechnics, Vol. 17 pp. 1–16 (1995).*

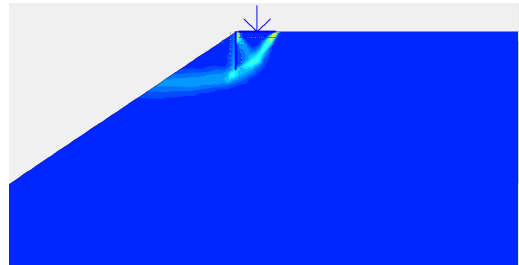


- [21] Mandal J. and Labhane L., “A procedure for the Design and Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Slopes,” *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 10 (4) pp. 291–319 (1992).
- [22] Mezazigh S. (1995). Étude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d’un talus et effet de groupe, Thèse de doctorat, Université de Nantes
- [23] Poulos H.G, “Design of Reinforcing Piles to Increase Slope Stability,” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32 (5), pp. 808–818 (1995).
- [24] Selvadurai A. and C. Gnanendran, “An Experimental Study of a Footing Located on a Sloped Fill: Influence of a Soil reinforcement layer”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26 (3) (1989).
- [25] Sawicki A. and D. Lesniewska “Stability of Fabric Reinforced Cohesive Soil Slopes,” *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 10 pp. 125–146 (1991).
- [26] Viggiani C., “Ultimate Lateral Load on Piles Used to Stabilize Landslides,” In: *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm (1981).
- [27] Wei WB, Cheng YM, Li L. Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods. *Comput Geotech* 2009; 36:70–80.
- [28] Wei W.B., Cheng Y.M, Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles *Computers and Geotechnics* 36 (2009) 1176–1185
- [29] Won J, You K, Jeong S, Kim S. Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems. *Comput Geotech* 2005;32(4):304–15.
- [30] Yoo C., “Laboratory Investigation of Bearing Capacity Behavior of Strip Footing on Geogrid-Reinforced Sand Slope,” *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19 pp. 279–298 (2001).

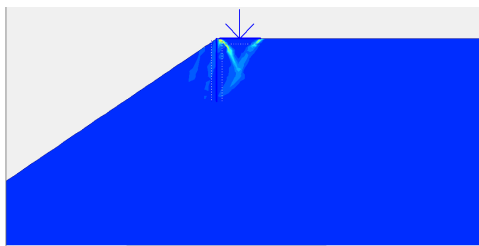
- [31] Yamagami T, Jiang JC, Ueno K. A limit equilibrium stability analysis of slopes with stabilizing piles. Slope stability 2000. In: Griffiths DV, Gordon A, Fenton.
- [32] Zornberg J., N. Sitar, and J. Mitchell, "Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124 (8) pp. 670–683 (1998).
- [33] Manuel PLAXIS V8
- [34] Reinforced Soil Engineering edited by Hoe 1. Ling Columbia University New York, New York, U.S.A. Dov Leshchinsky University of Delaware Newark, Delaware, U.S.A. Fumio Tatsuoka University of Tokyo Tokyo, Japan
- [35] Karal K. Energy method for soil stability analyses. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 1977;103(GT5):431–45.
- [36] Donald IB, Chen Z. Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods. Canadian Geotechnical Journal 1997;34:853–62.
- [37] Chen WF. Limit analysis and soil plasticity. Amsterdam (The Netherlands): Elsevier Science, 1975.
- [38] Poulos HG. Design of reinforcing piles to increase slope stability. Canadian Geotechnical Journal 1995;32(5):808–18.
- [39] Chugh AK. Procedure for design of restraining structures for slope stabilization problems. Geotechnical Engineering 1982;13:223–34.
- [40] Poulos HG. Design of reinforcing piles to increase slope stability. Canadian Geotechnical Journal 1995;32(5):808–18.



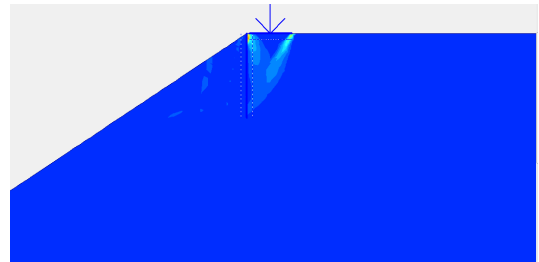
**$b/B=0$  Sans Renforcement**



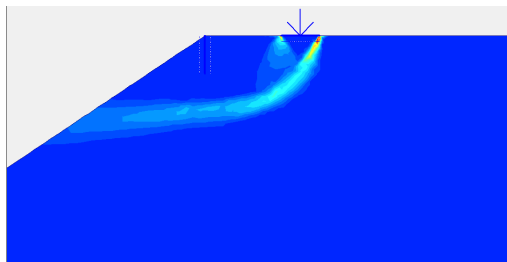
**$b/B=0$   $d/B=0$   $h=B$**



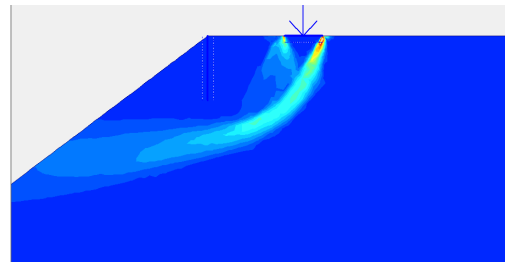
**$b/B=0$   $d/B=0$   $h=1,5B$**



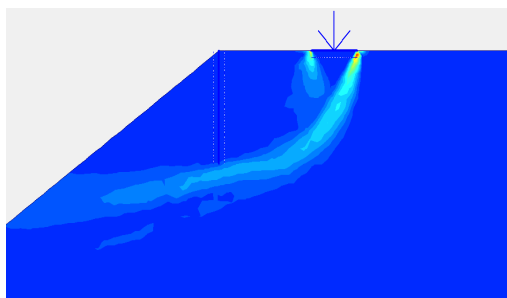
**$b/B=0$   $d/B=0$   $h=2B$**



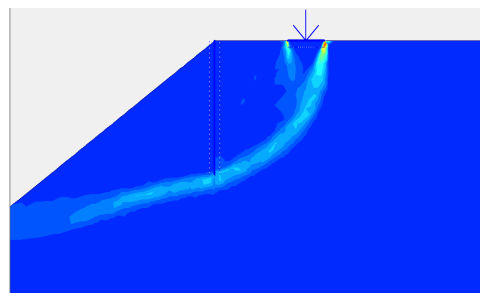
**$h=B$   $b/B=2$   $d/B=0$**



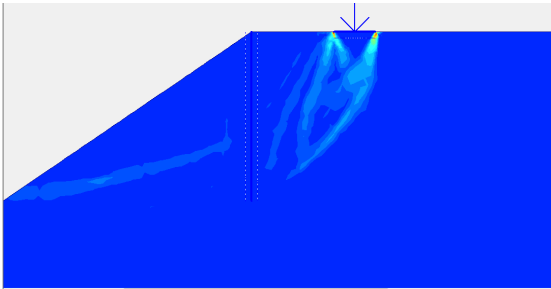
**$h=1,5B$   $b/B=2$   $d/B=0$**



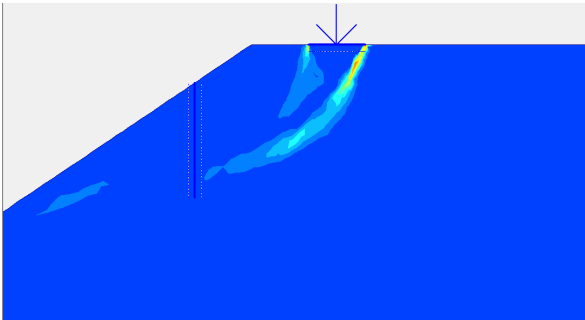
**$h=2B$   $b/B=2$   $d/B=0$**



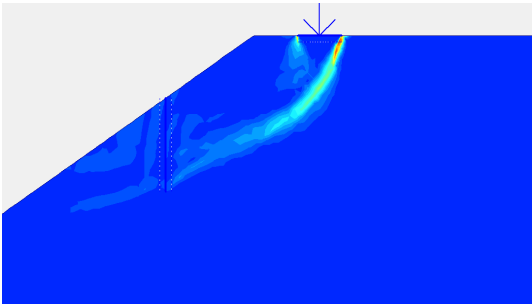
**$h=3B$   $b/B=2$   $d/B=0$**



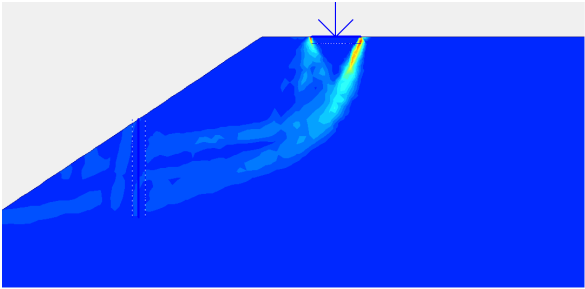
**$h=4B$   $b/B=2$   $d/B=0$**



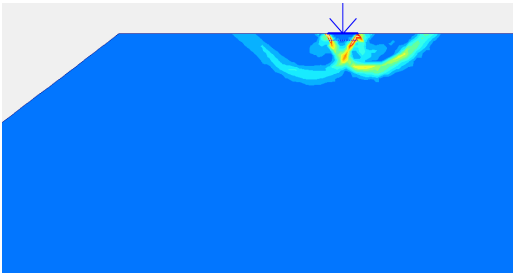
**$(b/B=1, d/B=1)$**



**$(b/B=1, d/B=2)$**



**$(b/B=1, d/B=2.5)$**



**$b/B=6$  Sans Renforcement**