

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع:

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

Magister en Génie civil
Option : Interaction sol-structure

**ESTIMATION NUMERIQUE DE LA CAPACITE
D'ANCRAGE EN SOLS FROTTANTS**

Présenté par :

MEZERDI ABDELKRIM

Soutenu publiquement le : 03/03/2015

Devant le jury composé de :

Mr. BENMEBAREK SADOK	Professeur	Président	Université de Biskra
M^{me}. BENMEBAREK Naima	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Mr. BELOUNAR LAMINE	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Mr. TATI ABDELOUAHAB	Professeur	Examineur	Université de Biskra

Remerciements

Je remercie en premier lieu mon Dieu pour tout. Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leurs vie pour notre bien, ma famille et particulièrement mes frères Brahim et Samir mon beau-frère Tarek pour leurs soutient.

Je tiens à adresser mes sincères remerciement et gratitudes à :

Mon promoteur M^{me}. BENMEBAREK Naima (Pr. à l'université de Biskra),

Le président du jury M^r. BENMEBAREK Sadok (Pr. à l'université de Biskra),

Le membre du jury M^r. BELOUNAR Lamine (Pr. à l'université de Biskra),

Le membre du jury M^r. TATI Abdelouahab (M.C(A). à l'université de Biskra).

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignement et administratif du département de Génie Civil et Hydraulique de l'université de Biskra.

Je remercie également mes collègues en poste de graduation et à leur tête Bouaicha Allaoua et Zerguine Salah.

Enfin je dédie ce travail à ma famille, amis, étudiants, collègues de travail et tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin à élaborer ce mémoire.

RÉSUMÉ

Au cours des dernières décennies, les plaques et blocs d'ancrages sont devenus de plus en plus courants en ouvrages géotechniques. Ils sont couramment utilisés pour l'amélioration de la stabilité et la limitation des déplacements des murs de soutènement, des parois moulées, des murs en palplanches, des offshores, des pylônes, ...etc. Etant donné que la majorité des recherches antérieures sont souvent basées sur des expérimentations en laboratoire et en vraie grandeur, ainsi qu'une bonne part de la pratique courante de conception est basée sur l'empirisme. L'élargissement du domaine d'application des plaques d'ancrages rend de plus en plus compliquée l'interaction sol/plaque d'ancrage. Ceci limite l'utilisation des approches empiriques et favorise l'utilisation des approches numériques. Dans ce contexte, le présent travail de recherche s'intéresse à la modélisation du comportement des plaques d'ancrages dans un sol pulvérulent, à l'aide du logiciel Plaxis-2D en éléments finis. Une étude paramétrique est également entamée sur la sensibilité du facteur d'arrachement ($N\gamma$) à des paramètres géométriques et géotechniques.

Mots clés : *plaque d'ancrage, modélisation numérique, capacité d'arrachement, sable.*

ABSTRACT

In recent decades, plates and anchor blocks have become increasingly common in geotechnical structures. They are commonly used for improving the stability and limiting displacements of retaining walls, diaphragm walls, sheet pile walls, offshore, pylon...etc. Given that the majority of previous researches are often based on laboratory experiments and full-scale, thus that much of the current design practice is based on empiricism.

Widening the scope of the anchor plates making it more and more complicated the soil / plate anchor interaction. This limits the use of empirical approaches and promotes using the numerical approaches. In this context, this research work is interested in modeling the behavior of anchor plates in cohesionless soil, using the finite element code Plaxis 2D.

A parametric study is also underway on the sensitivity of the break-out factor ($N\gamma$) to geometric and geotechnical parameters.

Key words : *anchor plate, numerical modeling, pullout capacity, sand.*

ملخص

في العقود الأخيرة، أصبحت لوحات وكتل الرسو شائعة الاستعمال بشكل متزايد في الهياكل الجيوتقنية. وهي تستخدم عادة لتحسين الاستقرار والحد من تحرك (انتقال) الجدران الإسنادية ، الجدران الحاجزة المصبوبة ، الجدران الفولاذية، الأبراج ، المحطات البحرية و الصواري ... الخ. و بالنظر إلى معظم البحوث السابقة فإنها في الغالب تعتمد على التجارب المخبرية وبأبعاد حقيقية، ويستند الكثير من الباحثين في تصاميمهم الحالية على الممارسات التجريبية. ومع توسيع ميدان استخدام لوحات الرسو جعل من مسألة مفاعلة التربة / لوحة الرسو أكثر فأكثر تعقيدا. هذا يحد من استعمال المقاربات التجريبية ويعزز استخدام المناهج الرقمية. في هذا السياق، يركز هذا البحث على نمذجة سلوك لوحات الرسو في التربة الحبيبية، وذلك باستخدام برنامج Plaxis 2D ، الذي يعتمد في التحليل على طريقة العناصر المحدودة ثنائية البعد. كما أنه أجريت دراسة معلمية على بعض العناصر الهندسية والجيوتقنية المؤثرة في تغير عامل قدرة التحمل ($N\gamma$) وتمت مقارنة النتائج الرقمية المحصل عليها مع قياسات تجريبية ونتائج دراسات سابقة.

الكلمات المفتاحية: لوحات الرسو، النمذجة العددية، القدرة القصوى لاقتلاع المراسي، الرمل.

SOMMAIRE

Résumé	02
Liste des figures	08
Liste des tableaux	12
Notations	13
INTRODUCTION GENERALE	15
CHAPITRE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES PLAQUES	
D'ANCRAGES	
1.1. INTRODUCTION	17
1.2. LES ANCRAGES AU SOL	18
1.2.1 Classification des ancrages	19
1.2.1.1 Classification en fonction de la nature du terrain	19
1.2.1.2 Classification en fonction du type d'action	19
1.2.1.3 Classification en fonction de leur fonctionnement	20
1.2.1.4 Classification en fonction de leur durée d'utilisation	20
1.2.2 Dimensionnement des ancrages.....	21
1.3. LES METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE D'ANCRAGE EN SOLS FROTTANTS	22
1.3.1 Travaux analytiques	24
1.3.1.1 Méthode du cône.....	24
1.3.1.2 Méthode du cylindre frottant.....	25
1.3.1.3 Méthode de Mariupolskii.....	27
1.3.1.4 Méthode de Meyrehof et Adams	29
1.3.1.5 Méthode de Veesaert et Clemence.....	34
1.3.1.6 Méthode de Vermeer et Sujiadi	35
1.3.1.7 Méthode de Murray et Geddes.....	36
1.3.1.8 Méthode de Saeedy	36
1.3.1.9 Méthode de Subba Rao et Jyant Kumar	38
1.3.2 Travaux expérimentales.....	39
1.3.2.1 Travail de Balla	39
1.3.2.2 Travail de Baker et Kondner	42
1.3.2.3 Travail de Das et Seeley	42
1.3.2.4 Travail de Murray et Geddes	42

1.3.2.5	Travail de Dickin	43
1.3.2.6	Travail de Frydman et Shaham	45
1.3.2.7	Travail de Remeshbabu.....	46
1.3.2.8	Travail de Ilamparuthi.....	46
1.3.2.9	Travail de Kumar et Bhoi	47
1.3.2.10	Travail de Hichem Abbad.....	49
1.3.3	Travaux numériques	51
1.3.3.1	Etude de Merifield et Sloan	51
1.3.3.2	Etude de Lyamin.....	54
1.3.3.3	Etude de Dickin et Laman.....	55
1.3.3.4	Etude de Kouzer et Kumar.....	56
1.3.3.5	Etude de Jim S. Shiau	57
	Conclusion	59

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION

NUMERIQUE

2.1	Introduction	60
2.2	Discription de la méthode des éléments finis	61
2.2.1	Déformations planes	64
2.2.2	Contraintes planes.....	65
2.3	Discription du code de calcul Plaxis2D.....	66
2.3.1	Présentation de plaxis.....	66
2.3.2	Le code en éléments finis Plaxis	66
2.3.3	Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis	67
2.3.3.1	Modèle élastique linéaire	67
2.3.3.2	Modèle de Mohr-Coulomb	68
2.3.4	Les plaques d'ancrages.....	71
2.3.5	Les interfaces.....	72
	Conclusion	74

CHAPITRE 3: MODELISATION NUMERIQUE DES PLAQUE D'ANCRAGES

3.1	Introduction	75
3.2.	Validation d'un cas de référence	76
3.2.1	Saisie des donnés.....	76
3.2.2	Paramètres des maériaux.....	77
3.2.3	Conditions aux limites.....	78

3.2.4	Maillage	78
3.2.5	Initialisation des contraintes	79
3.2.6	Procédures de calculs	79
3.2.7	Présentation des résultats	79
	Conclusion.....	89
CHAPITRE 4 : ETUDE PARAMETRIQUE		
4.1	Introduction.....	91
4.2	Estimation numérique de la capacité d'arrachement	92
4.2.1	Influence de la densité du sol (N_v).....	92
4.2.2	Influence de l'angle de frottement du sol (φ)	96
4.2.3	Influence de l'angle de dilataance du sol (ψ)	99
	Conclusion.....	105
	CONCLUSION GENERALE	106
	Références bibliographiques	108

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure 1.1 : Application des ancrages	18
Figure 1.2 : Ancrage ponctuel	19
Figure 1.3 : Ancrage réparti	20
Figure 1.4 : Application directe de la théorie d'ancrage	22
Figure 1.5 : Terminologie des ancrages	23
Figure 1.6 : Plaque d'ancrage peu profonde	24
Figure 1.7 : Mécanisme de rupture d'une plaque circulaire selon Mors (1959)	25
Figure 1.8 : Mécanisme de rupture de cylindre frottant	26
Figure 1.9 : Plaque d'ancrage circulaire peu profonde selon la théorie de Mariupolskii	27
Figure 1.10 : Plaque d'ancrage circulaire profonde selon la théorie de Mariupolskii	28
Figure 1.11 : Forces appliquées et lignes de rupture dans le modèle de calcul	29
Figure 1.12 : Diagramme de K_u en fonction de l'angle de frottement interne φ	30
Figure 1.13 : Diagramme de m en fonction de l'angle de frottement interne φ	31
Figure 1.14 : La surface de rupture supposée par Meyerhof et Adams (1968)	33
Figure 1.15 : Variation de (H_{cr}/B) pour les plaque carrées et circulaires en fonction de l'angle de frottement interne φ	34
Figure 1.16 : Mécanisme de rupture d'une plaque circulaire selon Veeseart et Clemence	35
Figure 1.17 : Mécanisme de rupture proposé par Saeedy (1987)	37
Figure 1.18 : Variation de N_y selon la théorie de Saeedy	37
Figure 1.19 : Mécanisme de rupture proposé par Subba Rao et Jyant Kumar	38
Figure 1.20 : Plaque d'ancrage circulaire peu profonde selon la théorie de Balla	39
Figure 1.21 : La variation de (F_1+F_3) selon la théorie de Balla	40
Figure 1.22 : L'allure de variation de Q_u en fonction de H/D	41
Figure 1.23 : L'allure de variation de N_y en fonction de H/D	41
Figure 1.24 : Model expérimental de Dickin (1988)	44
Figure 1.25 : Force d'arrachement d'une plaque d'ancrage en fonction de déplacement, résultats expérimentaux sur modèles réduits centrifugés pour des ratio d'ancrage (a) $H/B=3$;(b) $H/B =7$).Dickin (1988)	45

Figure 1.26 : Modes de ruptures d'une plaque d'ancrage établie dans un sable dense (a- Ancrage superficiel b- Ancrage profond) Ilamparuthi et al.(2002).....	47
Figure 1.27 : Problème étudié par Kumar et Bhoi (2008)	48
Figure 1.28 : Modèle expérimental de Kumar et Bhoi (2008)	48
Figure 1.29 : Modèle expérimental de Hichem Abbad et al (2012)	49
Figure 1.30 : champs de déplacement vertical pour différentes distances entre axes de plaques	50
Figure 1.31 : Modèle numérique en éléments finis proposé par Merifield et Sloan	51
Figure 1.32 : Variation de coefficient d'arrachement selon Merifield et Sloan	52
Figure 1.33 : Mécanisme de rupture trouvé par Merifield et Sloan	53
Figure 1.34 : Modèle numérique en éléments finis proposé par Lyamin et al.(2006)	54
Figure 1.35 : Variation de coefficient d'arrachement selon Lyamin et al.(2006)	54
Figure 1.36 : Modèles de centrifuge et numérique utilisés par Dickin et Laman (2007)	55
Figure 1.37 : Influence du ratio d'ancrage sur la force d'arrachement d'une plaque d'ancrage carrée établie dans un sable dense	55
Figure 1.38 : Contours de déplacements verticaux pour une plaque filante dans un sable	56
Figure 1.39 : Modèle numérique proposé par Kouzer et Kumar	57
Figure 1.40 : Modèle numérique utilisé par Jim S. Shiau	58
Figure 1.41 : Mécanisme de rupture en fonction de l'angle de dilatance	58

CHAPITRE II :

Figure 2.1 : Disciplines de base de la MEF	61
Figure 2.2 : Modélisation par éléments finis des structures	62
Figure 2.3 : Différents types d'éléments	63
Figure 2.4 : Structure à différents éléments	63
Figure 2.5 : Exemple d'une structure en déformation	64
Figure 2.6 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	68
Figure 2.7 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	68
Figure 2.8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	69
Figure 2.9 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	69
Figure 2.10 : Définition du module à 50 % de la rupture.	70
Figure 2.11 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle de Mohr-Coulomb.....	71
Figure 2.12 : Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol.....	73

CHAPITRE III :

Figure 3.1 : Modèle de référence pour $H/B = 5$	76
Figure 3.2 : caractéristiques générales du modèle.....	77
Figure 3.3 : Coordonnées des points.....	77
Figure 3.4 : Maillage du modèle.....	78
Figure 3.5 : Génération des contraintes initiales.....	79
Figure 3.6 : Représentation du maillage déformé.....	80
Figure 3.7 : Champ de déformation (cisaillement maximal) pour un ancrage ($H/B=5$).....	80
Figure 3.8 : Influence des rapports d'ancrage sur la force d'arrachement.....	81
Figure 3.9 : Comparaison des résultats entre PLAXIS et la centrifugeuse (sable dense).....	82
Figure 3.10 : Comparaison des résultats entre PLAXIS et la centrifugeuse (sable lâche).....	83
Figure 3.11 : Champ de déplacement total pour différents profondeurs dans un sable dense.	84
Figure 3.12 : Champ de déplacement total pour différents profondeurs dans un sable lâche.	85
Figure 3.13 : Superposition entre les isovaleurs du déplacement pour $H/B = 3$ et les résultats de Hichem Abbad (2011) et Ilamparuthi (2002).....	86
Figure 3.14 : Superposition entre les isovaleurs du déplacement pour $H/B = 7$ et les résultats de Hichem Abbad (2011) et Ilamparuthi (2002).....	87
Figure 3.15 : Comparaison des facteurs d'arrachement entre PLAXIS, Dickin (2007) et la centrifugeuse (1988) pour un sable dense.....	88
Figure 3.16 : Comparaison des coefficients d'arrachement entre PLAXIS, Dickin (2007) et la centrifugeuse (1988) pour un sable lâche.....	89

CHAPITRE IV :

Figure 4.1 : Influence de la densité du sol sur la force d'arrachement.....	93
Figure 4.2 : Les courbes du facteur N_γ pour différentes densités en fonction du rapport d'ancrage.....	93
Figure 4.3 : La variation du facteur N_γ en fonction de la densité.....	94
Figure 4.4 : Comparaison des résultats entre PLAXIS et la centrifugeuse pour différentes valeurs de densité.....	95
Figure 4.5 : Influence de l'angle de frottement sur la force d'arrachement.....	96

Figure 4.6 : La variation du facteur N_γ pour différents rapports d’ancrages en fonction d’angle de frottement	98
Figure 4.7 : La variation du facteur N_γ pour différentes valeurs d’angle de frottement en fonction du rapport d’ancrage	98
Figure 4.8 : Influence de l’angle de dilatance sur la force d’arrachement	100
Figure 4.9 : La variation du facteur N_γ pour différents rapports d’ancrages en fonction d’angle de dilatance	102
Figure 4.10 : La variation du facteur N_γ pour différentes valeurs d’angle de dilatance en fonction du rapport d’ancrage	102
Figure 4.11 : L’effet de l’angle de dilatance sur le mécanisme de rupture.	
a) Le présent travail (Plaxis)	
b) Jim.Shiau en 2011 (Flac)	104

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III :

Tableau 3.1 : Propriétés du sol	81
Tableau 3.2 : Propriétés de la plaque	82

CHAPITRE IV :

Tableau 4.1 : (a) Résultats de l'influence de (φ) pour $H/B = 3$	101
Tableau 4.1 : (b) Résultats de l'influence de (φ) pour $H/B = 7$	101
Tableau 4.2 : Valeurs de N_γ en fonction de (φ) et (H/B)	103
Tableau 4.3 : (a) Valeurs de la force ultime en fonction de (ψ) pour $H/B = 3$	105
Tableau 4.3 : (b) Valeurs de la force ultime en fonction de (ψ) pour $H/B = 7$	105
Tableau 4.4 : Valeurs de N_γ en fonction de (ψ) et (H/B)	107

NOTATIONS

Les notations suivantes sont utilisées dans le présent mémoire.

Lettres majuscules

C	Cohésion
E	Module d'élasticité
G	Module de cisaillement
H	Profondeur d'ancrage
L	Longueur de la plaque (rectangulaire)
B	Largeur de la plaque
D	Diamètre de la plaque circulaire
H/B	Rapport d'ancrage (facteur, ratio)
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
A	Surface unitaire de la plaque
N_γ	Coefficient d'arrachement (Facteur d'arrachement)
S_F	Coefficient de forme
W	Le poids des terres incluse dans le cylindre
H_{cr}	Ancrage critique
$E_{increment}$	Augmentation de la rigidité
EI	Rigidité flexionnelle
EA	Rigidité axiale
R_{inter}	Résistance d'interface
HSM	Hardening softening model (model de comportement)

Lettres minuscules

q_s	Frottement latéral limite unitaire
q_i	Pression limite prssiométrique
$Q_{u(g)}$	Capacité d'arrachement brute
Q_u	Capacité d'arrachement nette
W_a	Poids propre de l'ancrage
$V_{c\hat{o}ne}$	Volume du sol à l'intérieur du cône

d	Diamètre de l'arbre (tige de soulèvement)
q_0	Pression radiale dans laquelle la cavité est dilatée
f	Résistance le long de la tige d'ancrage
p	Périmètre de la tige d'ancrage
D_r	Densité relative de compactage
y_{ref}	Unité de profondeur [m]

Lettres en crochets

$\{F\}$	Vecteur des forces
$[K]$	Matrice de rigidité
$\{\delta\}$	Vecteur des déplacements

Lettres grecques

γ	Poids volumiques du sol
γ_{sat}	Poids volumique saturé
φ	Angle de frottement
ν	Coefficient de Poisson
ψ	Angle de dilatance
ν	Coefficient de Poisson
σ'_0	Contrainte normale effective à une profondeur z mesurée à partir de la surface du sol.
P_p	Forces passives des terres agissant sur la surface de rupture
k_u	Coefficient d'arrachement nominal
φ_{cv}	Angle de frottement à l'état critique
μ	Facteur de compactage
n	Coefficient empirique $\approx 0.025\varphi$ (degré)
t	Épaisseur de la plaque d'ancrage
σ_n	Contrainte normale
τ	Contrainte tangentielle
σ_x, σ_y	Contraintes principales dans la direction x et y
ε_x	Déformations dans la direction x
ε_y	Déformations dans la direction y

INTRODUCTION GENERALE

Plusieurs structures telles que les murs de soutènement, les écrans en palplanches, les tours de transmission, les pylônes, les mâts, les pipelines immergés et les offshore génèrent des forces d'arrachement (traction). La stabilité de ces ouvrages est assurée souvent par des ancrages placés dans le sol qui peuvent être divisés en différentes catégories : les plaques, ancrages d'encastrement directs, hélicoïdales, ancrages injectés, blocs d'ancrages, système de crochet au sol, pieux et des puits forésetc.

Les plaques d'ancrages sont des éléments structuraux légers et simples, ils sont maintenant largement utilisés comme un système économique pour résister à des forces d'arrachement, l'amélioration de la stabilité et la limitation des déplacements des ouvrages géotechniques. Ces éléments enterrés sont soumis à des mouvements de translation qui mobilisent la résistance passive et active du sol de manière bidimensionnelle ou tridimensionnelle. La détermination de la résistance ultime d'ancrage est un problème qui a fait l'objet de très nombreuses études théoriques et expérimentales. Leurs conceptions nécessitent l'estimation de la capacité ultime d'arrachement, cette dernière dépend de plusieurs facteurs tels que : type de sol, densité, profondeur d'ancrage, dimension, l'inclinaison et la forme de la plaque. Les calculs numériques en géotechnique permettent de mieux comprendre le comportement global des ouvrages géotechniques utilisant des plaques d'ancrages, et aident donc l'ingénieur à bien cerner les éléments les plus critiques du dimensionnement.

Avec l'évolution de l'outil informatique et la mise au point des méthodes numériques performantes en éléments finis et différences finis, un développement considérable a été enregistré dans ce domaine. Les recherches sont toujours en cours pour mettre en place des outils et des modèles permettant à l'ingénieur de mieux décrire le comportement des plaques et prendre les solutions qui s'imposent.

On s'intéresse dans ce mémoire à l'estimation numérique de la capacité d'ancrage en sols frottants à l'aide du code Plaxis-2D en éléments finis. Le mémoire est scindé en quatre chapitres :

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les systèmes d'ancrages au sol et leurs domaines d'applications ainsi que les différents moyens de calculs à savoir, les

méthodes empiriques, analytiques, expérimentales et numériques. A travers ces recherches, il a été exposé les difficultés liées à l'estimation de la capacité d'ancrage vis-à-vis la variation naturelle inhérente, le comportement complexe des géo-matériaux et les autres variables influents sur le comportement global comme la géométrie (Taille et forme), l'orientation et ratio d'ancrage.

Le deuxième chapitre expose un rappel sur la méthode des éléments fins ainsi que la description de l'outil de simulation numérique utilisé dans le présent travail (Plaxis-2D).

Le troisième chapitre présente les différentes étapes suivies pour la modélisation numérique d'une plaque d'ancrage filante en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb. Cette modélisation est avec un modèle de référence inspiré des travaux expérimentaux de (Dickin.1988) en utilisant la centrifugeuse du département de génie civil de l'Université de Liverpool. Les simulations sont faites sur deux types de sable et pour différents ratios d'ancrage, et par la suite les résultats sont comparés avec ceux obtenue par Dickin.2007.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude paramétrique effectuée sur la capacité d'ancrage d'une plaque filante ancré dans un sable pour deux cas de profondeurs. Pour chaque profondeur, l'étude paramétrique est faite sur la densité du sable couvrant les valeurs (16.4, 17.5, 18.5, 20) kN/m³, l'angle de frottement du sable avec une série de valeurs de 25° à 45° avec un incrément de 5°, l'angle de dilatance de 0 à φ avec un incrément de $\varphi/4$. Les résultats sont discutés et comparés aux résultats d'autres auteurs disponibles dans la littérature.

CHAPITRE I:

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES PLAQUES D'ANCRAGES

I.1 Introduction :

L'utilisation des plaques d'ancrages au sol est un domaine de recherche récent. Ce système de renforcement est simple, facile à réaliser et moins coûteux au point de vue économique. L'une des premières applications d'ancrages au sol était en soutenant les pylônes de transmission. Cette application a été responsable de la conduite forcée derrière une grande partie de la recherche initiale sur le comportement d'ancrage (Balla 1961). Nous allons présenter de ce chapitre un aperçu détaillé sur les plaques d'ancrage à savoir la terminologie, dimensionnement, mode de rupture, critère et loi de comportement à travers les travaux : Analytiques de Mors 1959, Downs et Chieurrzzi 1966 jusqu'à Subba Rao et Kumar 1994, expérimentales de Balla 1961, Baker et Kondner 1966 jusqu'à Hichem Abbad 2012, numériques de Merifield et Sloan 2006, Lyamin 2006, Dickin et Iman 2007, Kouzer et Kumar 2009 jusqu'à Jim Shiau 2011.

I.2 Les ancrages au sol:

L'ancrage est un dispositif de transmission au sol des efforts de traction considérables auxquels sont soumis certains ouvrages à leurs fondations. L'ancrage rend solidaire de l'ouvrage une partie du terrain. Les types d'ancrages de sol utilisés dans la pratique du génie civil varient considérablement, mais en général peuvent être divisés en plusieurs catégories telles que les plaques, ancrages d'encastrement directs, hélicoïdales...etc. L'estimation de la force transférée au sol se diffère selon la forme et la position d'ancrage utilisé.

Le domaine d'application des plaques est largement utilisé dans la littérature, on peut mentionner les exemples suivants :

- Fondations pour pylônes et tours de transmissions (figure 1.1 (a)) ;
- Murs de palplanche (figure 1.1 (b)) ;
- Les pipelines et autres ouvrages soumis à des pressions élevées (figure 1.1 (c)).

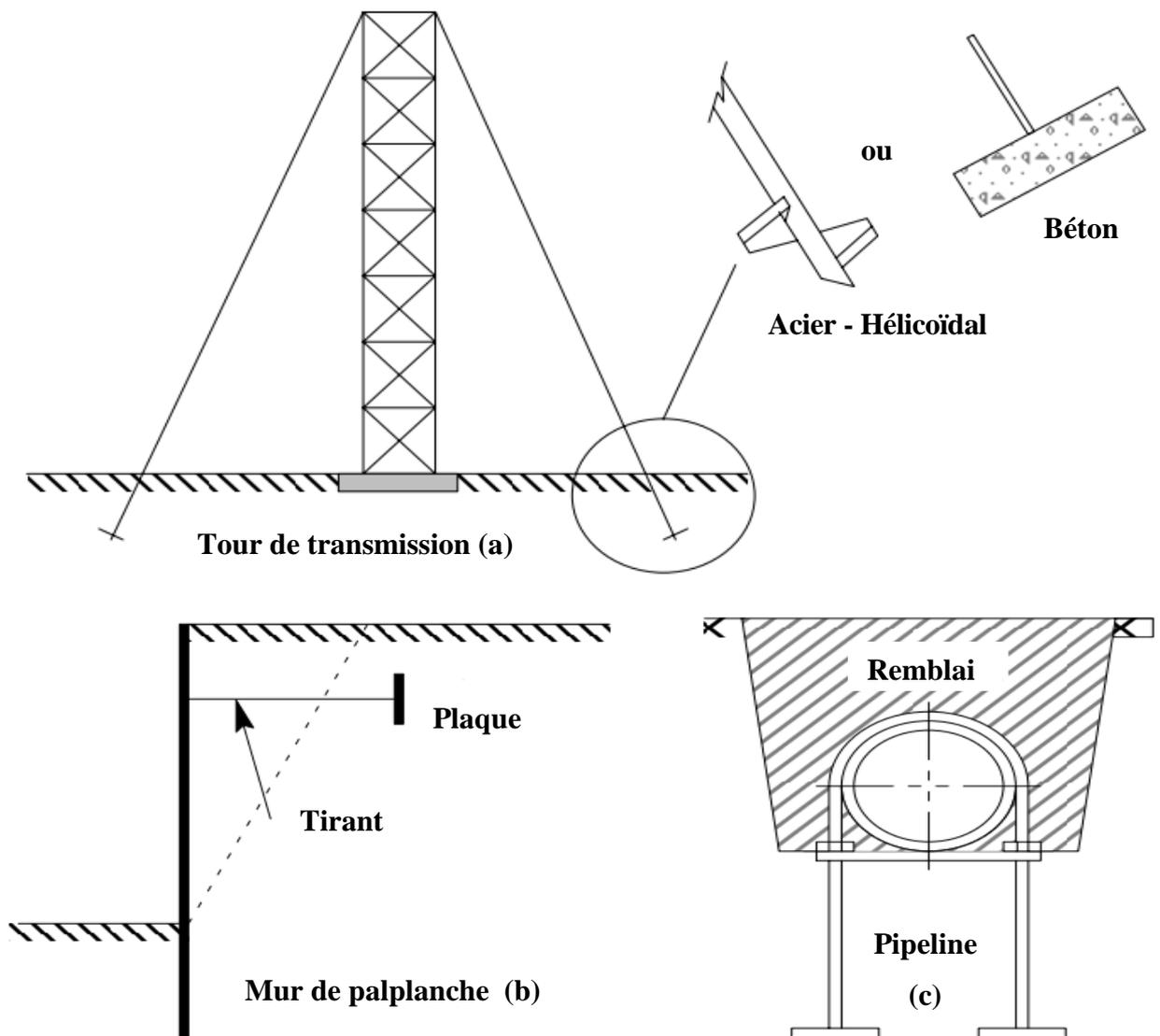


Figure 1.1 : Applications des ancrages.

I.2.1 Classification des ancrages

On peut classer les ancrages en fonction :

- de la nature du terrain ;
- de leur type d'action ;
- de leur fonctionnement ;
- de leur durée d'utilisation.

I.2.1.1 Classification en fonction de la nature du terrain :

- Ancrages au rocher ;
- Ancrages en terrain meuble.

I.2.1.2 Classification en fonction du type d'action :

- Ancrages ponctuels

Il s'agit d'ancrages pour lesquels la transmission des efforts s'exerce à l'extrémité de la pièce ancrée par l'intermédiaire d'un système mécanique approprié, ce qui fait intervenir la butée du terrain ainsi mobilisée.

Ils sont conçus essentiellement pour résister à des efforts de traction.

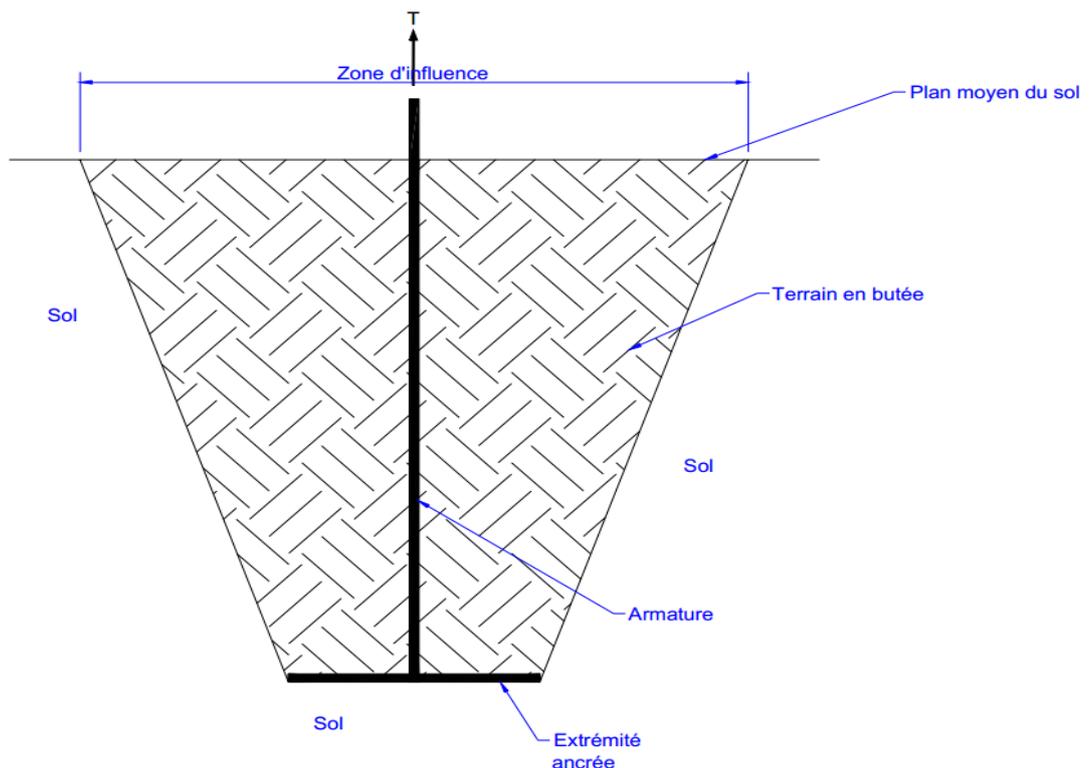


Figure 1.2 : Ancrage ponctuel.

On distingue :

- ✓ Les ancrages mécaniques : conçus pour résister essentiellement à une traction ;
- ✓ Les ancrages expansés : subissent une expansion avant d'être soumis à une traction ;
- ✓ Les ancrages à précontrainte.

- Ancrages répartis :

Pour ces ancrages, la transmission au sol des efforts s'exerce sur l'ensemble de la partie scellée de la pièce ancrée et fait intervenir le frottement latéral entre le sol et le scellement.

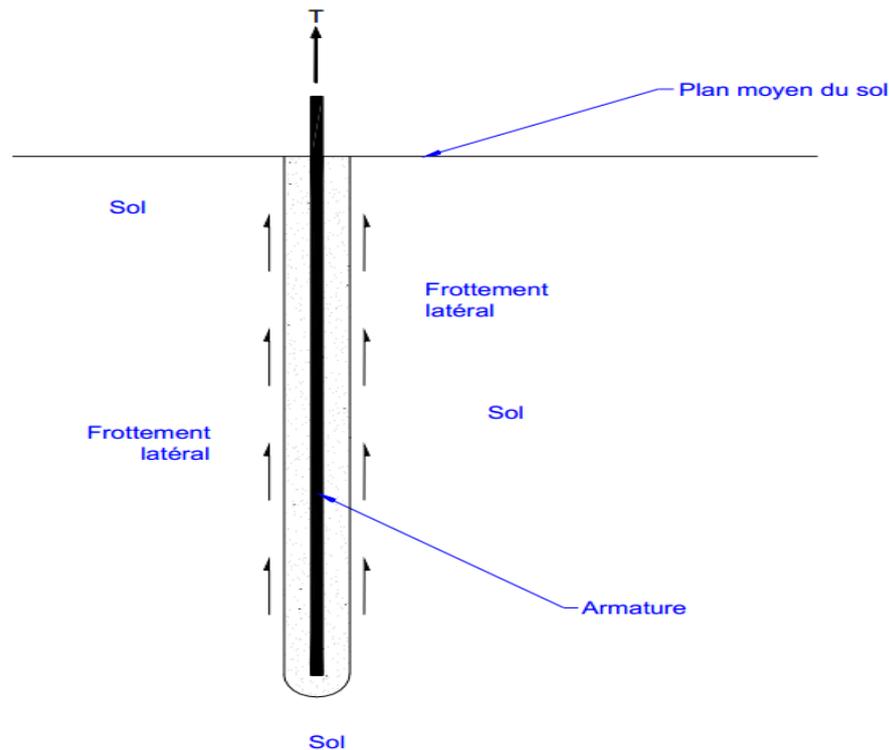


Figure 1.3 : Ancrage réparti.

1.2.1.3 Classification en fonction de leur fonctionnement

- Ancrages actifs ou précontraints

Il s'agit des ancrages soumis à une précontrainte, mobilisant le sol en permanence ; les effets des forces extérieures sont compensés uniquement par la détente du milieu pré-comprimé, sans que la tension du câble varie sensiblement. En soumettant le sol à une précontrainte, sa cohésion est augmentée. Par conséquent, son domaine de stabilité mécanique est élargi, ce qui permet un niveau de chargement supérieur.

- Ancrages passifs :

Il s'agit des ancrages ne mobilisant pas le sol tant qu'ils ne sont pas soumis à une force de traction ou de compression exercée par l'ouvrage ; les efforts dans l'ancrage varient comme l'effort extérieur et la tension dans le sol.

1.2.1.4 Classification en fonction de leur durée d'utilisation

- Ancrages provisoires :

Les ancrages provisoires sont ceux dont la durée d'utilisation prévue est inférieure à 2 ans.

- Ancrages définitifs :

Les matériaux constitutifs des ancrages définitifs devraient présenter une durabilité au minimum équivalente à celle de l'ouvrage, que l'on fixe généralement à 25 ans minimum ; si on se réfère à la Norme X 50-500 – Durée de vie et durabilité des biens – Vocabulaire, la durée de vie serait de 10 à 20 ans selon les ouvrages.

I.2.2 Dimensionnement des ancrages :

Généralement les ancrages sont installés en excavant le sol à la profondeur requise, pose de la plaque et puis remblaye. Par exemple, dans les murs de soutènement, on place les plaques dans des tranchées creusées et connecté à tirants qui peuvent être entraînés à travers les trous tarières.

Les paramètres nécessaires au dimensionnement qu'il faut déterminer dès les études préliminaires sont les caractéristiques physiques et mécaniques du sol (Angle de frottement φ , poids volumique du sol γ et la profondeur d'ancrage H).

La tenue d'un ancrage soumis à un effort de traction est classiquement définie par la force limite d'arrachement, également appelée capacité d'arrachement. Elle correspond à l'effort de traction maximal pouvant être exercé dans l'axe de l'ancrage sans qu'il y ait rupture du sol au voisinage de l'ancrage.

Les méthodes de calculs présentées doivent permettre de mieux comprendre les principes de dimensionnement et de mettre en évidence les paramètres qu'ils utilisent, mais il sera toujours nécessaire de faire appel à différents spécialistes en mécanique des sols pour dimensionner les ancrages au niveau d'un projet.

La théorie de résistance au soulèvement du sol peut être également appliquée à des problèmes géotechniques où initialement cette résistance n'est pas fournie par l'addition de l'ancrage. En réalité, toute fondation enterrée soumise à des charges de traction peut être considéré comme un point d'ancrage.

Par exemple, une semelle filante peut être idéalisée comme un point d'ancrage, à condition que la zone de l'élément de liaison (dans ce cas, une colonne) soit petite par rapport à la taille globale de la semelle. D'autres problèmes tels que la capacité de soulèvement d'un pipeline enfoui peut être aussi analysé comme un ancrage du sol.

Ces types de problèmes sont illustrés à la figure 1.4.

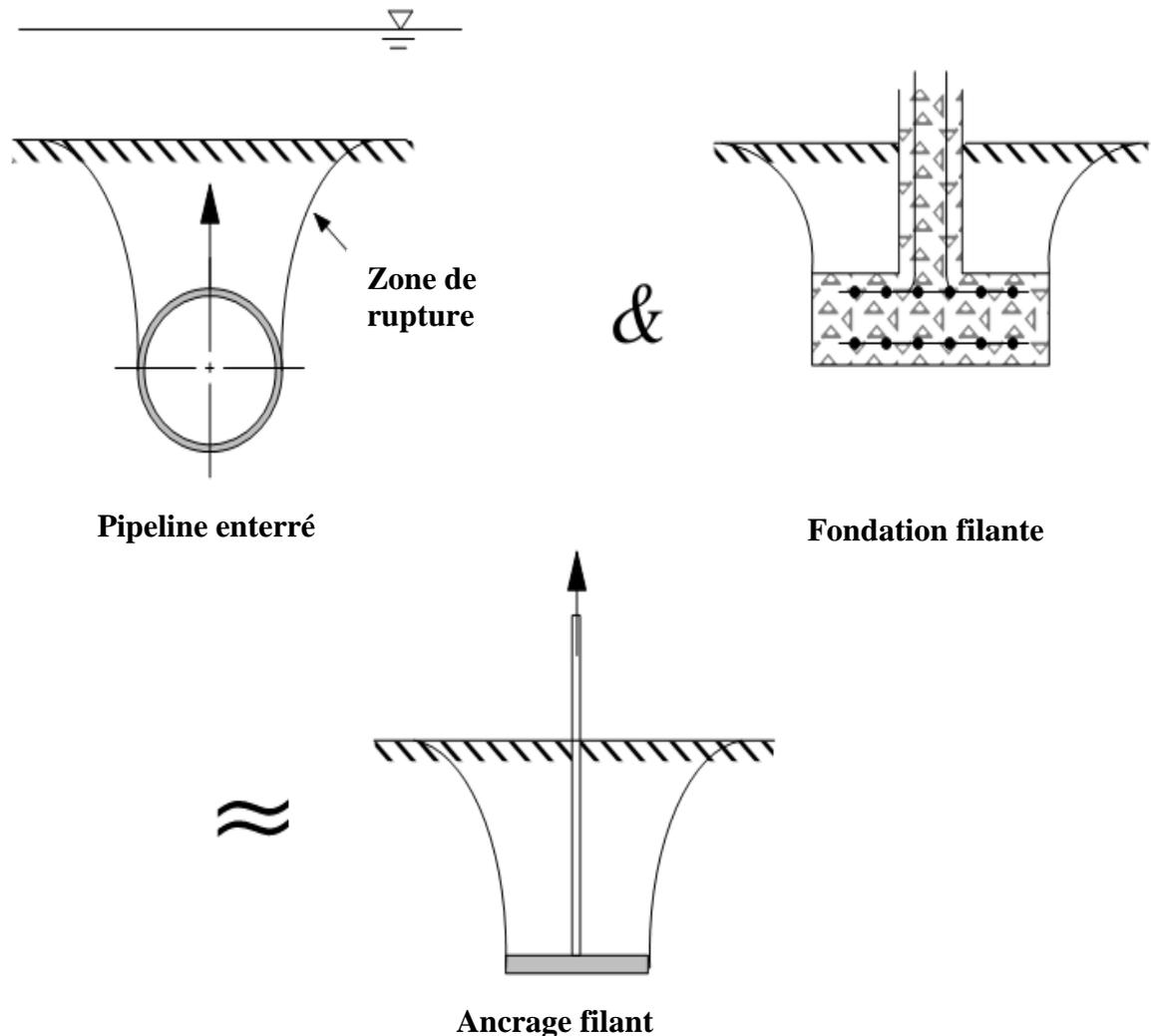


Figure 1.4 : Application indirecte de la théorie de l'ancrage.

I.3 Les méthodes de calcul de la capacité d'ancrage en sols frottants :

Dans cette section nous allons présenter les travaux antérieurs théoriques, expérimentaux et numériques concernant l'estimation de la capacité d'arrachement.

Au cours des dizaines années, divers chercheurs ont proposé des solutions approximatives pour estimer la résistance au soulèvement d'ancrage dans les sols frottant. Plusieurs chercheurs adoptent des hypothèses différentes, Das B.M. (1990) donne un aperçu général sur le sujet des ancrages. Il a résumé les méthodes précédentes pour résoudre le problème d'ancrage au sol.

Généralement les plaques d'ancrages sont fabriqués en acier ou en béton de forme circulaire, carré et rectangulaire. Ils peuvent être placés horizontalement, verticalement, ou dans une position inclinée à savoir l'orientation des charges et le type de structure support.

La figure 1.5 est une présentation générale du problème à analyser.

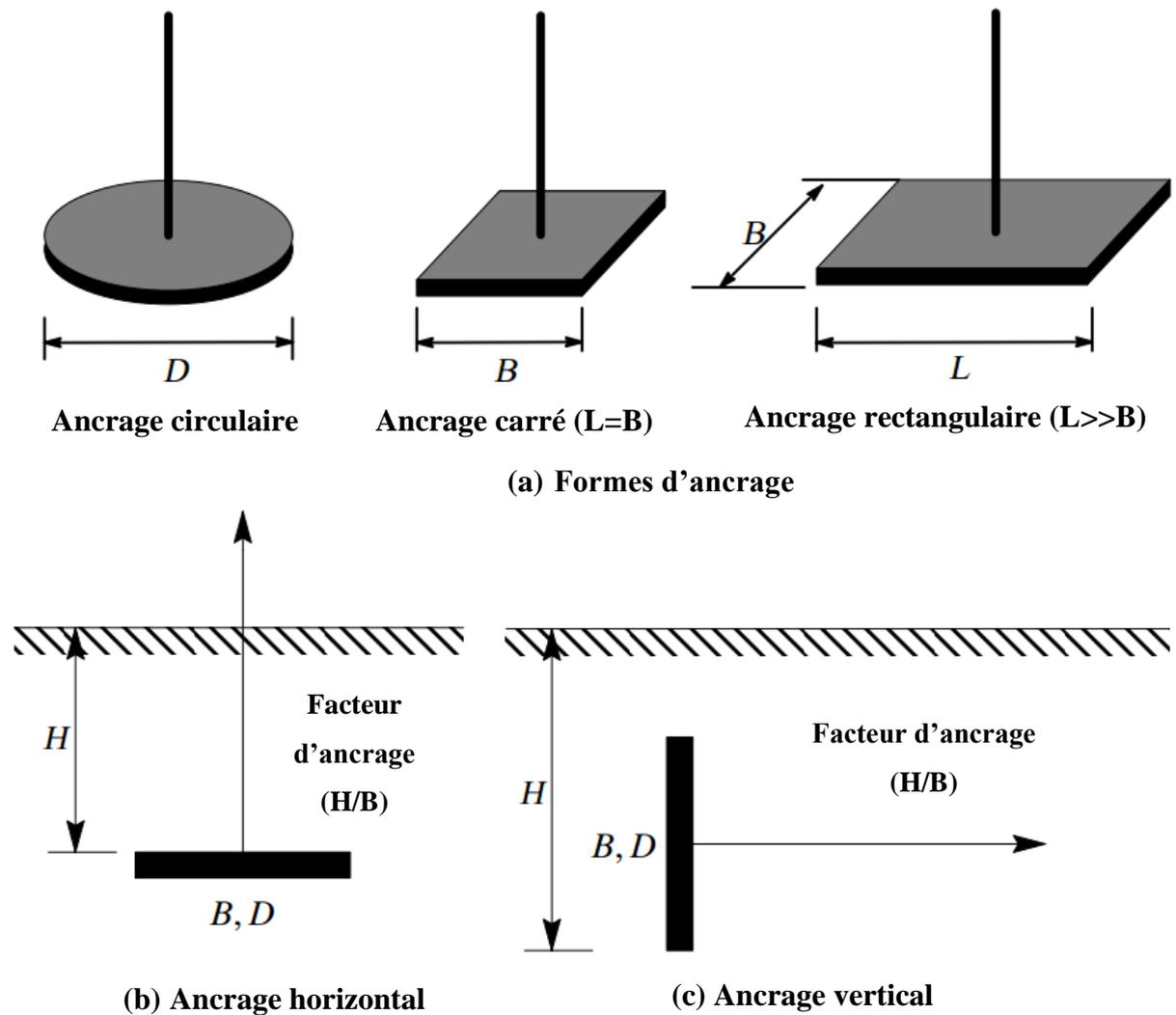


Figure 1.5 : Terminologie des ancrages

Ou :

- H : Profondeur d'ancrage ;
- B : Largeur de la plaque carré ou rectangulaire ;
- D : Diamètre de la plaque circulaire.

Le facteur d'ancrage H/B représente le rapport entre la profondeur d'ancrage et la largeur de la plaque. La plus simple définition de la capacité d'arrachement d'une plaque d'ancrage est comme suit:

$$Q_{u(g)} = Q_u + W_a \quad (1.1)$$

Ou :

- $Q_{u(g)}$: Capacité d'arrachement brute ;
- Q_u : Capacité d'arrachement nette ;
- W_a : Poids propre de l'ancrage.

A partir de l'équation (1.1), la capacité d'arrachement brute d'un ancrage est soumise à la fois le poids propre de l'ancrage et la capacité d'arrachement nette, qui est relié à un certain nombre d'autres facteurs ; mais elle est fortement dépendante de :

- Les caractéristiques du sol tel que la densité, la cohésion et l'angle de frottement.
- Le rapport d'ancrage H/B .

La définition la plus simple " la capacité d'arrachement nette est la somme de la masse effective du sol située dans la zone de rupture et la résistance au cisaillement développée le long de la surface de rupture " (Das 1990). On peut visualisées et mieux comprendre en regardant la figure 1.6 ci-dessous.

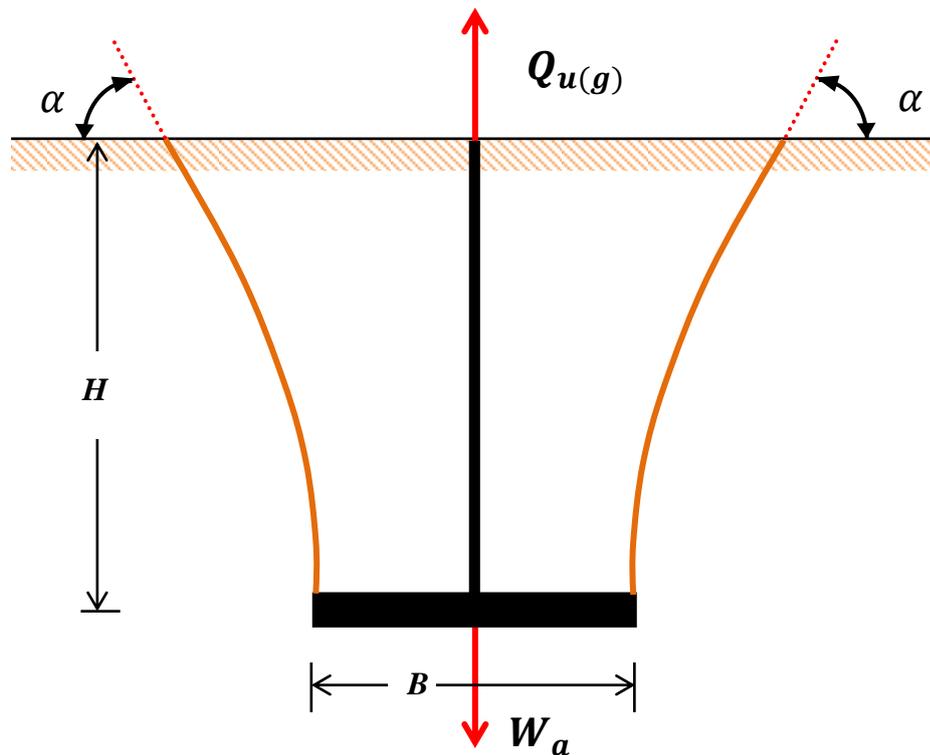


Figure 1.6 : Plaque d'ancrage horizontale peu profonde.

I.3.1 Travaux analytiques :

Les premières théories liées à la capacité d'arrachement sont la méthode du cône (Mors 1959), (Downs et Chieurzzi 1966) et la méthode du cylindre frottant. Les approches récentes sont basées sur ces deux premières méthodes.

I.2.2.1 Méthode du cône :

La première méthode pour déterminer la capacité d'arrachement nette a été introduite par Mors (1959). Il a supposé que le plan de rupture du sol sous la charge ultime d'arrachement peut être estimé comme un cône avec un angle $\theta = 90^\circ + \frac{\varphi}{2}$ (figure 1.7). La charge de soulèvement nette est égal la masse du sol situé à l'intérieur du cône.

$$Q_u = \gamma \times V_{\text{cône}} \quad (1.2)$$

$$V_{\text{cône}} = \frac{\pi}{3} H \left\{ D^2 + \left[D + 2H \cot \left(45 - \frac{\varphi}{4} \right) \right]^2 + D \left[D + 2H \cot \left(45 - \frac{\varphi}{4} \right) \right] \right\} \quad (1.3.a)$$

Ou

$$V_{\text{cône}} = \frac{\pi}{3} H \left[3D^2 + 4H^2 \cot^2 \left(45 - \frac{\varphi}{4} \right) + 6HD \cot \left(45 - \frac{\varphi}{4} \right) \right] \quad (1.3.b)$$

Avec :

- γ : Poids volumique du sol;
- $V_{\text{cône}}$: Volume du sol à l'intérieur du cône ;
- φ : Angle du frottement interne du sol.

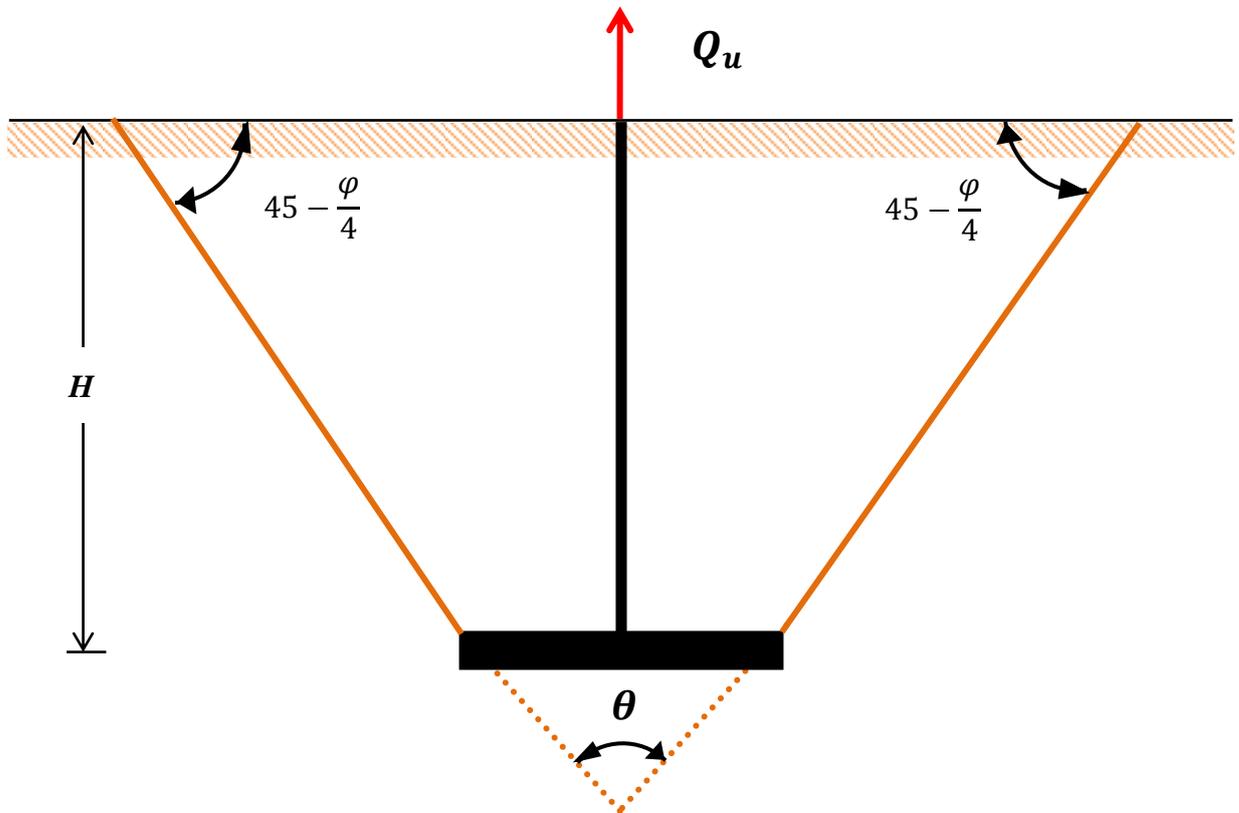


Figure 1.7 : Mécanisme de rupture d'une plaque circulaire selon Mors (1959).

Un modèle similaire proposé par Down et Chieurzzi (1966), qui a recommandé l'angle du cône doit être pris à (60°) . Toutefois, les deux théories négligent la résistance au cisaillement développée le long de la surface de rupture.

I.2.2.2 Méthode du cylindre frottant :

Antérieurement, la méthode de cylindre frottant a été largement utilisée pour estimer la capacité de soulèvement des plaques d'ancrage circulaires peu profondes. Cette méthode est plus précise que celle du cône. La surface de rupture a été supposée cylindrique avec une

forme circulaire à la base (figure 1.8 a). Pour les sols frottant, le poids du sol situé à l'intérieur du cylindre et la résistance de cisaillement le long de la surface de rupture sont pris en compte dans l'estimation de la capacité d'arrachement nette, donc :

$$Q_u = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) H \gamma + \int_0^H (\sigma'_0 \tan \varphi) dz \quad (1.4)$$

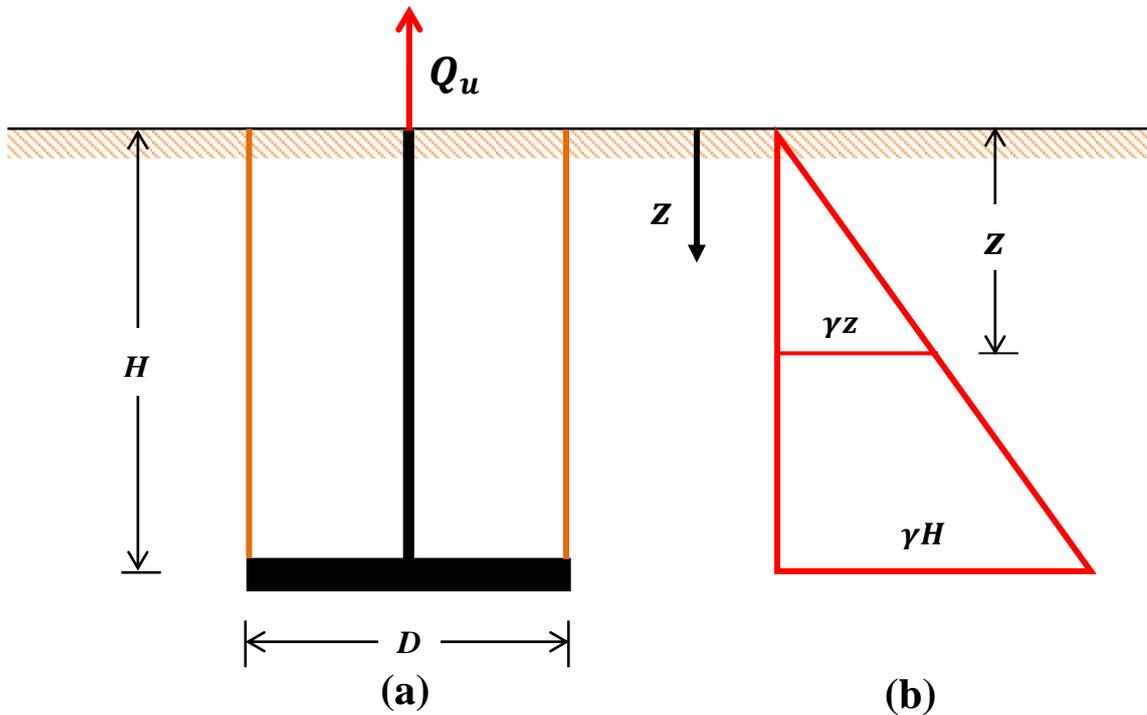


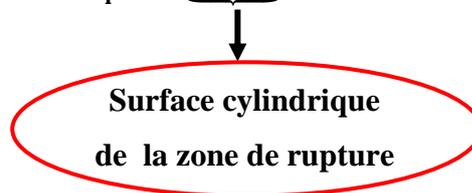
Figure 1.8 : Mécanisme de rupture de cylindre frottant.

Ou :

- σ'_0 : Contrainte normale effective à une profondeur z mesurée à partir de la surface du sol (figure 1.8 b).

De même manière, pour les sols cohésifs :

$$Q_u = \frac{\pi H D^2 \gamma}{4} + (\pi H D) \times C \quad (1.5)$$



Ireland (1963) a proposé la relation universelle suivante pour les plaques peu profondes ancrées dans le sable, limon et argile :

$$Q_u = \frac{\pi H D^2 \gamma}{4} + \frac{\pi}{2} \gamma D H^2 K_0 \tan \varphi \quad (1.6)$$

Ou :

- K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.

Ireland également recommandé les valeurs suivantes pour K_0 et φ :

$$K_0 = \begin{cases} 0.5 & \text{pour sol granulaire} \\ 0.4 & \text{pour limon et argile} \end{cases} \quad \text{et} \quad \varphi = \begin{cases} 30^\circ & \text{pour sol granulaire} \\ 20^\circ & \text{pour limon et argile} \end{cases}$$

I.2.2.3 Méthode de Mariupolskii :

Mariupolskii (1965) a proposé des différentes formulations mathématiques pour l'estimation de la capacité d'arrachement des plaques circulaires peu profondes et profondes. Selon cette théorie, pour les ancrages peu profonds le mécanisme de rupture progressive commence avec la compression du sol situé au-dessus de la plaque d'ancrage (figure 1.9). Cette compression se produit dans une colonne de sol de même diamètre que la plaque d'ancrage. La force initiale est constituée des composants suivants:

- Le poids effectif de l'ancrage ;
- Le poids effectif de la colonne du sol de diamètre (D) et hauteur (H) ;
- L'angle de frottement et la cohésion le long de la surface colonne du sol.

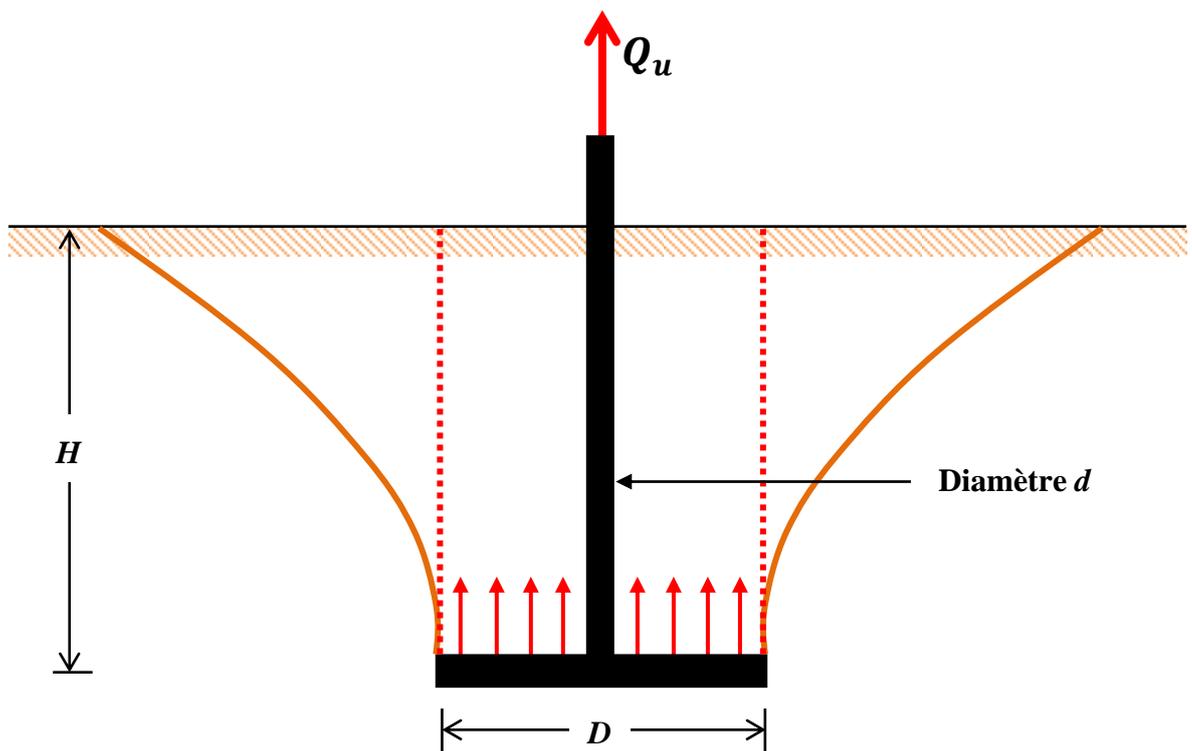


Figure 1.9 : Plaque d'ancrage circulaire peu profonde selon la théorie de Mariupolskii.

L'évolution de la masse du sol situé au-dessus de la plaque d'ancrage conduit à une augmentation de la contrainte de compression verticale. Il y a donc une augmentation continue de la résistance de frottement sur la surface de la colonne du sol. L'augmentation de la résistance de frottement entraîne des anneaux adjacents du sol. Finalement la résistance de

cisaillement développée le long de la surface de rupture peut être estimée comme un cône cylindrique.

La capacité d'arrachement proposée par cette théorie est comme suit :

$$Q_u = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \left(\frac{\gamma H \left[1 - \left(\frac{d}{D} \right)^2 + 2K_0 \left(\frac{H}{D} \right) \tan \varphi \right] + 4C \left[\frac{H}{B} \right]}{1 - \left(\frac{H}{D} \right)^2 - 2n \left(\frac{H}{D} \right)} \right) \quad (1.7)$$

Ou :

- K_0 : Coefficient de pression des terres au repos ;
- C : Cohésion du sol ;
- d : Diamètre de l'arbre ;
- n : Coefficient empirique $\approx 0.025\varphi$ (degré).

Pour les sables $C = 0$, donc :

$$Q_u = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \left(\frac{\gamma H \left[1 - \left(\frac{d}{D} \right)^2 + 2K_0 \left(\frac{H}{D} \right) \tan \varphi \right]}{1 - \left(\frac{H}{D} \right)^2 - 2n \left(\frac{H}{D} \right)} \right) \quad (1.8)$$

Pour les ancrages profonds, Mariupolskii suppose que sous la plaque la charge appliquée atteigne l'état limite, après lequel un travail supplémentaire est nécessaire pour soulever l'élément d'ancrage par une distance L qui est équivalent à un travail pour étendre une cavité cylindrique d'une hauteur L et un diamètre D comme indiqué dans la figure 1.10.

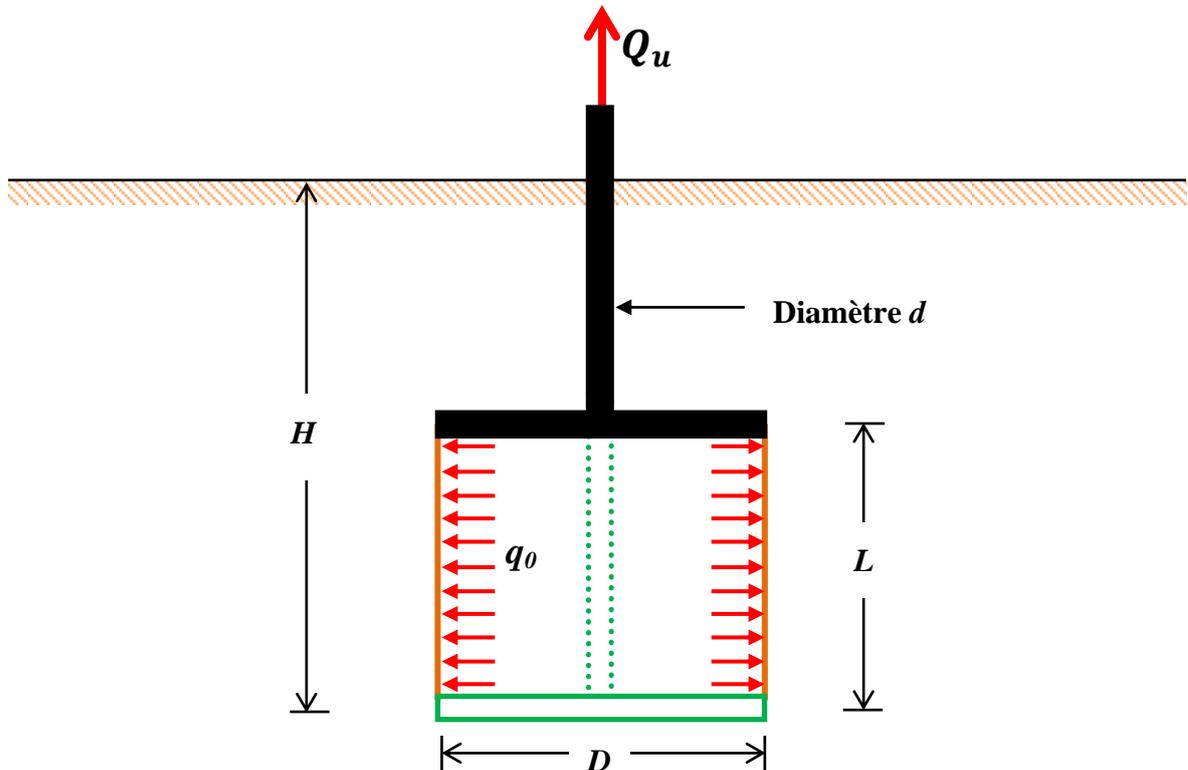


Figure 1.10 : Plaque d'ancrage circulaire profonde selon la théorie de Mariupolskii.

Basé sur ce concept, la capacité d'arrachement peut être exprimée comme :

$$Q_u = \left(\frac{\pi q_0}{2} \right) \left[\frac{(D^2 - d^2)}{2 - \tan \varphi} \right] + f(\pi d)[H - (D - d)] \quad (1.9)$$

Ou :

- q_0 : Pression radiale dans laquelle la cavité est dilatée;
- f : Résistance le long de la tige d'ancrage.

Il a été recommandé que la plus faible des deux valeurs (c'est à dire ceux calculés à partir de l'équation 1.8 et 1.9) soit adopté pour la conception des ancrages.

1.2.2.4 Méthode de Meyerhof et Adams :

Meyerhof et Adams (1968) ont proposés une relation semi-théorique pour l'estimation de la capacité d'arrachement pour les ancrages continus soumis à une charge verticale, puis le modifier pour les ancrages rectangulaires et circulaires. Les plaques dont la longueur (L) est beaucoup plus grande que la largeur B , dans un rapport d'environ 8 pour 1, peuvent être appelées plaques infiniment longues ou plaques continues, similairement aux semelles continues. La méthode utilisée est basée sur l'équilibre limite donné par les forces intervenant ; c'est-à-dire la force d'arrachement ultime (Q_u), le poids de l'ancrage (W_a), le poids du sol (W_s) ainsi que les forces passives P_p des terres agissant sur la surface de rupture (figure 1.11).

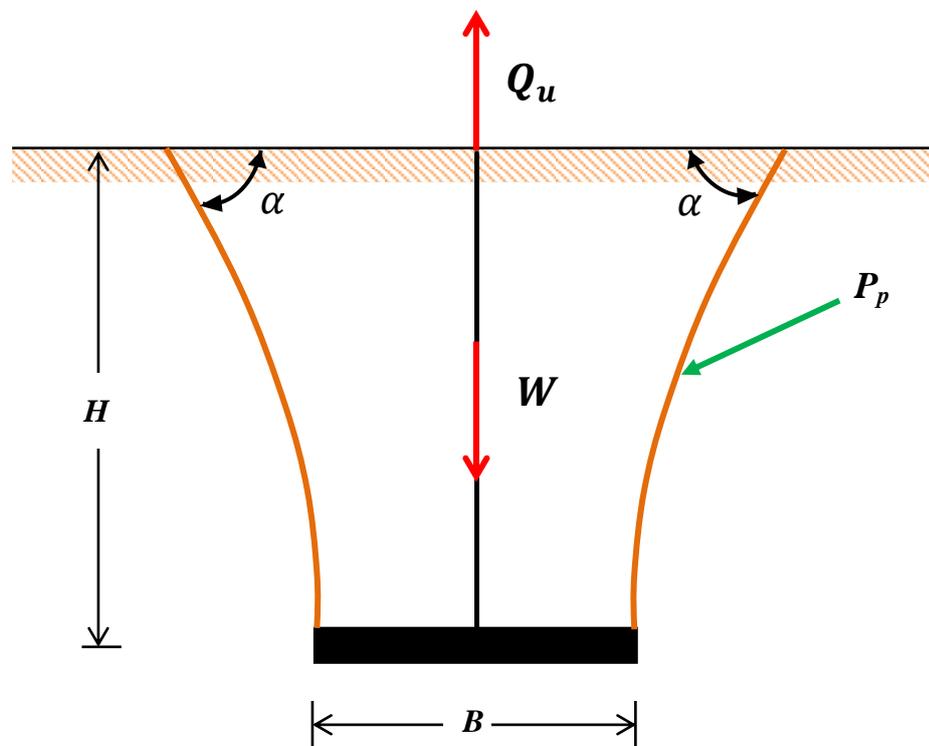


Figure 1.11 : Forces appliquées et lignes de rupture dans le modèle de calcul.

Selon Meyerhof et Adams, l'angle α mesuré varie de sorte que :

$$\frac{\pi}{2} - \frac{2\varphi}{3} \leq \alpha \leq \frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{3} \quad (1.10)$$

L'expression de la résistance à l'arrachement pour une plaque infiniment longue à ayant une largeur B est :

$$Q_u = W_a + W_s + k_u \gamma H^2 \tan \varphi \quad (1.11)$$

Ou :

- k_u : Coefficient d'arrachement nominal donné par la figure 1.12.

Dans le calcul des ancrages on utilise souvent un paramètre sans dimension appelé coefficient de résistance à l'arrachement ou coefficient d'arrachement noté N_γ est défini comme suit :

$$N_\gamma = \frac{Q_u}{\gamma AH} \quad (1.12)$$

Ou :

- A : Surface unitaire de la plaque et dans le cas des plaques infiniment longues $A=B \times 1m$.

L'expression de N_γ devient :

$$N_\gamma = 1 + k_u \frac{H}{B} \tan \varphi \quad (1.13)$$

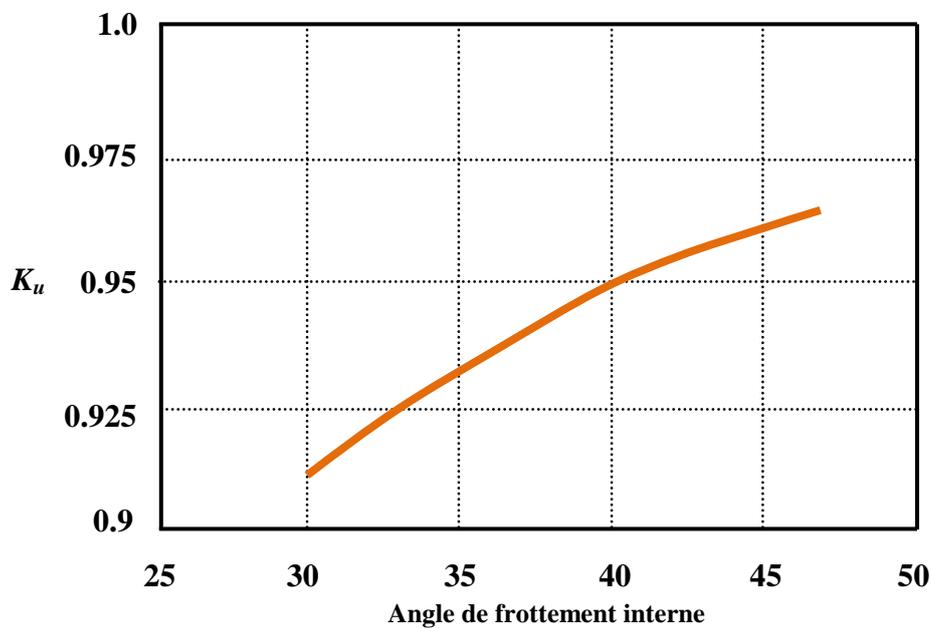


Figure 1.12 : Diagramme de K_u en fonction de l'angle de frottement interne φ .

Plaques circulaires :

La résistance à l'arrachement des plaques circulaires enterrées dans les sols pulvérulents s'exprime comme :

$$Q_u = W + \frac{\pi}{2} S_F k_u \gamma D H^2 \tan \varphi \quad (1.14)$$

Ou :

- W : Le poids des terres incluse dans le cylindre de diamètre D et de hauteur H compris entre la plaque et la surface du sol, c'est-à-dire :

$$W = \frac{\pi}{4} \gamma D^2 H \quad (1.15)$$

- S_F : Coefficient de forme ayant l'expression suivante :

$$S_F = 1 + m \frac{H}{D} \quad (1.16)$$

Le paramètre m est donné dans la figure 1.13 en fonction de l'angle de frottement interne φ du sol.

En combinant les relations (1.14), (1.15) et (1.16) l'expression de la résistance à l'arrachement d'une plaque circulaire de diamètre D , enterrée à une profondeur H dans un sol pulvérulent, ayant un angle de frottement interne φ prend la forme explicite suivante :

$$Q_u = \frac{\pi}{4} \gamma D^2 H + \frac{\pi}{2} \left(1 + m \frac{H}{D} \right) k_u \gamma D H^2 \tan \varphi \quad (1.17)$$

Le coefficient d'arrachement N_γ s'exprime alors comme suit:

$$N_\gamma = \frac{Q_u}{\frac{\pi}{4} \gamma D^2 H} \quad (1.18)$$

Plus explicitement, on peut écrire :

$$N_\gamma = 1 + 2 \left(1 + m \frac{H}{D} \right) \frac{H}{D} k_u \tan \varphi \quad (1.19)$$

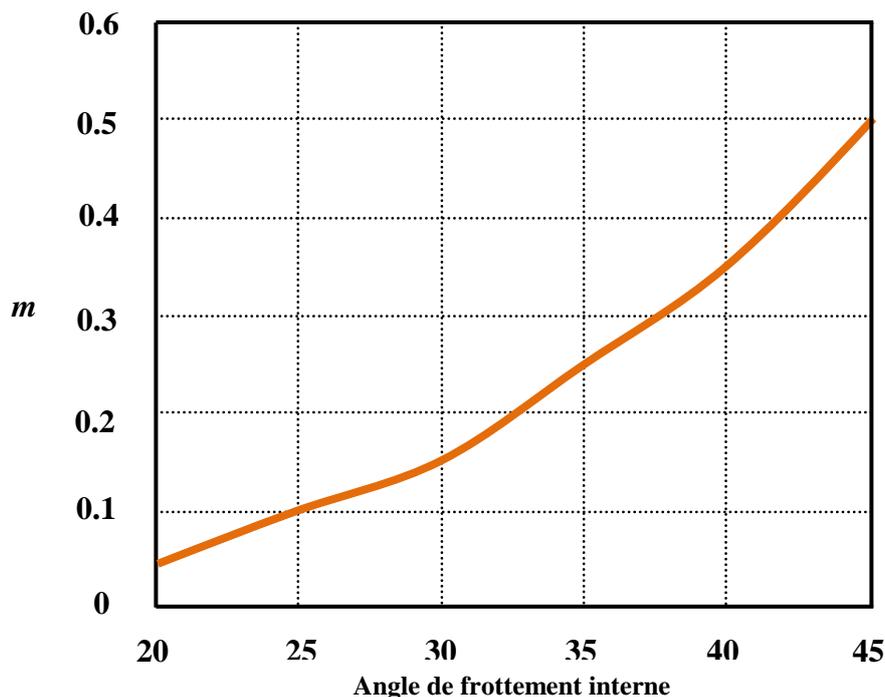


Figure 1.13 : Diagramme de m en fonction de l'angle de frottement interne φ .

Plaques rectangulaires :

Pour les plaques rectangulaires de dimensions $B \times L$, la résistance à l'arrachement prend l'expression suivante :

$$Q_u = W + \gamma H^2 (2S_F B + L - B) k_u \tan \varphi \quad (1.20)$$

Ou :

- W : Le poids des terres qui reposent sur la plaque rectangulaire ayant l'expression suivante :

$$W = \gamma B L H \quad (1.21)$$

Le coefficient de forme S_F a la même expression donnée dans (1.16) et la résistance à l'arrachement peut s'exprimer explicitement en fonction du coefficient m comme suit :

$$Q_u = \gamma B L H + \gamma H^2 \left[2 \left(1 + m \frac{H}{B} \right) B + L - B \right] k_u \tan \varphi \quad (1.22)$$

Le coefficient d'arrachement N_u s'exprime alors comme :

$$N_u = \frac{Q_u}{\gamma B L H} \quad (1.23)$$

Plus explicitement, on peut écrire :

$$N_\gamma = 1 + \left[\left(1 + 2m \frac{H}{B} \right) \frac{B}{L} + 1 \right] \frac{H}{B} k_u \tan \varphi \quad (1.24)$$

Effet de profondeur d'ancrage :

La figure 1.14 illustre les mécanismes de rupture d'une plaque de diamètre D enterrée dans un sol à une faible profondeur tel dans le cas (a) ou très profondément tel dans le cas (b). L'analyse du comportement des ancrages a révélé que le mécanisme de rupture pour les ancrages à faible profondeur et profond sont différents.

Pour les ancrages peu profonds ou superficiels il se produit un mouvement du corps rigide de la masse de sol délimitée par la plaque d'ancrage, la surface du sol est la surface de rupture. Cependant, le mécanisme de rupture pour la plaque profondément ancrée est local.

Il se produit des larges déplacements lorsque la plaque est sollicitée, mais les points éloignés de l'ancrage ne seront pas très sollicités.

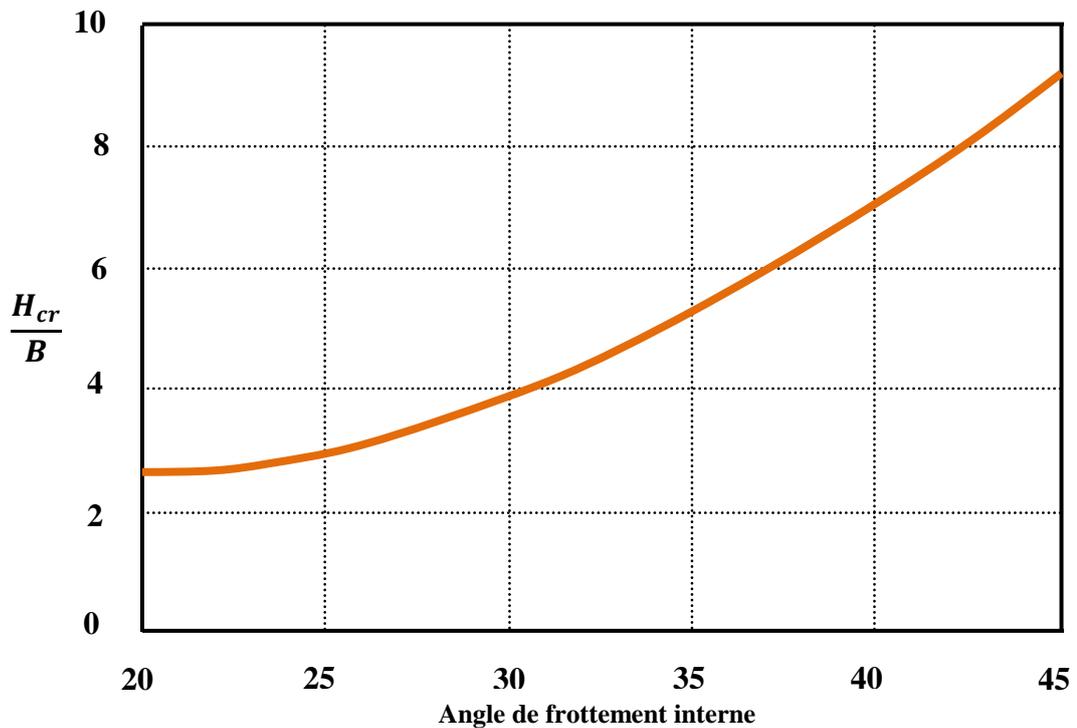


Figure 1.15 : Variation de (H_{cr}/B) pour les plaques carrées et circulaires en fonction de l'angle de frottement interne φ .

En résumé, la résistance à l'arrachement des plaques ancrées dans des sols pulvérulents s'exprime en fonction du coefficient d'arrachement comme suit :

- ✓ Pour les plaques ancrées à faible profondeur ($H < H_{cr}$) :

$$Q_u = N_\gamma \gamma A H \quad (1.26)$$

- ✓ Pour les plaques profondément ancrées ($H \geq H_{cr}$) :

$$Q_u = N_\gamma \gamma A H + K_0 \sigma'_0 p \tan \varphi \quad (1.27)$$

Ou :

- p : Périmètre de la tige d'ancrage ;
- σ'_0 : Contrainte normale effective ayant l'expression suivante :

$$\sigma'_0 = \frac{1}{2} \gamma (H - H_{cr}) \quad (1.28)$$

I.2.2.5 Méthode de Veesaert et Clemence:

Veesaert et Clemence (1977) ont présenté une formulation pour les ancrages circulaires peu profonds dans un sable en supposant une surface de rupture linéaire faisant un angle $\beta = \varphi/2$ avec la verticale passant par le bord de la plaque d'ancrage comme indiqué dans la figure 1.16. La contribution de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture était approximativement prise en considération en sélectionnant une valeur convenable du

coefficient de pression des terres à partir des essais sur un modèle en laboratoire. La capacité d'arrachement est tenue comme suit :

$$Q_u = \gamma V_{c\hat{o}ne} + \pi \gamma K_0 \tan \varphi \cos^2 \left(\frac{\varphi}{2} \right) \left(\frac{DH^2}{2} + \frac{H^3 \tan \frac{\varphi}{2}}{3} \right) \quad (1.29)$$

Ou :

- $V_{c\hat{o}ne}$: Volume du sol à l'intérieur du cône ;
- K_0 : Coefficient de pression des terres au repos varie entre 0,6 à 1,5 avec une valeur moyenne d'environ 1.

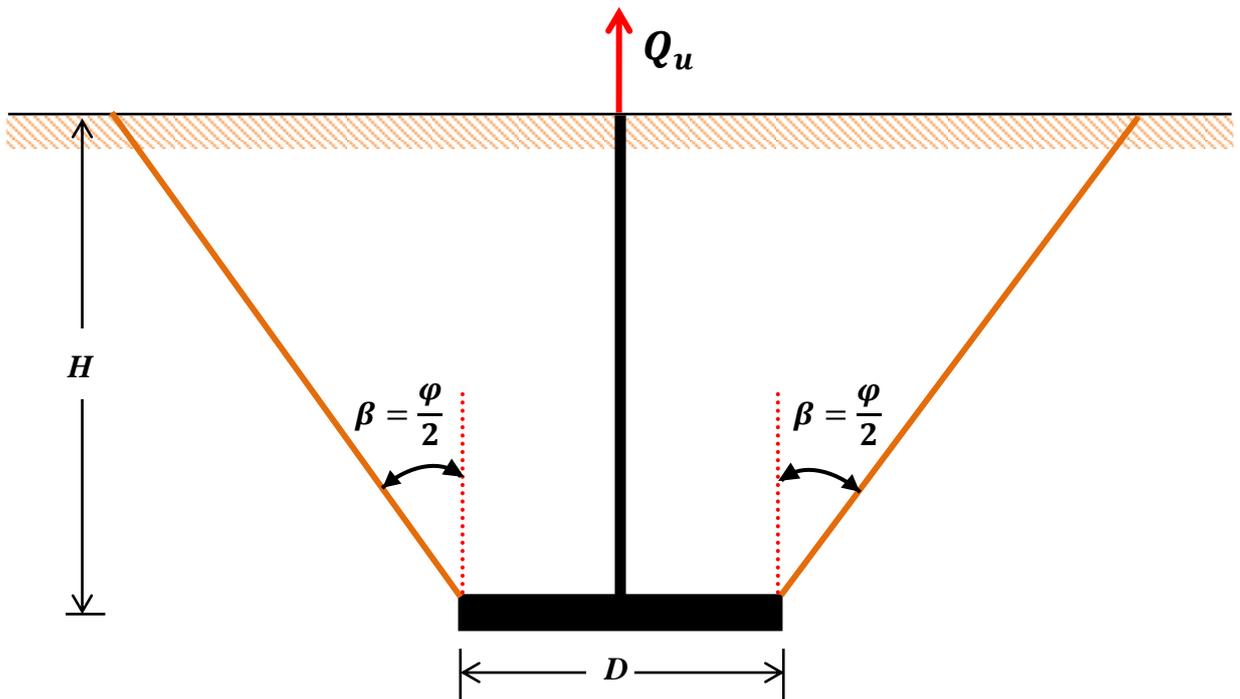


Figure 1.16 : Mécanisme de rupture d'une plaque circulaire selon Veesaert et Clemence.

1.2.2.6 Méthode de Vermeer et Sujiadi :

Vermeer et Sujiadi (1985) ont constaté que l'angle β de la surface de rupture avec la verticale (figure 1.16) est égal à l'angle de dilatance ψ du sol. La dilatance peut être décrite comme la variation de volume qui est associée à la déformation de cisaillement d'un matériau granulaire.

Pour le sable l'angle de dilatance compris entre 0° et 20° . Pour le sable lâche, il tend vers zéro mais les valeurs au-delà de 15° peuvent être trouvées pour les sables denses.

La résistance à l'arrachement a l'expression suivante :

$$Q_u = \gamma AH \left(1 + \frac{H}{B} \tan \varphi \cos \varphi_{cv} \right) \quad (1.30)$$

Ou :

- φ_{cv} : Angle de frottement à l'état critique.

I.2.2.7 Méthode de Murray et Geddes :

Murray et Geddes (1987) ont utilisé la méthode d'équilibre limite et la méthode d'analyse limite pour traiter le problème des plaques d'ancrages horizontales dans les sables. Des résultats d'essai ont été également menés dans les sables pour la détermination de la capacité d'arrachement de l'ancrage.

Dans la méthode d'équilibre limite la surface de rupture est une droite faisant un angle $\beta = \varphi/2$ avec la verticale comme indiqué dans la figure 1.16, ils ont constaté que le rapport entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normal à tous points de la surface de rupture est approximativement égale $\tan \beta$.

Dans la méthode d'analyse limite la surface de rupture est une droite faisant un angle $\beta = \varphi$ avec la verticale pour la limite de borne supérieure. Mais la limite de borne inférieure les résultats sont pratiquement irréalistes.

I.2.2.8 Méthode de Saeedy :

La théorie de la capacité d'arrachement de plaques circulaires ancrées dans le sable a été proposée par Saeedy (1987) dans lequel le mécanisme de rupture était supposé comme un arc de logarithme spiral (figure 1.17). Selon cette théorie, pour les ancrages peu profonds la surface de rupture s'étend à la surface du sol, Mais, pour les ancrages profonds ($H > H_{cr}$), la surface de rupture s'étend à une distance au-dessus du H_{cr} de la plaque d'ancrage. Basé sur cette analyse, Saeedy a donné la capacité d'arrachement ultime dans un coefficient d'arrachement N_γ en fonction de l'angle de frottement du sol φ et le facteur d'ancrage (H/D) comme indiqué sur la figure 1.18.

Le coefficient d'arrachement N_γ s'exprime comme suit :

$$N_\gamma = \frac{Q_u}{\gamma AH} \quad (1.31)$$

Selon Saeedy, pendant l'arrachement de l'élément le sol situé au-dessus de l'ancrage devient graduellement compacté ce qui augmente la résistance de cisaillement du sol et par conséquent augmente la capacité d'arrachement. Pour cette raison, il a introduit un facteur de compactage empirique qui est donnée sous la forme :

$$\mu = 1.044D_r + 0.44 \quad (1.32)$$

Ou :

- μ : Facteur de compactage ;
- D_r : Densité relative de compactage ;

L'expression de la capacité l'arrachement est :

$$Q_u = (N_\gamma \gamma AH) \mu \quad (1.33)$$

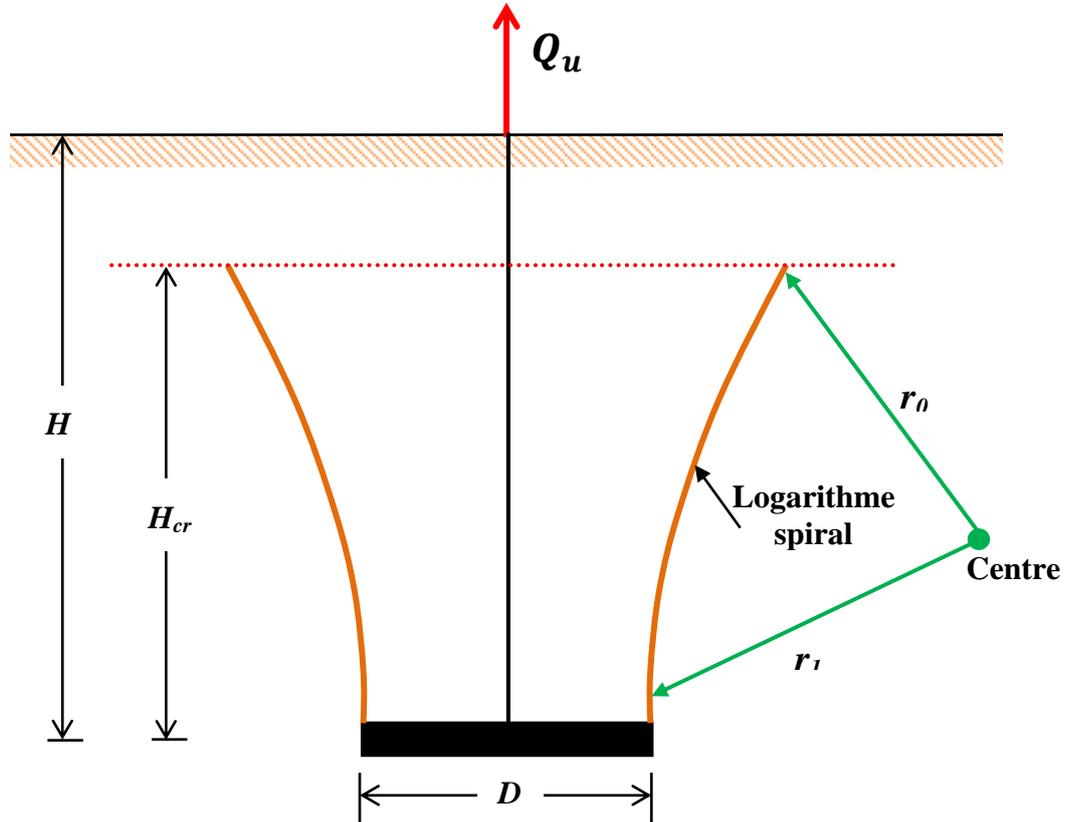


Figure 1.17 : Mécanisme de rupture proposé par Saeedy (1987).

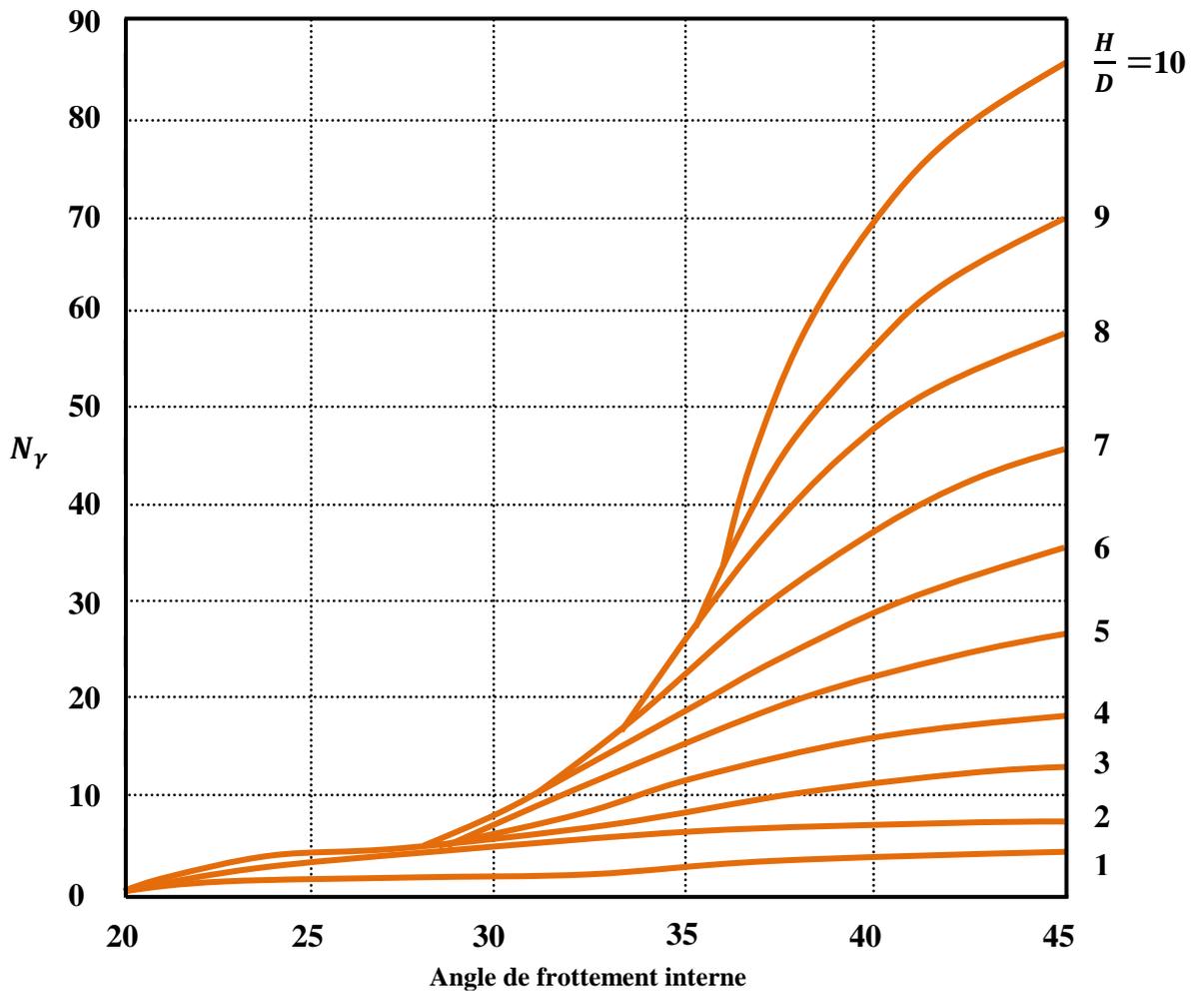


Figure 1.18: Variation de N_y selon la théorie de Saeedy.

1.2.2.9 Méthode de Subba Rao et Jyant Kumar :

Subba Rao et Jyant Kumar (1994) ont proposé une théorie pour l'estimation de la capacité ultime d'arrachement pour les ancrages continus dans un sol homogène avec surcharge à la surface du sol à l'aide de la méthode des caractéristiques couplée, les facteurs de capacité d'arrachement pour l'effets de la cohésion, surcharge et la densité respectivement ont été établis en fonction du facteur d'ancrage et l'angle de frottement interne du sol. Le mécanisme de rupture était supposé comme un arc de logarithme spiral dans la zone inférieure et une ligne droite dans la zone passive de Rankine comme indiqué dans la figure 1.19.

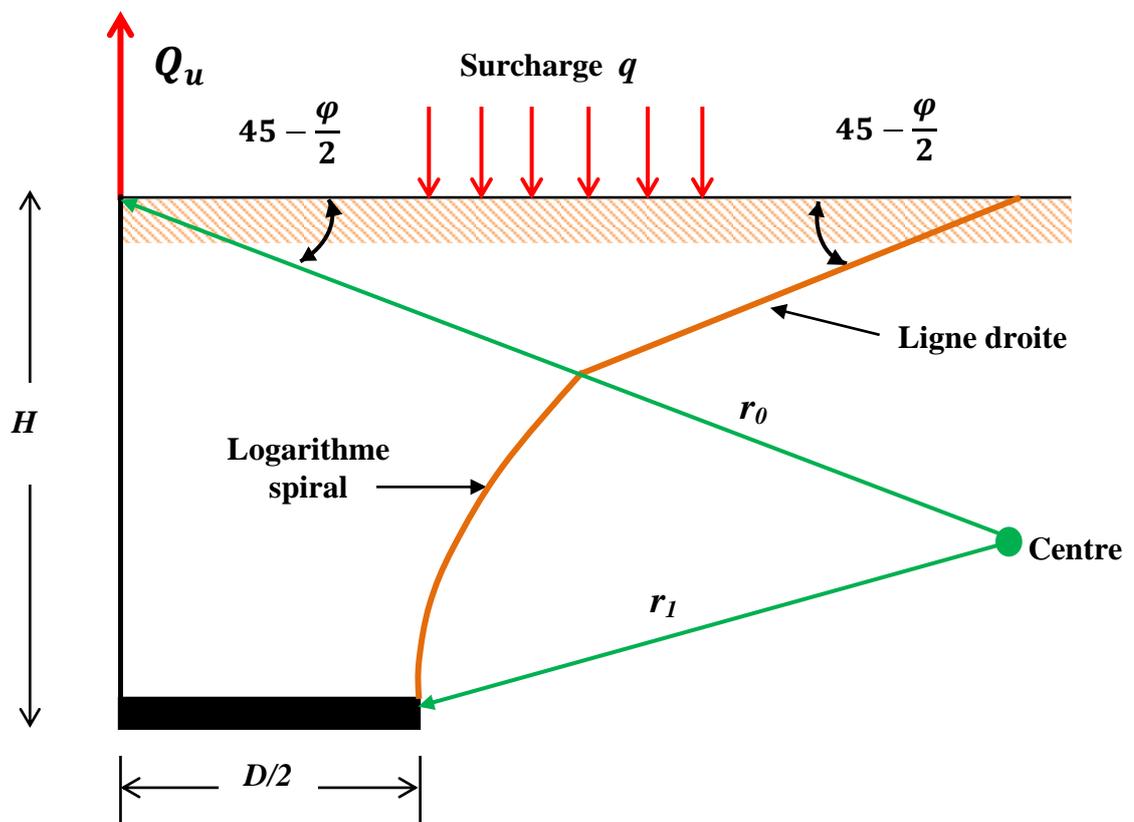


Figure 1.19 : Mécanisme de rupture proposé par Subba Rao et Jyant Kumar.

I.3.2 Travaux expérimentaux :

I.3.2.1 Travail de Balla :

Sur la base de plusieurs modèles et des résultats in-situ dans un sol dense, Balla (1961) a constaté que, pour les ancrages circulaires peu profonds, la surface de rupture dans le sol peut prendre la forme à peu près d'un arc de cercle (figure 1.20), le rayon du cercle (dont aa' et bb' sont des arcs) est égale :

$$r = \frac{H}{\sin\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (1.34)$$

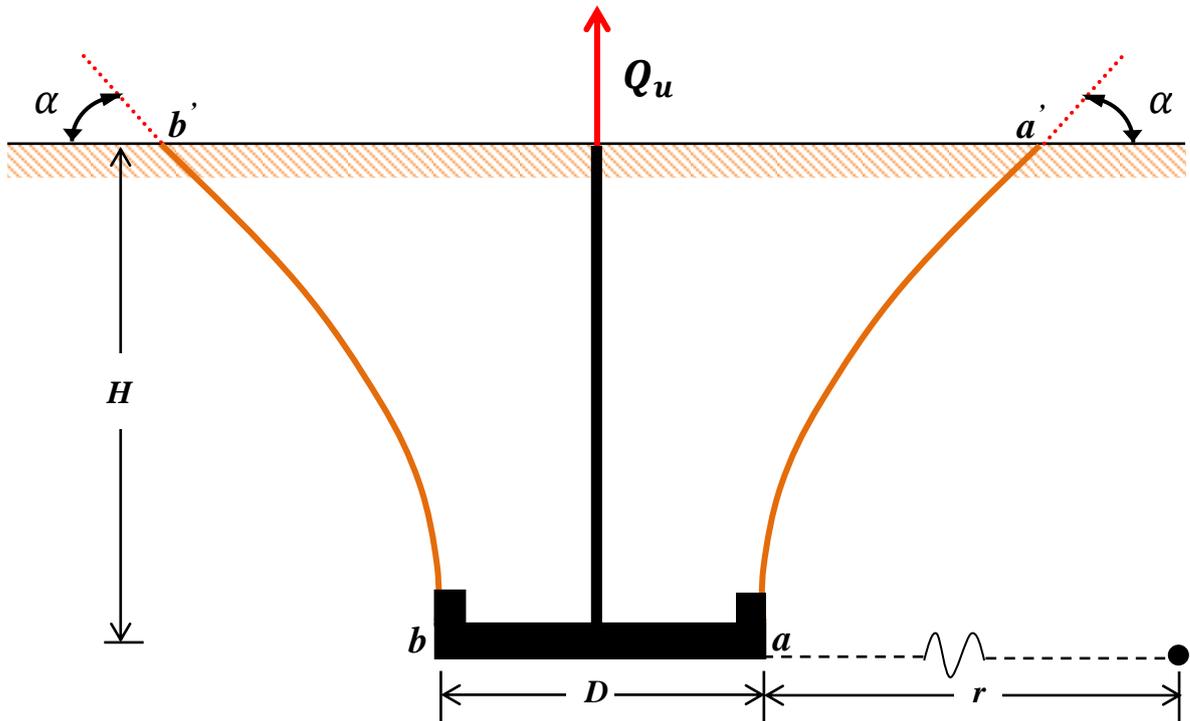


Figure 1.20 : Plaque d'ancrage circulaire peu profonde selon la théorie de Balla.

La capacité d'arrachement nette de l'ancrage est la somme de :

- Le poids du sol dans la zone de rupture.
- La résistance au cisaillement développée le long de la surface de rupture.

Donc :

$$Q_u = H^3 \gamma \left[F_1 \left(\varphi, \frac{H}{D} \right) + F_3 \left(\varphi, \frac{H}{D} \right) \right] \quad (1.35)$$

La somme de F_1 et F_3 peut être obtenue par la figure 1.21 pour différentes valeurs d'angle de frottement du sol et le facteur d'ancrage H/D . L'évolution de la capacité d'arrachement en fonction du facteur d'ancrage est représentée dans la figure 1.22.

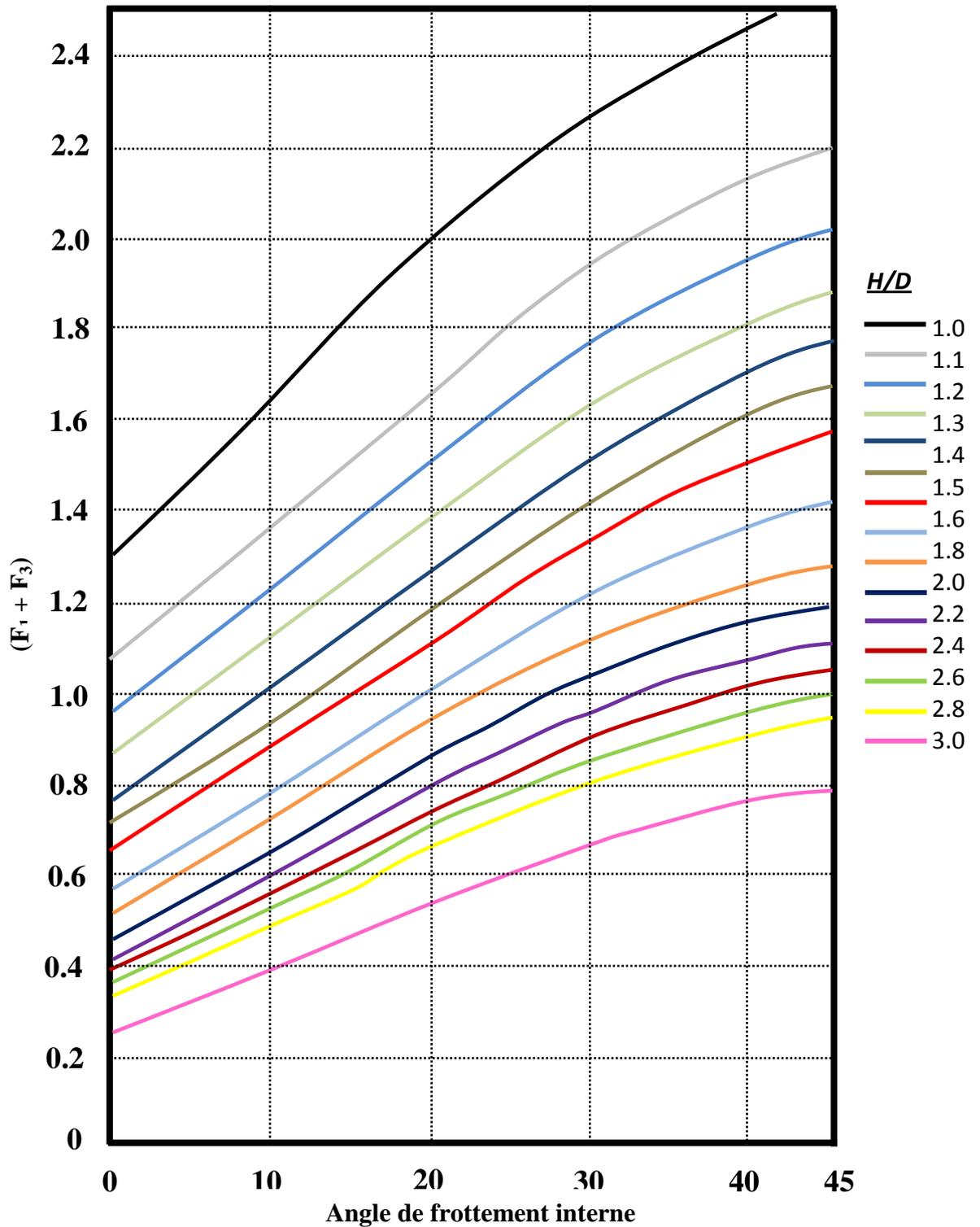


Figure 1.21 : Variation de $(F_1 + F_3)$ selon la théorie de BALLA.

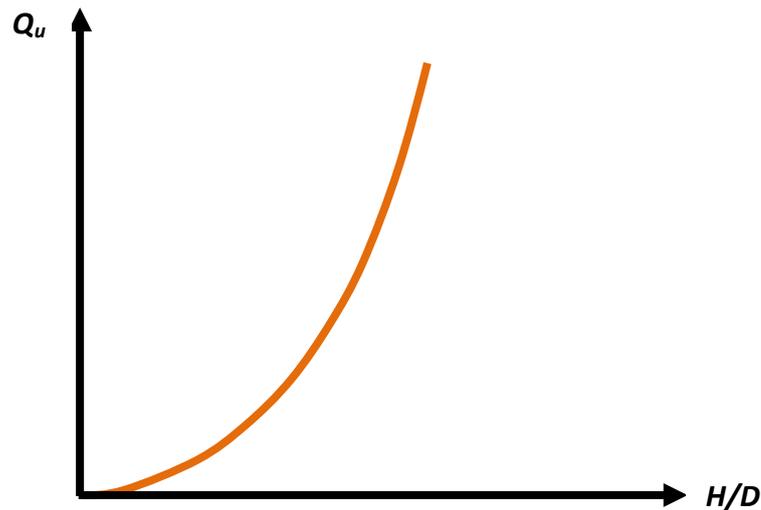


Figure 1.22 : L'allure de variation de Q_u en fonction de H/D .

Généralement, la théorie de Balla est efficace pour l'estimation de la capacité d'arrachement des plaques d'ancrages à l'état peu profond dans un sable dense et pour un facteur d'ancrage $H/D \leq 5$. Cependant, pour les ancrages situés dans un sable lâche et moyen, la théorie surestime la capacité d'arrachement.

Cette théorie ne convient pas pour l'estimation à l'état profond, car en réalité le mécanisme de rupture au-dessus de la plaque d'ancrage ne s'étend pas à la surface du sol.

Le coefficient d'arrachement ou facteur de rupture est défini comme suit:

$$N_\gamma = \frac{Q_u}{\gamma \cdot A \cdot H} \quad (1.36)$$

Le facteur de rupture augmente avec H/D jusqu'à une valeur maximale de $N_\gamma = N_\gamma^*$ à $(H/D) = (H/D)_{critique}$.

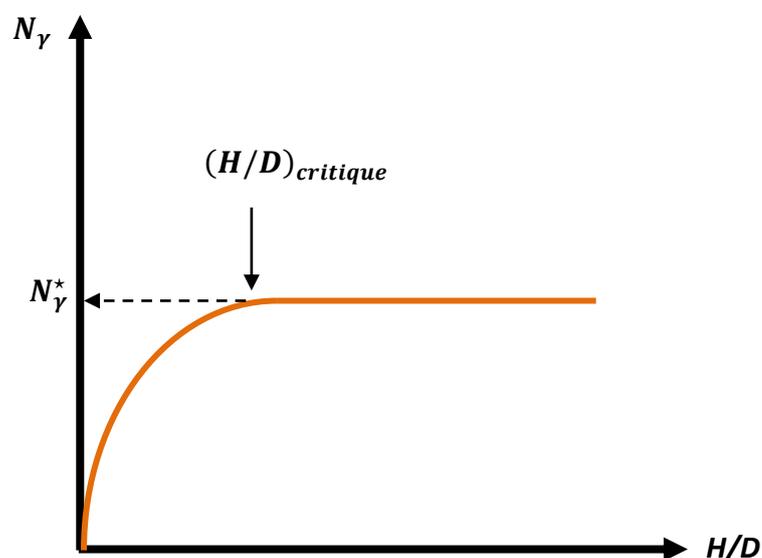


Figure 1.23 : L'allure de variation de N_γ en fonction de H/D .

Pour $(H/D) > (H/D)_{critique}$ le facteur de rupture reste pratiquement constant (c'est N_γ^*). On peut dire qu'un ancrage est peu profond lorsque $(H/D) \leq (H/D)_{critique}$ contrairement si $(H/D) > (H/D)_{critique}$ l'ancrage est profond.

I.3.2.2 Travail de Baker et Kondner :

Baker et Kondner (1966) ont menés plusieurs essais en laboratoire sur un modèle réduit, ils ont proposé les relations suivantes :

- Pour les ancrages circulaires peu profonds :

$$Q_u = C_1 H D^2 \gamma + C_2 H^3 \gamma \quad (1.37)$$

- Pour les ancrages circulaires profonds :

$$Q_u = 170 D^3 \gamma + C_3 D^2 t \gamma + C_4 H D + \gamma \quad (1.38)$$

Ou :

- C_1, C_2, C_3, C_4 : Des constants qui sont en fonction de l'angle de frottement du sol et la densité relative de compactage
- t : Épaisseur de la plaque d'ancrage.

Pour les ancrages peu profonds les résultats du modèle obtenues par Baker et Kondner concordent bien avec la théorie de Balla (1961). Ces tests ont été effectués dans un sable dense avec $\varphi = 42^\circ$.

I.3.2.3 Travail de Das et Seeley:

Das et Seeley (1975) ont effectués des essais d'arrachement sur des plaques horizontales rectangulaires ($H/D \leq 5$) dans un sable sec avec un angle de frottement de $\varphi = 31^\circ$ et de densité 14.8 KN/m^3 . Pour chaque facteur d'ancrage, la capacité d'arrachement augmente jusqu'à une valeur constante correspond à $(H/D) = (H/D)_{critique}$.

Un travail similaire a été mené par Rowe (1978) dans un sable sec avec des angles de frottement entre 31° et 33° et de densité 14.9 KN/m^3 , en tenant compte l'effet de la rugosité de la plaque (angle d'interface $\delta = 16.7^\circ$). Rowe ne trouve pas la profondeur d'ancrage critique et la capacité de soulèvement augmente continuellement avec le facteur d'ancrage sur la fourchette $(H/D) = 1; 8$ contrairement aux observations trouvées par Das et Seeley (1975).

I.3.2.4 Travail de Murray et Geddes :

Murray et Geddes (1989) sur maints essais d'arrachement des plaques rectangulaires

et circulaires en laboratoire dans un sable dense ($\varphi = 43.6^\circ$) et moyen ($\varphi = 36^\circ$) avec un facteur d'ancrage (H/D) de 1,2,5 et 10, il a constaté que :

- ✓ L'augmentation du facteur d'ancrage conduit à une augmentation de la force d'arrachement.
- ✓ Il y a une différence entre les plaques rugueuses et lisses (augmentation à 15% de la force d'arrachement).
- ✓ La force d'arrachement d'un ancrage circulaire dans un sable très dense est d'environ 1,26 fois la capacité d'ancrage carrés.

La validation de ces conclusions confirme les observations de Rowe (1978). Il est également intéressant de noter que pour tous les tests effectués par Murray et Geddes, aucune profondeur critique d'ancrage n'a été observée.

1.3.2.5 Travail de Dickin:

Dickin (1988) a étudié l'influence de la géométrie, profondeur d'ancrage et la densité du sol sur la capacité d'arrachement d'une plaque au moyen de la centrifugeuse du département de génie civil de l'Université de Liverpool (Royaume-Uni).

La centrifugeuse est munie d'un conteneur soumis à rotation, de dimensions 0,57 m de longueur, 0,46 m de largeur et 0,23 m de profondeur destiné à contenir un sable dense ou lâche de poids volumique respectifs de 16 KN/m³ et 14,5 KN/m³.

Les essais de la centrifugeuse ont été effectués sur une plaque d'ancrage en acier inoxydable de largeur $B = 25$ mm et 3 mm d'épaisseur avec des ratios « longueur sur largeur » $L/B = 1, 2, 5$ et 8 et « profondeur d'ancrage sur largeur » H/B de 1 à 8 dans les lits de sable dense et lâche.

La plaque d'ancrage est solidaire avec une tige métallique soumise à des forces de traction qui engendrent l'arrachement de la plaque du massif de sol. Le modèle réduit est schématisé sur la figure 1.24.

Le modèle réduit soumis à une accélération de 40 g et donc à un niveau de contrainte similaire à celui appliqué sur la plaque d'ancrage de 1m de largeur (essai de référence : vraie grandeur).

Une série d'essais a été effectuée pour chaque profondeur d'ancrage afin de déterminer la résistance à l'arrachement de la tige solidaire avec la plaque pour déterminer la résistance au soulèvement total. Toutefois, une correction de l'ordre de 5% en hausse s'est avérée indispensable.

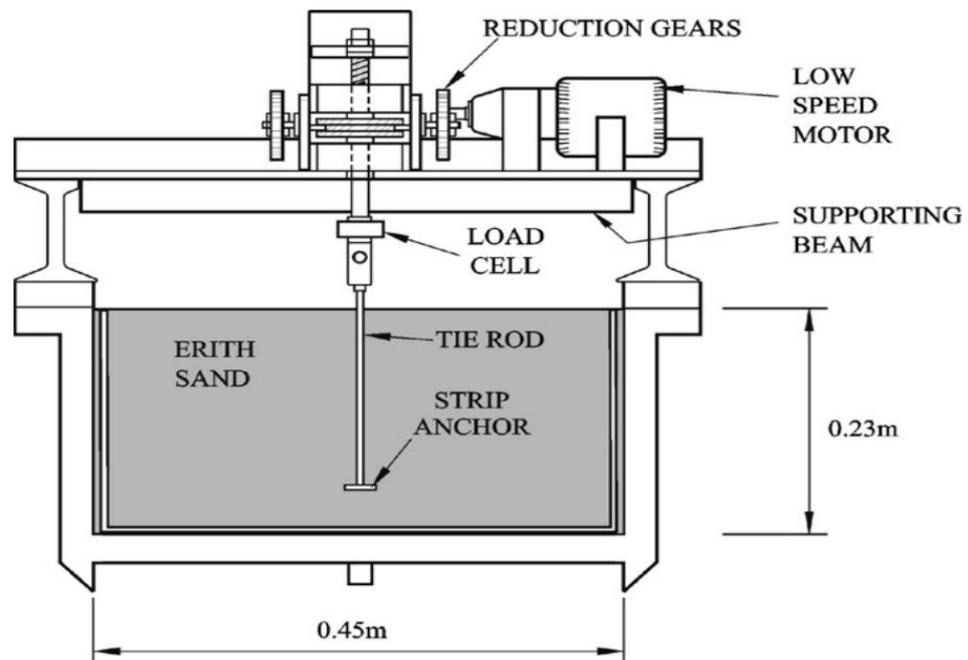


Figure 1.24 : Modèle expérimental de Dickin (1988).

Durant chaque essai la résistance de soulèvement « décollement » a augmenté rapidement avec le déplacement de la plaque d'ancrage en phases initiales, le taux d'accroissement a diminué par la suite à l'approche de la résistance maximale (pic).

La figure 1.25 (a,b) représente l'évolution de la résistance d'arrachement en fonction du déplacement de la plaque carrée en fonction des ratios d'ancrages respectifs de $H/B = 3$ et $H/B = 7$.

La résistance d'arrachement est d'autant plus grande que l'ancrage est plus important, par ailleurs, la géométrie de la plaque est intimement liée avec la résistance engendrée, pour un ratio de forme $L/B = 8$, la résistance maximale est atteinte pour des plaques ancrées dans un sable dense. Toutefois, pour des plaques ancrées à une faible profondeur dans un sable lâche, et pour les plaques profondes ancrées dans un sable lâche et dense, une réponse ductile caractéristique a été observée.

Dans un certain nombre d'essais, par exemple, pour une plaque avec un ratio d'ancrage $H/B = 7$, une charge oscillatoire a été observée pour de grands déplacements. Ce phénomène a souvent été observé dans les essais de décollement et est attribuable à l'effondrement du sable dans la cavité créée sous la plaque d'ancrage avec des déplacements importants des grains vers le haut. Lorsque ce phénomène était constaté la résistance de pointe a été définie comme la valeur maximale de la courbe droite reliant les crêtes des oscillations.

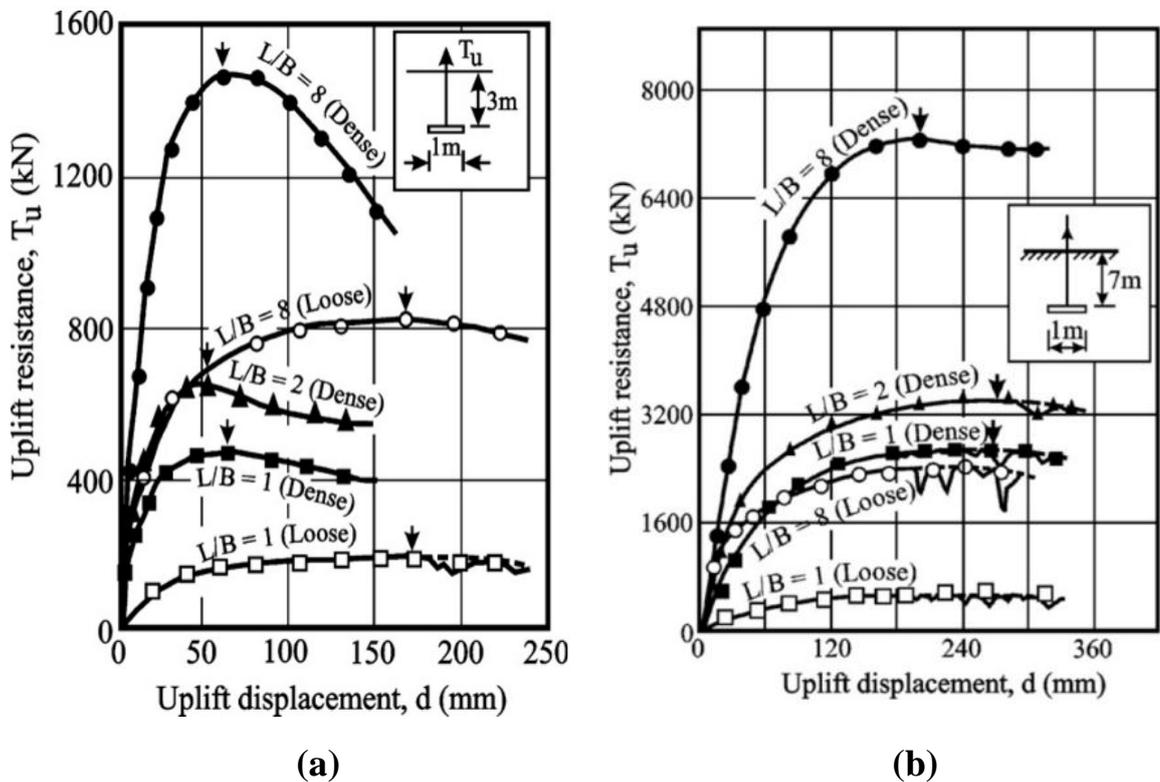


Figure 1.25 : Force d'arrachement d'une plaque d'ancrage en fonction de déplacement résultats expérimentaux sur modèles réduits centrifugés pour des ratios d'ancrage [a : $H/B = 3$; b : $H/B = 7$]. (Dickin, 1988)

1.3.2.6 Travail de Frydman et Shaham:

Frydman et Shaham (1989) ont effectués une série d'essais d'arrachement sur des prototypes de dalles placées à diverses inclinaisons et profondeurs dans un profil de sable dense. Ils ont trouvés qu'une expression théorique simple prédit de façon raisonnable la capacité d'arrachement d'une dalle continue horizontale en fonction du rapport de la profondeur sur la largeur. Des facteurs pour prendre en compte la forme et l'inclinaison sont établis et conduisent à des expressions pour l'estimation de la capacité d'arrachement de n'importe quelle dalle d'ancrage.

Les expressions suivantes ont été proposées pour la capacité d'arrachement d'une plaque horizontal rectangulaire :

✓ Pour un sable dense :

$$N_\gamma = \left[1 + \frac{H}{B} \tan(\varphi) \right] \left[1 + \frac{\left(\frac{B}{L} - 0.15 \right)}{\left(1 - 0.15 \right)} \times \left(0.51 + 2.35 \log \frac{H}{B} \right) \right] \quad (1.39)$$

✓ Pour un sable lâche et $H/B \geq 2$:

$$N_{\gamma} = \left[1 + \frac{H}{B} \tan(\varphi) \right] \left[1 + 0.5 \frac{\left(\frac{B}{L} - 0.15 \right)}{(1 - 0.15)} \right] \quad (1.39)$$

I.3.2.7 Travail de Remeshbabu :

Remeshbabu (1998) a étudié la capacité d'arrachement et le comportement à la déformation d'une plaque d'ancrage horizontale peu profonde. Des essais expérimentales en laboratoire ont été effectués sur les ancrages de différentes formes (carrée, circulaire et filante) dans un sable moyen et dense.

En outre, il a étudié l'effet de la submersion du sol au-dessus des plaques d'ancrage. Ashraf Ghaly (1977) a recommandé une expression générale de la capacité d'arrachement des plaques d'ancrage verticales basées sur l'analyse statique des résultats expérimentaux de la littérature publiée.

De même façon Remeshbabu (1998) a proposé une expression générale pour les plaques d'ancrages horizontaux dans le sable en analysant les résultats expérimentales publiées et ses propres tests d'arrachement.

✓ Pour les plaques continues :

$$\frac{Q_u}{\gamma AH \tan \varphi} = 3.24 \left(\frac{H^2}{A} \right)^{0.34} \quad (1.40)$$

✓ Pour les plaques carrées et circulaires :

$$\frac{Q_u}{\gamma AH \tan \varphi} = 3.74 \left(\frac{H^2}{A} \right)^{0.34} \quad (1.41)$$

I.3.2.8 Travail de Ilamparuthi :

Ilamparuthi et al en 2002 présente une étude expérimentale sur une plaque d'ancrage circulaire ancrée dans un sable dense avec un angle de frottement φ de 43° , il a permis de distinguer deux modes de rupture différents pour les plaques superficielles et profondes. Le dispositif expérimental est composé d'un conteneur rigide réalisé en verre destiné à contenir le sable, de petites perles initialement disposées sur un quadrillage contre la face avant de la cuve ont été utilisés pour tracer les mouvements des particules de sable au-dessus des plaques d'ancrages soumises à un arrachement. Les essais effectués sur les plaques d'ancrage superficielles ancrée dans le sable dense ont permis de distinguer des surfaces de rupture généralisée essentiellement linéaire formant un angle d'environ $\varphi/2$ avec la verticale. La zone

de rupture localisée au-dessus de la plaque d'ancrage profonde constitue un bulbe d'environ quatre fois le diamètre de la plaque au-dessus de celle-ci (figure 1.26).

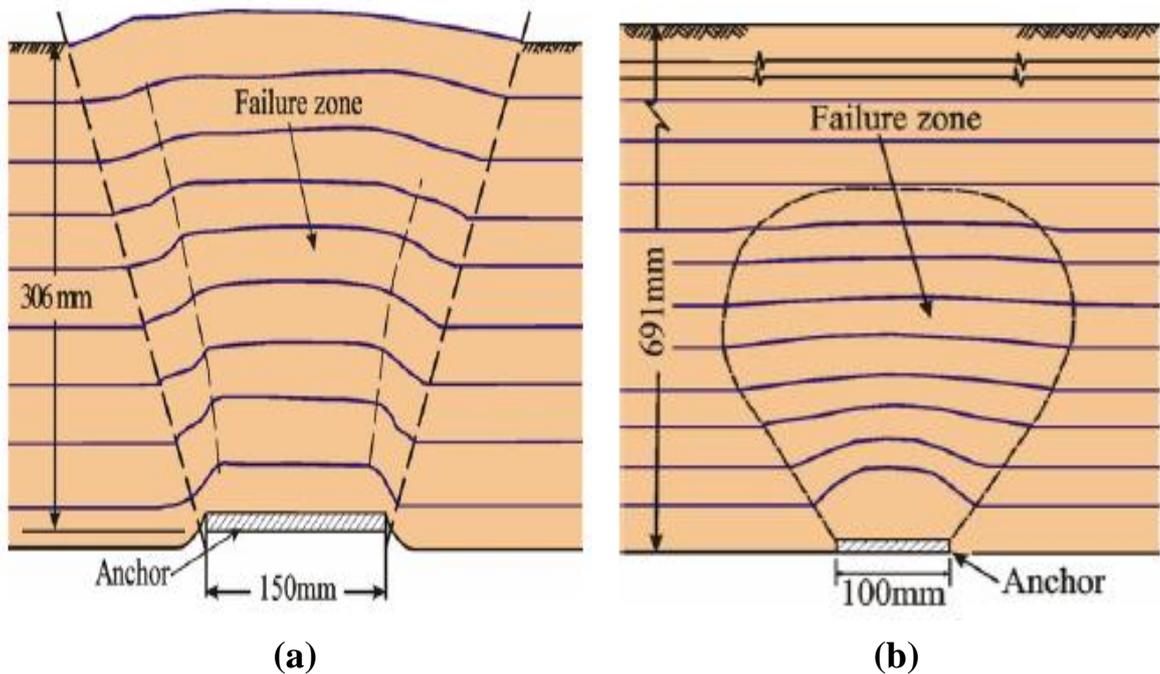


Figure 1.26 : Modes de ruptures d'une plaque d'ancrage établie dans un sable dense
(a) ancrage superficiel - **(b)** ancrage profond. (Ilamparuthi et al, 2002).

1.3.2.9 Travail de Kumar et Bhoi :

Kumar (et Bhoi) en 2008 a utilisé un groupe de plaques d'ancrage placé dans le sable et soumis à des grandeurs égales de charges de soulèvement vertical vers le haut. Au lieu d'utiliser un certain nombre de plaques d'ancrage dans les expériences, une plaque d'ancrage unique a été utilisée par la modélisation des conditions aux limites le long du plan de symétrie des deux côtés de la plaque d'ancrage.

L'effet de l'interférence due à un certain nombre de plaques d'ancrage placées dans un milieu granulaire à différentes profondeurs d'ancrage a été étudié en effectuant une série d'essais sur un modèle réduit.

Les expériences ont clairement montré que la capacité d'arrachement augmente continuellement avec la diminution de l'espacement entre les plaques. En revanche, à la rupture finale, l'ampleur du déplacement à augmenter de façon continue avec la diminution de S/B . L'effet de l'espacement sur la capacité d'arrachement ultime était similaire à celle observée à partir de la théorie disponible dans la littérature.

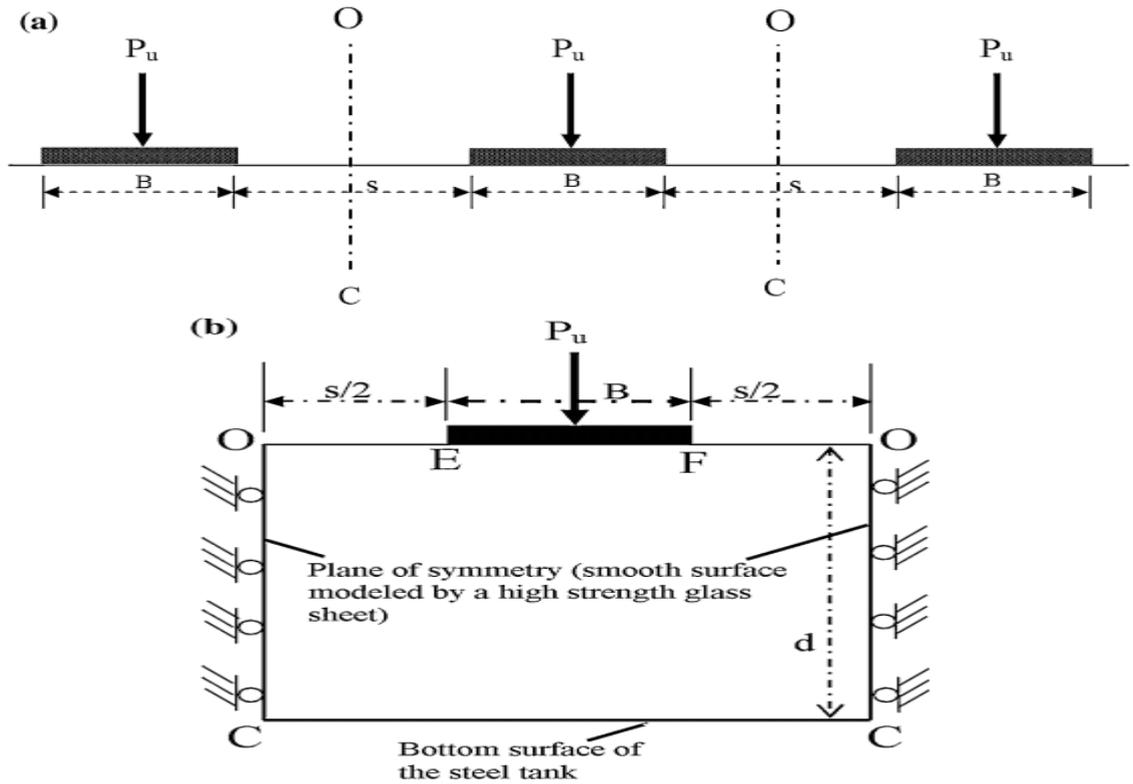


Figure 1.27 : Problème étudié par Kumar et Bhoi (2008).

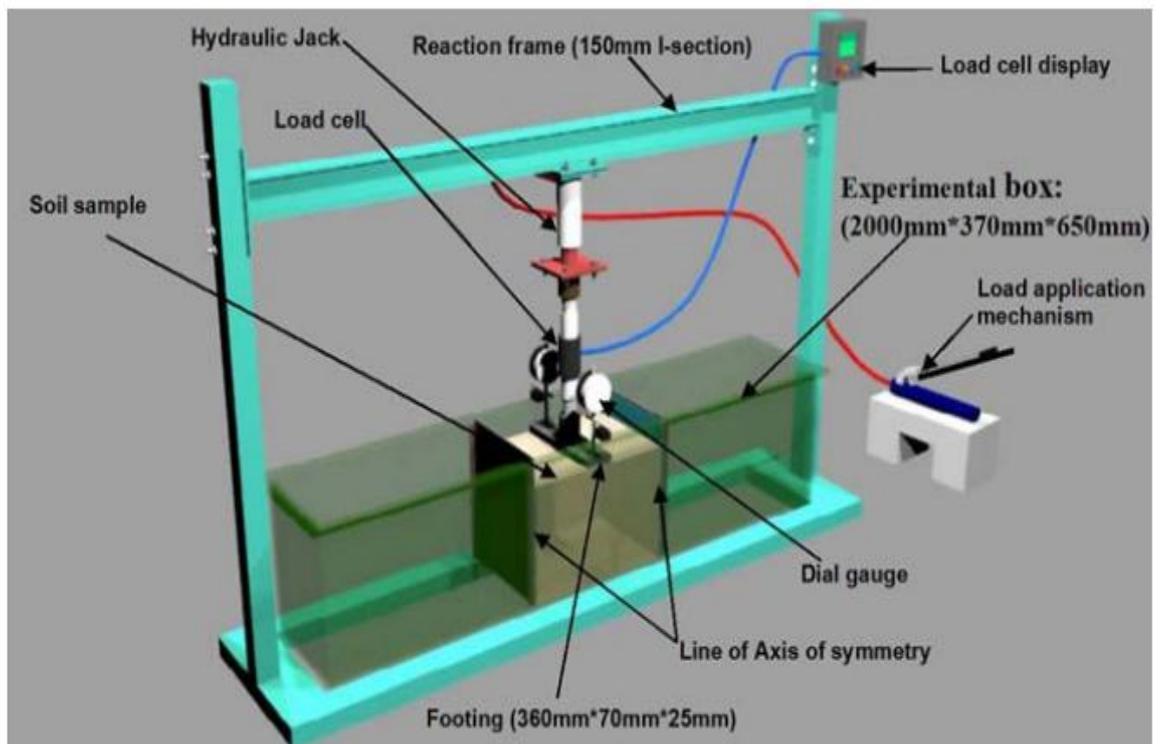


Figure 1.28 : Modèle expérimental de Kumar et Bhoi (2008).

I.3.2.10 Travail de Hichem Abbad:

Hichem Abbad et al (2012) présente une étude expérimentale qui a nécessité la conception et la réalisation d'un modèle réduit destiné à contenir des granulés en plastique pour simuler un milieu naturel pulvérulent. Ce dernier est soumis à l'arrachement des plaques d'ancrage.

Pour chaque essai, plusieurs photos numériques sont prises pour matérialiser des configurations déformées différentes durant le processus d'arrachement des plaques.

Ces photos traitées, en couple, par le logiciel 7D (corrélation d'images) donnent l'évolution du champ de déplacement et de déformation plane du milieu analogique. Le modèle réduit, sur lequel il a réalisé les différents essais, est un dispositif parallélépipédique, de dimensions égales à (100x80x5) cm, conçu pour contenir des granulés en plastique (matériau analogique) simulant un milieu granulaire. La paroi d'avant du modèle est constituée d'une plaque de verre de 6mm d'épaisseur, avec un indice de réfraction constant sur toute sa surface. Les autres parois sont réalisées avec des plaques en bois rigides. Des parallélépipèdes en bois lissé de dimensions (5x5x2) cm, modélisant des plaques d'ancrage, sont en contact ponctuel avec des tiges filetées de 50 cm de longueur. Des écrous sont soudés à un système d'attache au châssis du modèle, ce qui permet de contrôler l'arrachement des deux plaques en dévissant les tiges. Un déplacement strictement vertical est imposé aux plaques d'ancrage du fait que ces dernières sont guidées par des rails de 5 mm d'épaisseur, placés sur la paroi arrière, empêchant toute rotation (Figure 1.29).

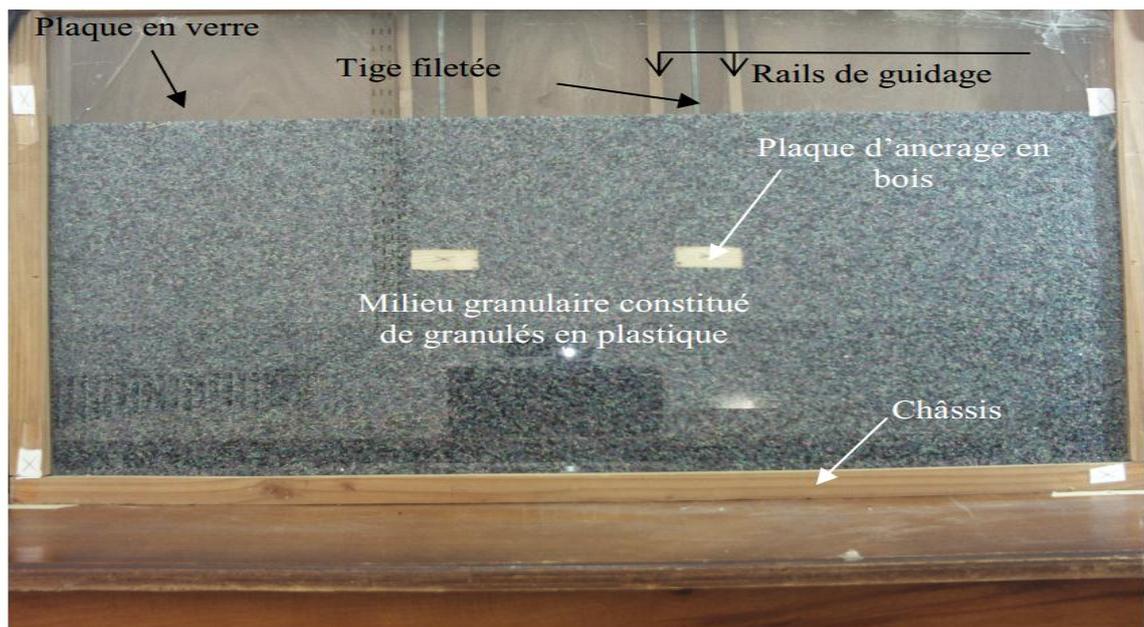


Figure 1.29 : Modèle expérimental de Hichem Abbad et al (2012).

La figure 1.30 (a, b, c et d) représente les champs de déplacement verticaux du matériau sollicité par deux plaques d'ancrage écartées entre axes respectivement de $(3B)$, $(4B)$, $(5B)$ et $(7B)$. Localement, au-dessus de chaque plaque, le milieu se comporte de manière similaire à une plaque isolée. Remarquons que la formation d'un « coin rigide » au-dessus chaque plaque confirme la compacité élevée du matériau. Au-delà d'un écartement $S = 7B$ les plaques agissent indépendamment sur le matériau. A une distance $S = 3B$, l'interaction des zones de rupture de chaque plaque crée un bulbe de déplacement vertical au niveau de la surface du massif à mi-distance entre axes de plaques.

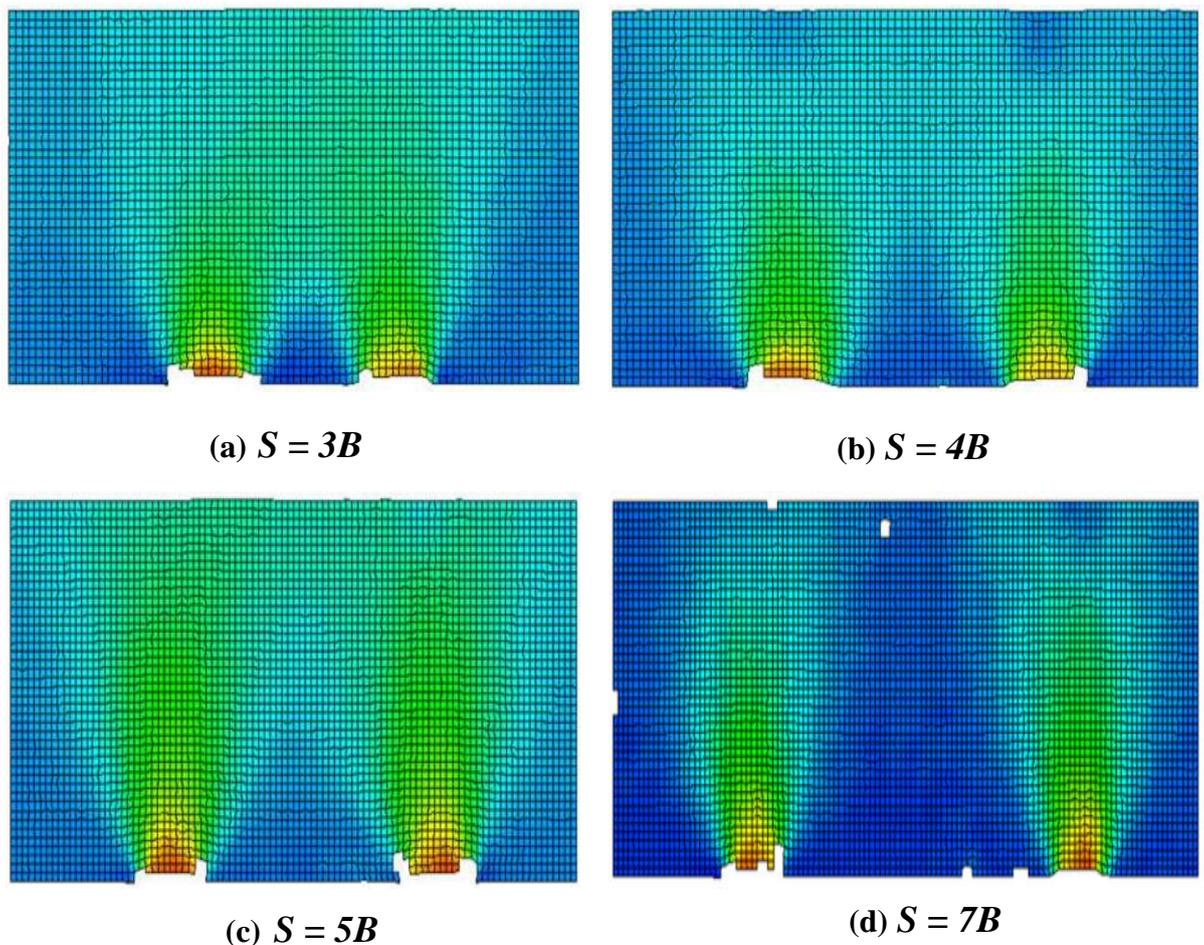


Figure 1.30 : Champ de déplacement vertical pour différentes distances entre axes de plaques.

Le refoulement des grains est limité par des droites inclinées passant par les nus des plaques, l'inclinaison de ces droites est d'environ 41° par rapport à la verticale, ces dernières matérialisent les lignes de glissement (plans de rupture), ce mode de rupture a été constaté par plusieurs chercheurs qui ont étudié le phénomène d'interaction des plaques d'ancrage dans des sols pulvérulents.

Il s'avère qu'un écartement minimal entre axes d'environ sept fois la largeur de la plaque est nécessaire pour que deux plaques d'ancrages voisines agissent indépendamment sur le milieu.

I.3.3 Travaux numériques :

Les techniques numériques couramment utilisées pour l'analyse de la capacité d'arrachement des plaques d'ancrages sont très nombreuses, l'avantage principal est leur capacité de prendre en compte la difficulté du modèle. Pour ce but, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés sur l'analyse de ce problème.

I.3.3.1 Etude de Merifield et Sloan :

Merifield et Sloan (2006) ont présenté une étude numérique rigoureuse pour estimer la charge ultime d'arrachement de plaques d'ancrage horizontales dans des sols pulvérulents (figure 1.31). Des limites rigoureuses ont été obtenues au moyen de deux procédures numériques qui sont basées sur des formulations en éléments finis des théorèmes de limites supérieure et inférieure de l'analyse limite. Pour fins de comparaison, de nombreuses estimations numériques du coefficient de rupture ont été obtenues au moyen de la méthode plus conventionnelle de déplacement par éléments finis. Les résultats sont présentés sous la forme familière de coefficients de rupture sur divers profils de résistance au cisaillement, et ils sont comparés avec les solutions numériques et empiriques existantes.

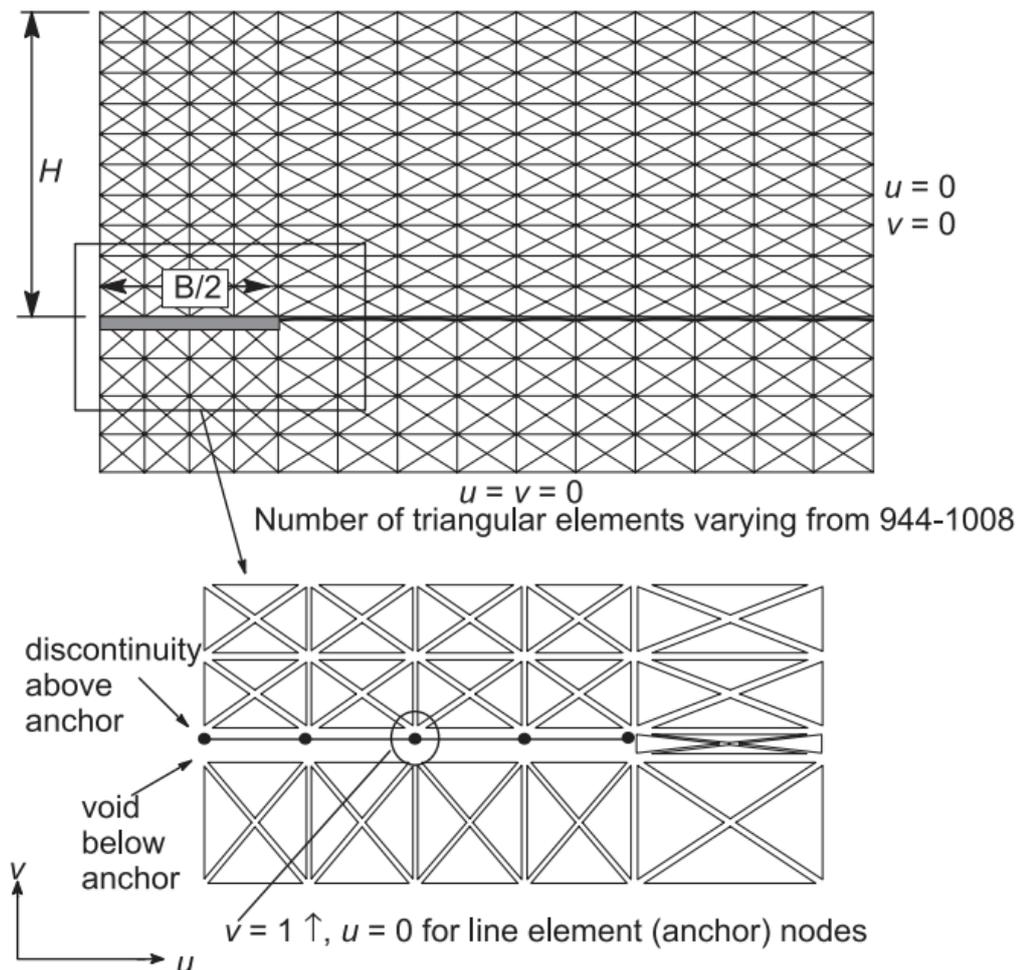


Figure 1.31 : Modèle numérique en éléments finis proposé par Merifield et Sloan

Merifield et Sloan ont proposé la capacité d'arrachement ultime dans un coefficient d'arrachement N_γ en fonction de l'angle de frottement du sol ϕ de 20° à 40° et le facteur d'ancrage (H/B) de 1 à 10 comme indiqué sur la figure 1.32. Il a été constaté que, pour un facteur d'ancrage (H/B), le coefficient de rupture augmente presque linéairement avec l'augmentation de l'angle de frottement du sol.

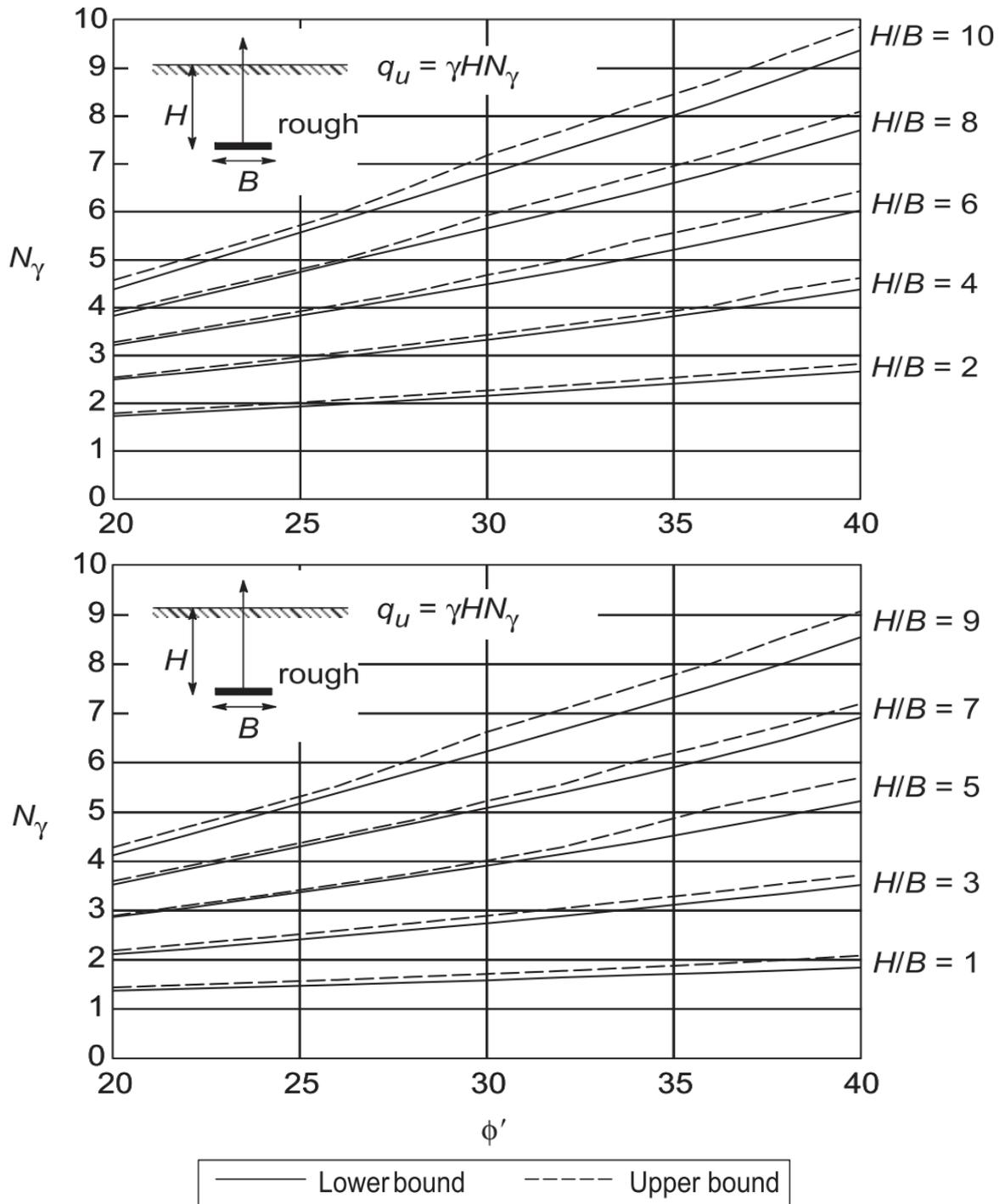


Figure 1.32 : Variation de coefficient d'arrachement selon Merifield et Sloan.

L'investigation menée par Merifield et Sloan (2006) met également en lumière les mécanismes de rupture des plaques d'ancrages dans un sable.

Le mécanisme de rupture trouvé dans cette recherche est similaire aux phénomènes découverts par Rowe (1978).

Les vecteurs de vitesses ci-dessous montrent la rupture qui se produit durant le soulèvement de la plaque (figure 1.33). Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de l'angle de frottement du sol et le facteur d'ancrage conduit à une augmentation de la largeur totale de la zone de rupture.

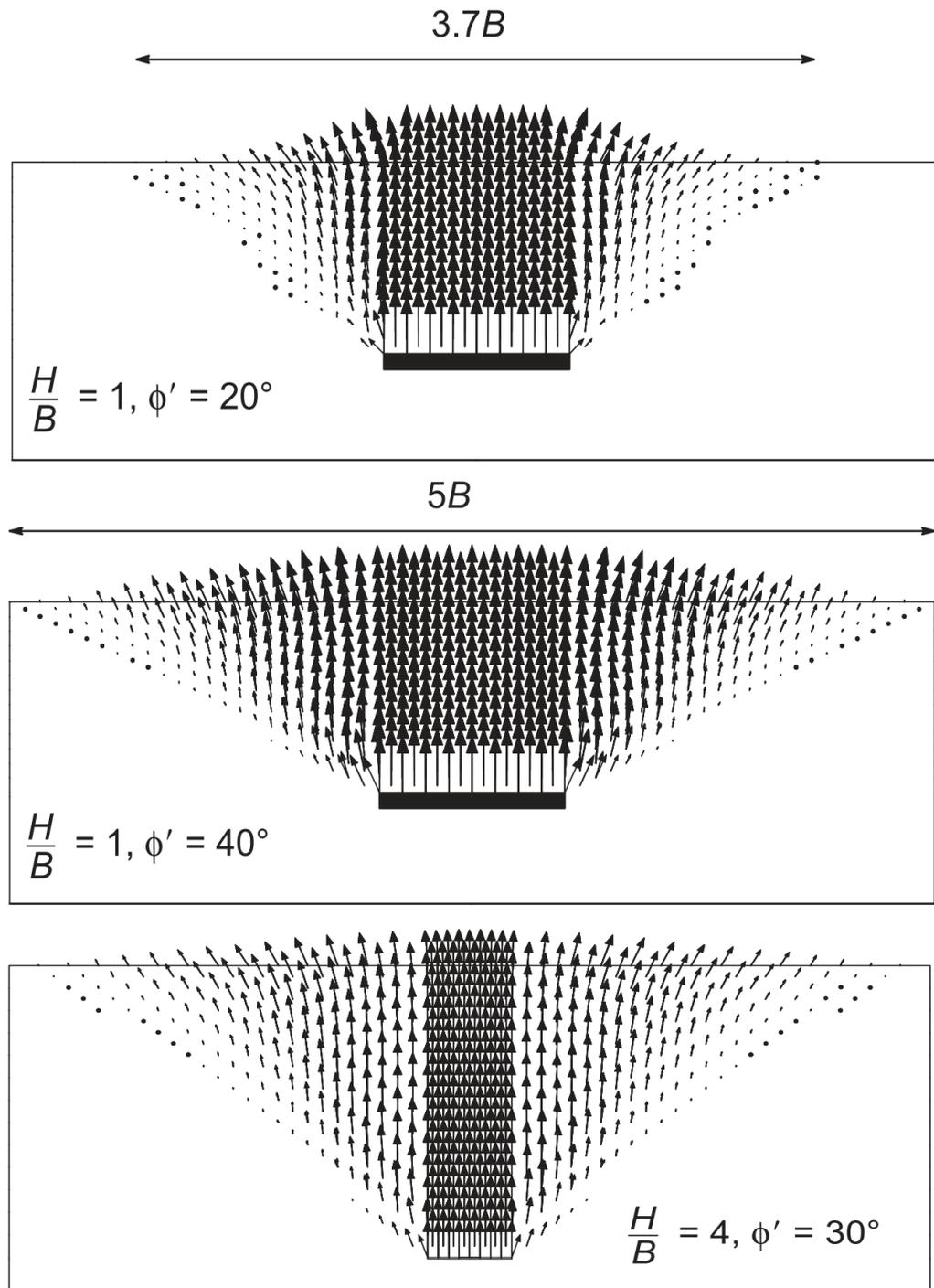


Figure 1.33 : Mécanisme de rupture trouvé par Merifield et Sloan.

1.3.3.2 Etude de Lyamin :

Lyamin et al (2006) présente une application d'analyse limite tridimensionnelle et axisymétrique basé sur la méthode des éléments finis utilisant le logiciel SNAC pour évaluer l'effet de la forme (carrée ou circulaire) d'ancrage horizontales sur la capacité d'arrachement dans le sable (figure 1.34). Les résultats ont présentés par des facteurs d'arrachement basés sur diverses formes et facteur d'ancrages comparés avec les solutions numériques et empiriques existantes (figure 1.35).

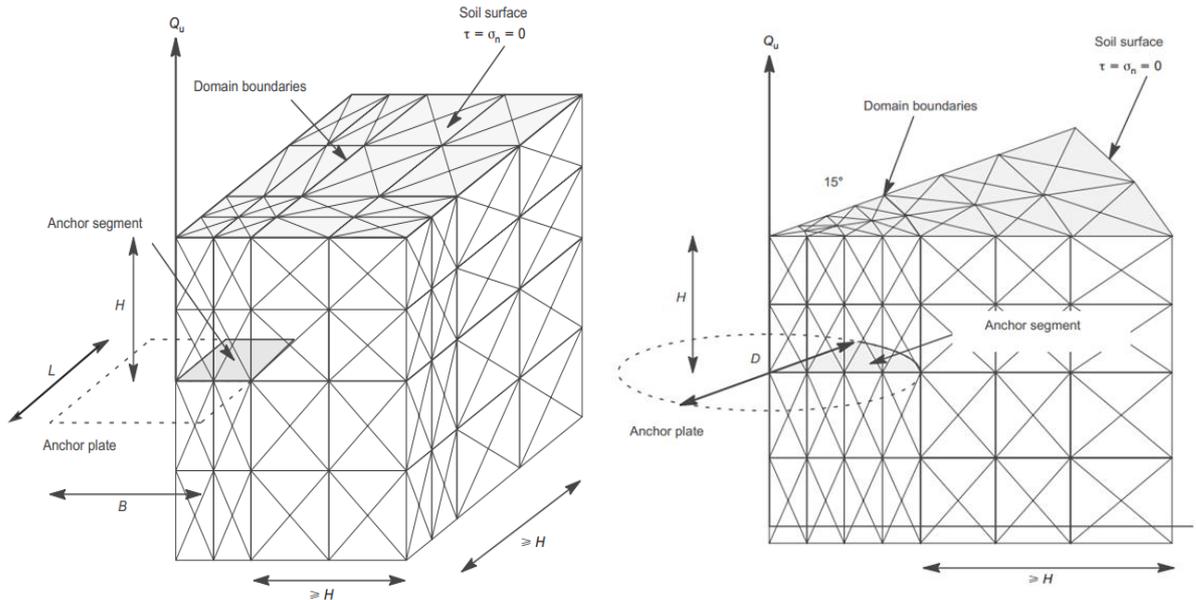


Figure 1.34 : Modèle numérique en éléments finis proposé par Lyamin et al (2006).

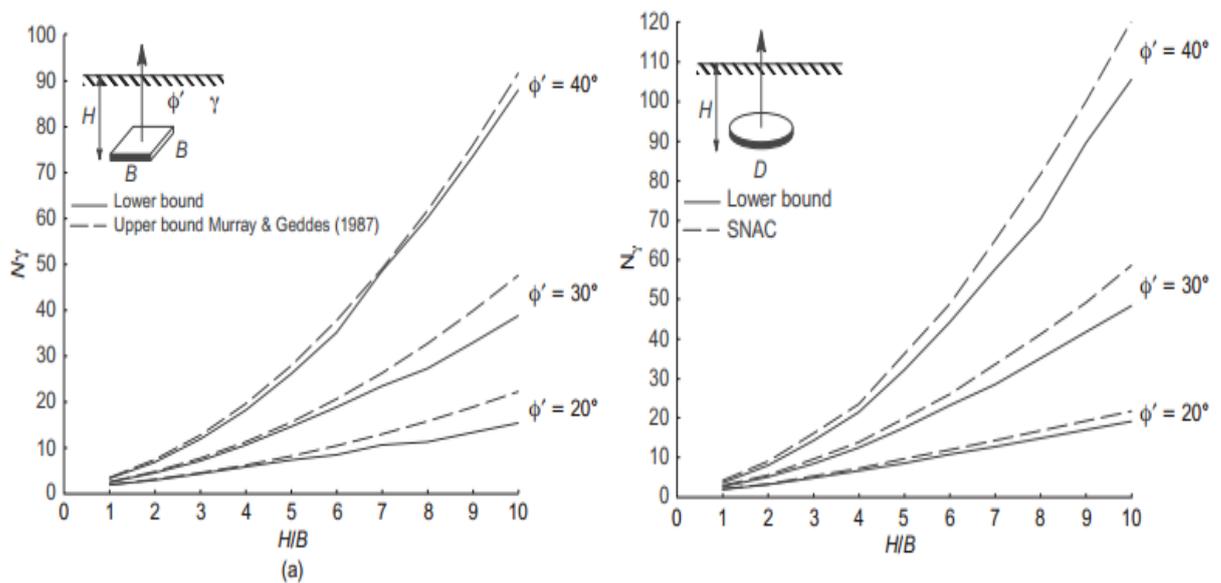


Figure 1.35 : Variation de coefficient d'arrachement selon Lyamin et al (2006).

Les résultats obtenus dans cette comparaison montrent les difficultés d'utilisation des méthodes approximatives telles que l'équilibre limite et d'autre part l'efficacité de l'utilisation

de la méthode des éléments finis dans le cas tridimensionnelle pour l'estimation de la capacité d'arrachement des plaques.

1.3.3.3 Etude de Dickin et Laman :

Dickin et Laman (2007) présente une étude comparative de la capacité d'arrachement entre les résultats obtenus d'un essai centrifugeuse et ceux calculés par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS (figure 1.36). Ils ont mis en évidence l'influence du ratio d'ancrage (H/B) sur la résistance à l'arrachement d'une plaque ancrée dans un sable dense avec un angle de frottement $\varphi = 49^\circ$.

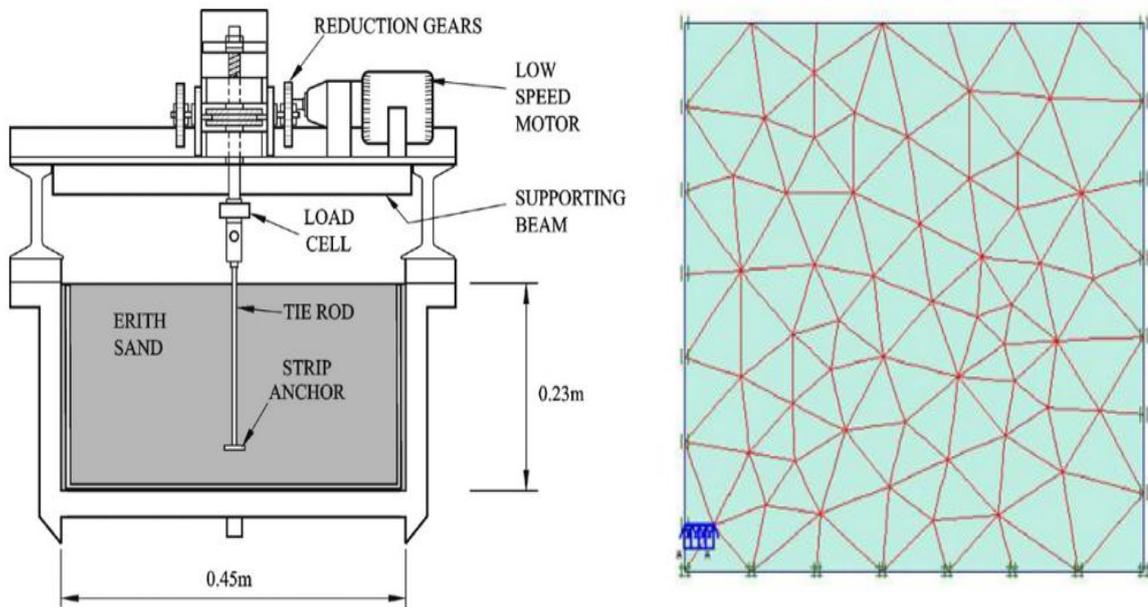


Figure 1.36 : Modèles centrifuge et numérique utilisés par Dickin et Laman (2007).

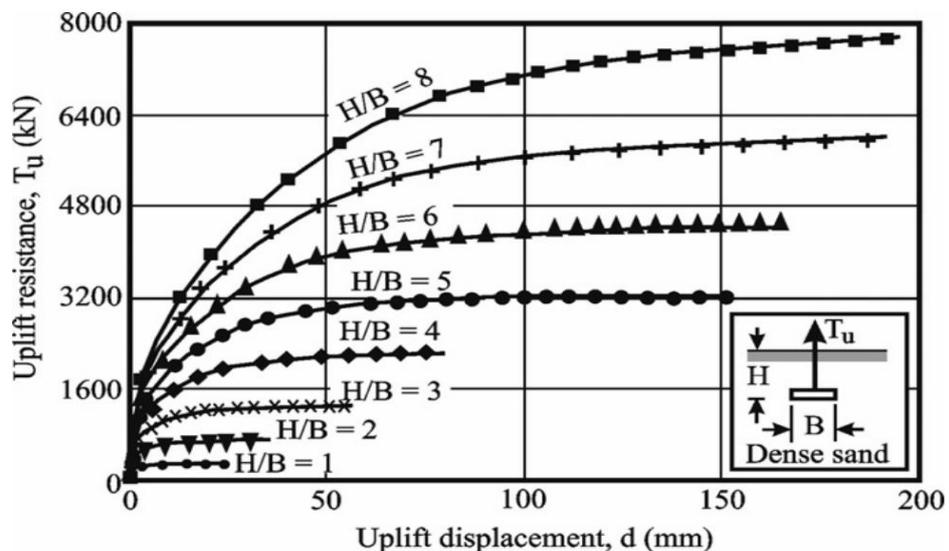


Figure 1.37 : Influence du ratio d'ancrage sur la force d'arrachement d'une plaque d'ancrage carrée établie dans un sable dense.

La figure 1.37 récapitule les résultats de la simulation numérique effectuée par le code de calcul, il s'avère que la résistance à l'arrachement de la plaque est d'autant plus grande que l'ancrage est plus grand.

La figure 1.38 illustre les déplacements verticaux d'une plaque rectangulaire enterrée dans un sable dense à une faible profondeur tel dans le cas (a) ou très profondément tel dans le cas (b). L'analyse du comportement des ancrages a prouvé que le mécanisme de rupture pour les ceux à faible profondeur et profond sont différents. Pour les ancrages peu profonds la surface de rupture s'étend à la surface du sol par contre pour les ancrages profonds le mécanisme de rupture produit est local.

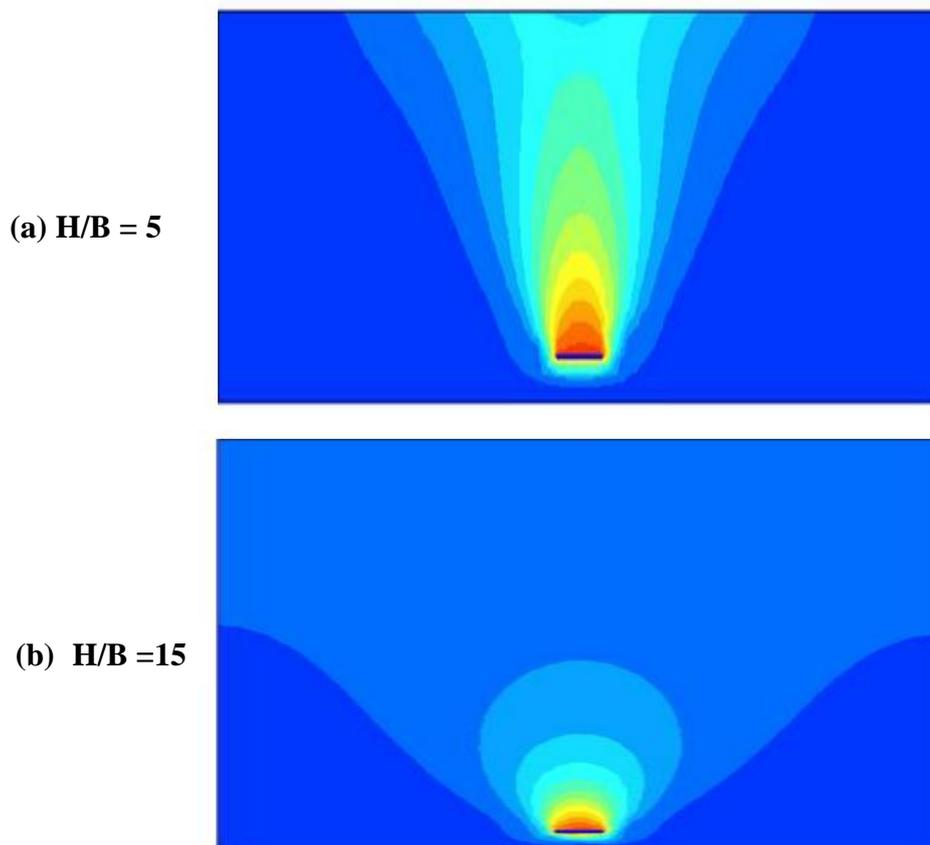


Figure 1.38 : Contours de déplacements verticaux pour une plaque filante dans un sable

I.3.3.4 Etude de Kouzer et Kumar :

Kouzer et Kumar (2009) ont présenté une étude numérique pour estimer la capacité ultime d'arrachement de deux plaques d'ancrage horizontales rugueuses enfouis dans le sable à faible profondeur (figure 1.39).

L'analyse numérique a été effectuée à l'aide de l'analyse limite supérieure en combinaison avec la méthode des éléments finis. Il a été précisé que les deux plaques d'ancrages sont chargées simultanément au même ordre de grandeur de charge.

Le coefficient de rupture a été déterminé pour différentes valeurs d'espacement (S) entre les deux plaques. Les résultats de l'analyse numérique ont été trouvés pour comparer raisonnablement avec les résultats théoriques disponibles dans la littérature.

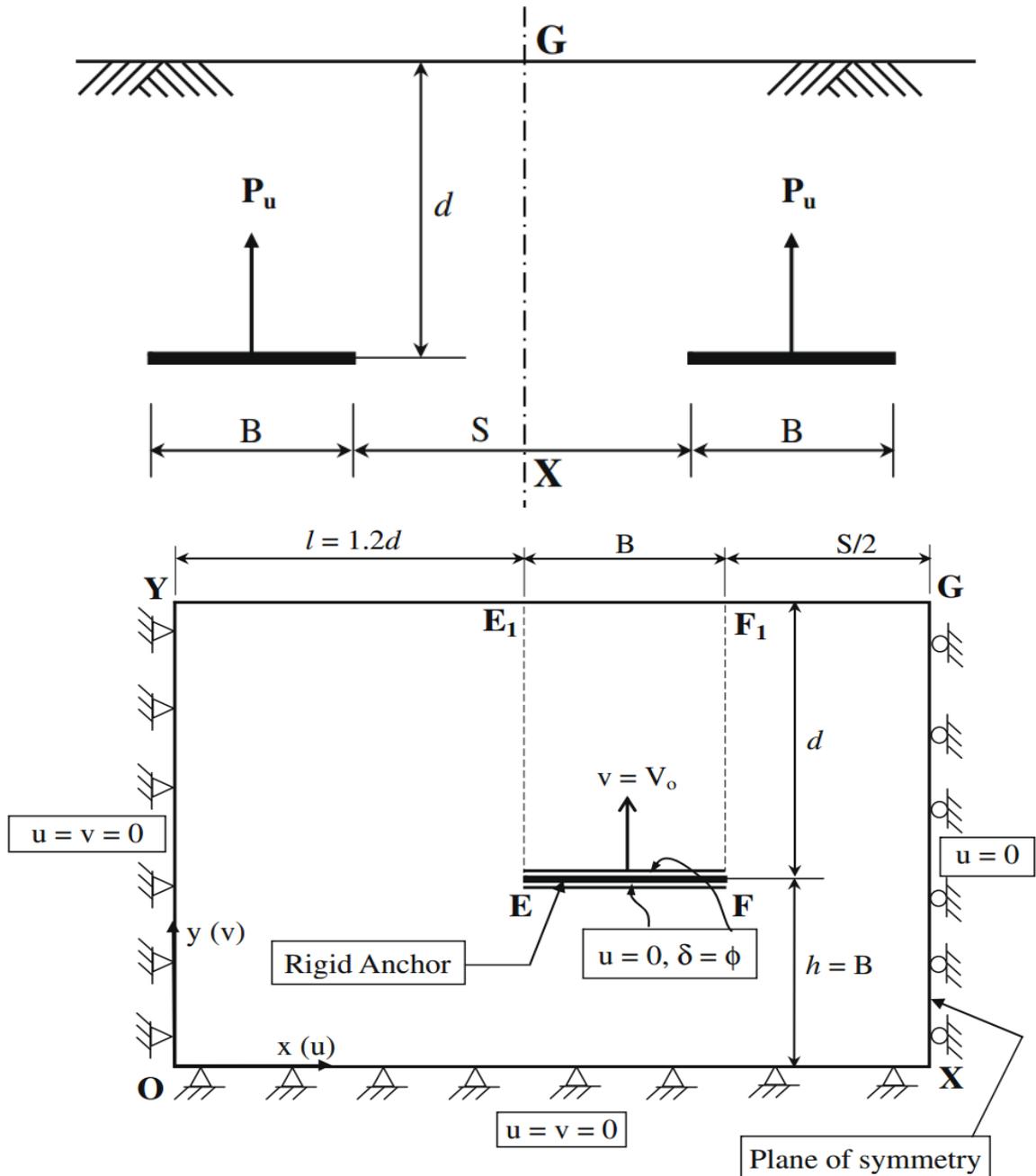


Figure 1.39 : Modèle numérique proposé par Kouzer et Kumar.

1.3.3.5 Étude de Jim S. Shiau :

Lors du deuxième colloque international FLAC/DEM en février 2011 à l'Australie, Jim S. Shiau a présenté une modélisation numérique de la capacité d'arrachement d'une plaque rectangulaire à l'aide du code FLAC2d basé sur la méthode des différences finis, l'étude a pour but ce qui suit :

- ✓ Élaborer un modèle pour l'estimation de la capacité de soulèvement des plaques horizontales.
- ✓ Comparer les résultats obtenus avec ceux qui utilisent l'analyse limite supérieure et inférieure en éléments finis (Merifield et Sloan en 2006).

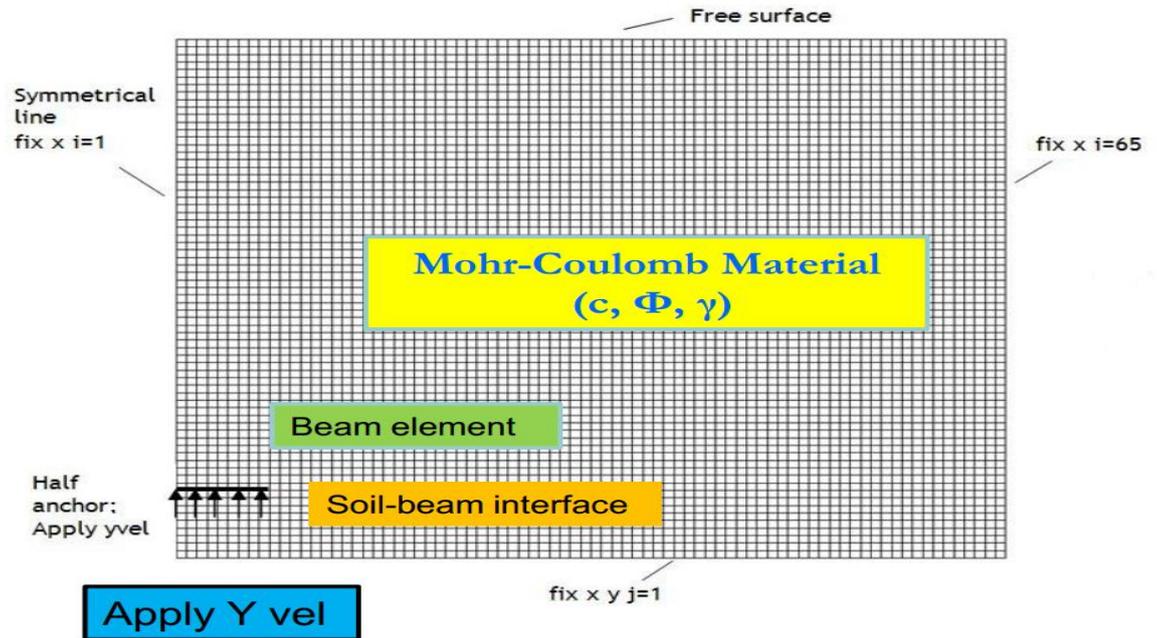


Figure 1.40 : Modèle numérique utilisé par Jim S. Shiau.

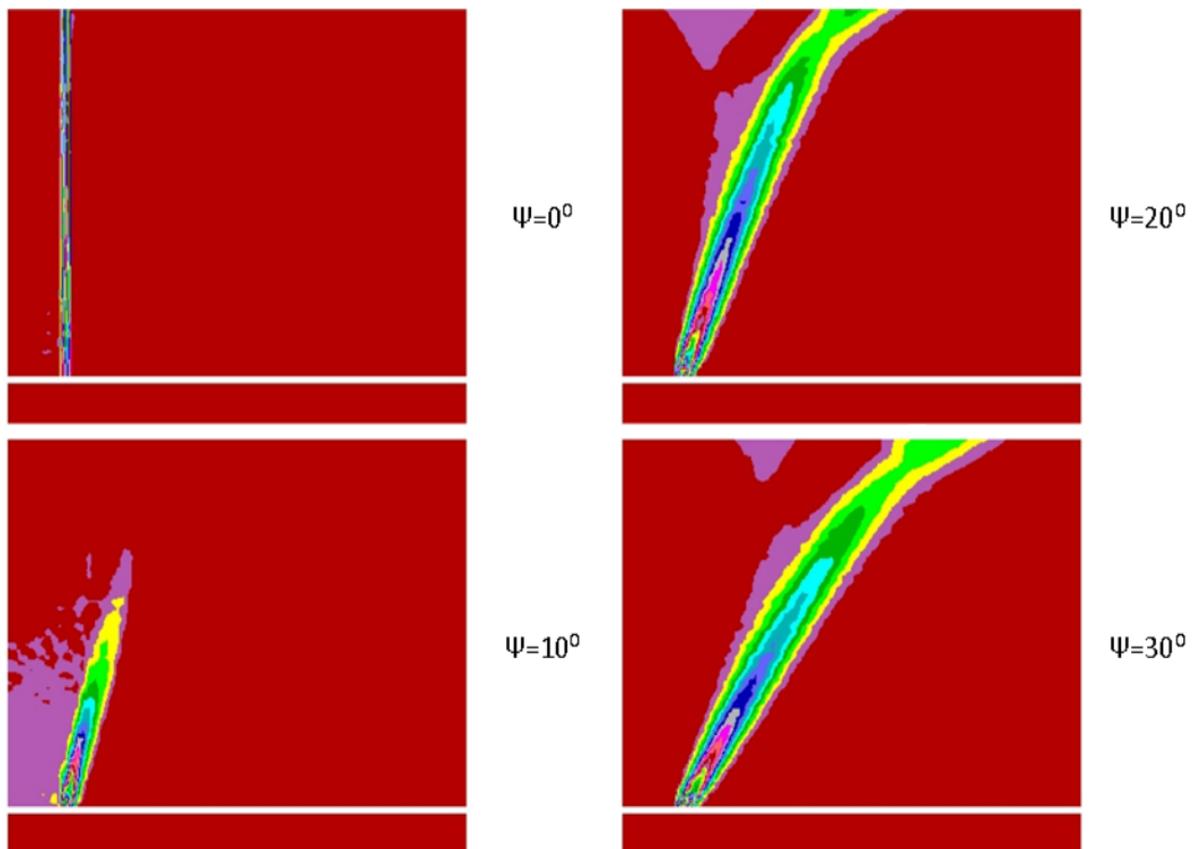


Figure 1.41 : Mécanisme de rupture en fonction de l'angle de dilatance.

Parmi les résultats obtenus par cette étude, il a montré l'influence de l'augmentation de l'angle de dilataance ψ sur le mécanisme de rupture (figure 1.41), à savoir :

- ✓ La surface de rupture est similaire à la surface plane donnée par méthode du cylindre frottant pour un angle de dilataance $\psi = 0$.
- ✓ L'augmentation de la valeur de ψ provoque une augmentation dans la zone de rupture arrachée.

Conclusion : On peut conclure de cette synthèse bibliographique que l'outil numérique a le grand plaisir dans le développement des méthodes conçus pour la résolution des problèmes géotechnique, grâce aux capacités de prendre en compte l'ensembles des difficultés et complexités liés au modèle a étudié comparativement au limitation des méthodes empiriques. Les études présentées ci-dessus ont permis de révéler les paramètres substantiels influant sur la capacité de soulèvement des plaques d'ancrages.

Les méthodes de calculs théoriques, expérimentales et numériques sont indissociables, ils se complètent mutuellement.

CHAPITRE II:

PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE

II.1 Introduction :

L'évolution de la technologie conduit l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par le développement opéré dans le domaine informatique et les acquis de la mathématique dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, elle largement utilisé vue son grand champ d'application. Nous allons présenter dans ce chapitre Plaxis2D, c'est un code de calcul qui est basé sur la méthode des éléments finis, il est destiné à résoudre les problèmes de la géotechnique.

II.2 Description de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis représente l'extension des méthodes matricielle pour les structures treillis à l'étude des structures continues. Elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatial, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore,.....etc.

L'idée générale de la méthode des éléments finis consiste à la discrétisation d'un milieu continu par des éléments qui sont inters liés entre eux par des lignes appelées lignes modales. Les lieux de rencontre des lignes nodales s'appellent nœuds.

A l'intérieur de chaque élément, on définit une fonction d'approximation appelée fonction d'interpolation exprimée en fonction des variables nodales, ces dernières définissent le comportement local de l'élément, par conséquent, leur groupement ou assemblage définit le comportement global de la structure.

La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant diverses propriétés géométriques et différentes condition de charge appliquées, elle nécessite alors un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique et la résolution par ordinateur.

Elle est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaire, les problèmes aux valeurs propres, etc.
- L'informatique appliquée : technique de développement et de maintenance des grands logiciels.

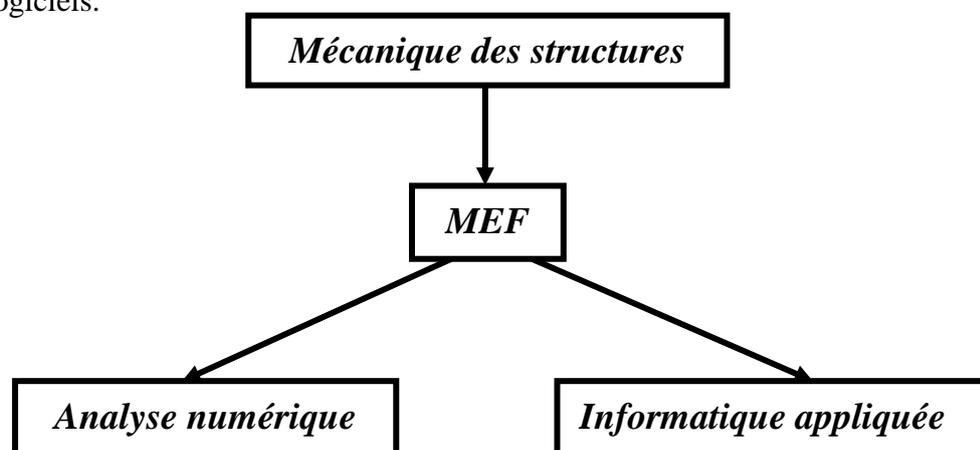


Figure 2.1 : Disciplines de base de la MEF.

La méthode des éléments finis est maintenant très répandue dans les industries en particulier en construction aéronautique, aérospatiale, navale et nucléaire. Elle se développe en ce moment dans les applications de la mécanique des sols, roches, fluides...etc. De nombreux programmes généraux de calcul sont disponibles pour utiliser la MEF principalement dans le domaine de la mécanique des solides citons par exemple : NASTRAN, ASKA, PLAXIS, ADINA, ABAQUS, ANSYS.

Il s'agit d'une méthode de calcul des milieux déformables. Elle consiste à associer au milieu réel, un milieu idéalisé par lequel on fait une hypothèse sur la forme de l'une des inconnues des problèmes, on peut par exemple, et c'est le cas simple et le plus fréquent, supposer que le déplacement varie linéairement à l'intérieur d'une forme quadratique, la portion de plan étudié étant décomposée en un nombre fini de cette forme. L'utilisation de la méthode des éléments finis pour l'analyse des problèmes statiques et dynamiques nécessite la connaissance des équations de base de la théorie de l'élasticité, de plasticité et de viscoplasticité. L'analyse des contraintes est l'un des plus importants domaines d'application de la méthode des éléments finis. Pour la structure à analyser par cette méthode est complexe, plus la vitesse et la capacité des ordinateurs utilisés augmenteront. Lorsque cette méthode est utilisée pour déterminer les contraintes ou les déplacements des éléments dus à un système de charge connu dans une structure, celle-ci sera divisée en un nombre d'éléments finis comme le montre dans la figure 2.2.

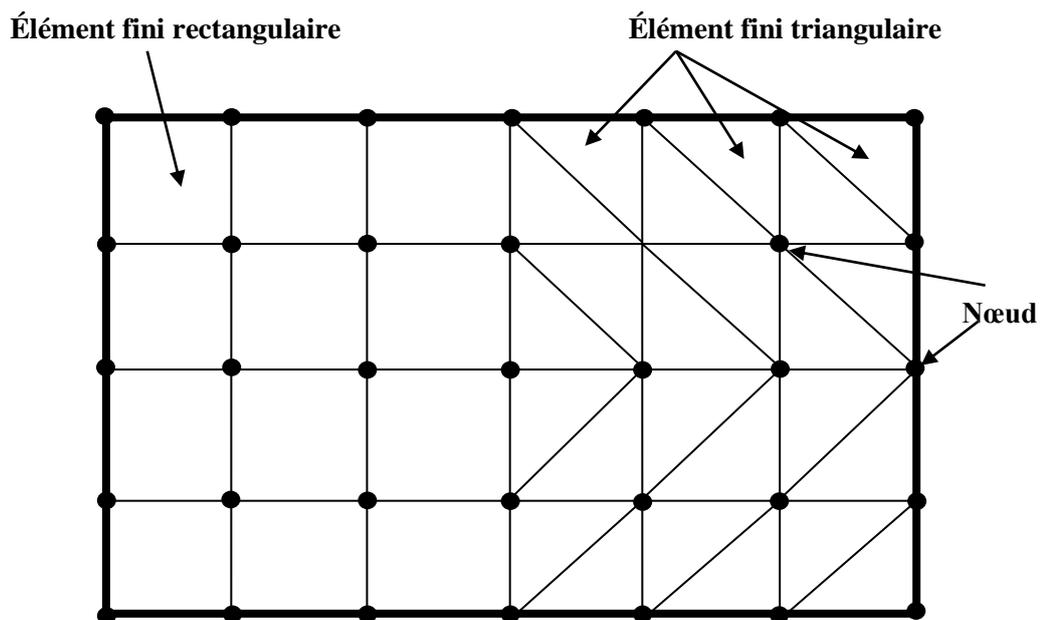


Figure 2.2 : Modélisation par éléments finis des structures.

La structure à étudier est remplacée par un ensemble d'élément supposé liés les uns aux autres en un nombre fini de points appelés point nodaux ou nœuds. Ces nœuds se trouvent aux coins des éléments et dans tout le long de leur frontière.

Des types d'éléments utilisés pour la discrétisation de la structure dépendent de géométrie de cette dernière. Ils peuvent être unidimensionnels, bidimensionnels ou tridimensionnels. Les figures ci-dessous nous montrons les types d'éléments.

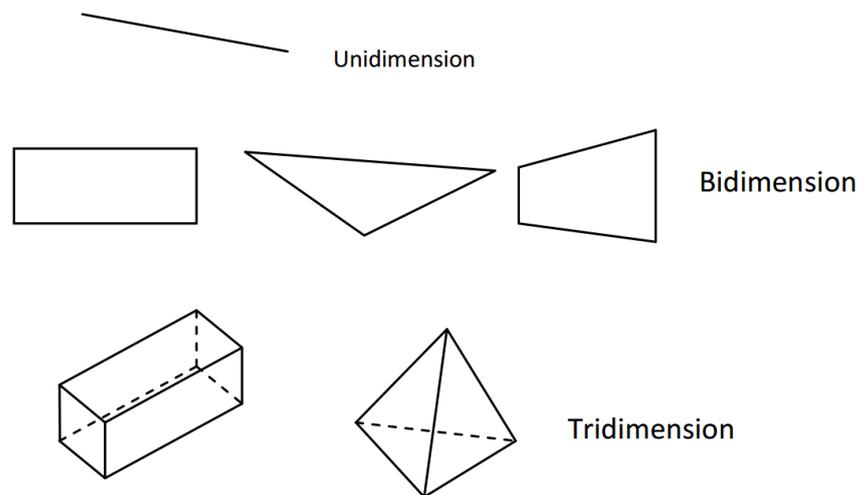


Figure 2.3 : différents types d'éléments.

L'une des caractéristiques de la méthode est que l'analyse n'est pas obligée d'utiliser un seul type d'élément pour analyse complète d'une structure. Une structure formée de plusieurs sous-structure de types différents (uni, bi ou tridimensionnels) peut être analysée par la méthode des éléments finis.

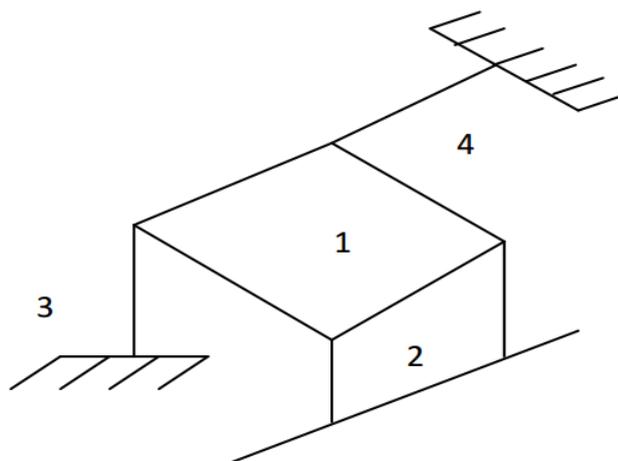


Figure 2.4 : Structure à différents éléments.

Chaque sous structure de la Figure 4.4 est formée de quatre sous structure. Si on utilise la méthode des éléments finis pour l'analyser cette structure, les 1 et 2 seront divisées en éléments bidimensionnels ; 3 et 4 en éléments unidimensionnels.

Quand la structure considérée est subdivisée en nombre fini d'élément, notre objectif est d'obtenir pour l'élément une expression de la forme :

$$\{F\} = [K].\{\delta\} \quad (2.1)$$

Cette expression relie les forces et les déplacements aux nœuds par l'intermédiaire de la matrice de rigidité. La première étape dans l'analyse est de choisir une fonction de déplacement de tous les points de l'élément. La forme la plus convenable de la fonction de déplacement est un polynôme en fonction de (x ou xy ou xyz).

II.2.1 Déformations planes :

On peut dire qu'on est en présence d'un problème de déformation plane lorsqu'on a un corps dont l'une des dimensions est très importante par rapport aux deux autres (figure 2.5).

Un tel problème est défini par:

$$\left. \begin{aligned} U &= U(x, y) \\ V &= V(x, y) \\ W &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2.2)$$

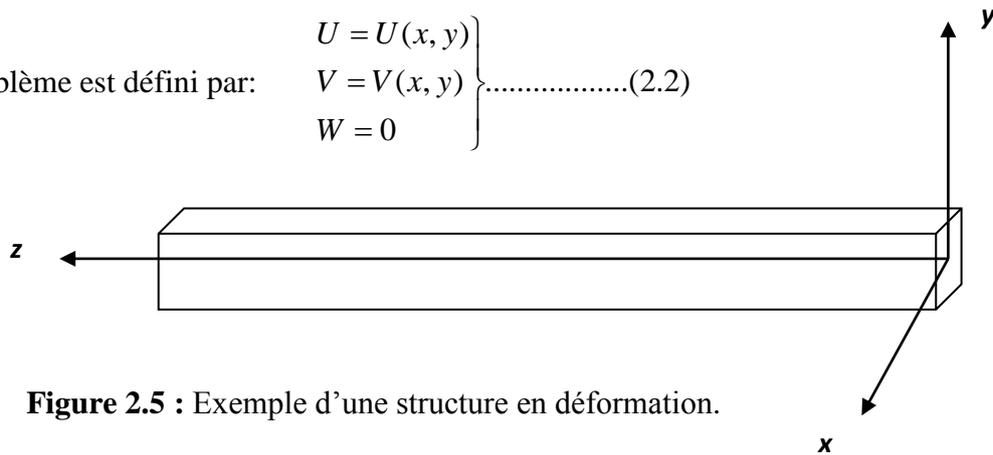


Figure 2.5 : Exemple d'une structure en déformation.

Les relations entre les déformations et les déplacements sont:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial U}{\partial x} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial V}{\partial y} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \\ \gamma_{xz} &= \frac{1}{G} \tau_{xz} \\ \epsilon_z &= \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2.3)$$

et les équations d'équilibre seront:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial z} + Z &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2.4)$$

II.2.2 Contraintes planes :

Contrairement à la condition de déformation plane, qui stipule que: la dimension longitudinale dans la direction z est importante par rapport aux dimensions suivant x et y; la condition de contrainte plane est caractérisée par le fait que la dimension suivant la direction z est très petite par rapport aux deux autres.

Dans ce cas les contraintes sont de la forme

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_x(x, y) \\ \sigma_y &= \sigma_y(x, y) \\ \tau_{xy} &= \tau_{xy}(x, y) \\ \tau_{xz} = \tau_{yz} = \tau_z &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2.5)$$

Les équations d'équilibre sont alors :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + Y &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2.6)$$

Cependant les relations entre les déplacements et les déformations seront :

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial U}{\partial x} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial V}{\partial y} \\ \gamma_{xz} &= \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2.7)$$

D'autre part les relations des contraintes seront :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \nu \cdot \frac{\partial V}{\partial y} \right) \\ \sigma_y &= \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial V}{\partial y} + \nu \cdot \frac{\partial U}{\partial x} \right) \\ \tau_{xy} &= G \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \nu \cdot \frac{\partial V}{\partial x} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2.8)$$

II.3 Description du code de calcul Plaxis2D

II.3.1 Présentation de Plaxis

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant. Il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

II.3.2 Le code en éléments finis Plaxis

Conçu par des géotechniciens numériciens, 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, 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. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds). 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. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut ('condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement.

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques, développé par Plaxis BV des Pays Bas. Son nom est une combinaison de déformation plane et axisymétrique (**PL**ane strain and **AXIS**ymmetric). Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

Il permet l'analyse de problèmes géotechniques en 2D, et se caractérise notamment par:

- Un générateur automatique de maillage;
- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques : déplacements, stabilité, capacité portante, etc.
- Outil particulièrement convivial, pour l'ingénierie et la recherche.
- Interactions sols/structure (éléments interfaces) ;
- Couplage avec les calculs hydrauliques (calculs d'écoulements en régime permanent) ;
- Calculs de consolidation ;
- Calculs de coefficients de sécurité (procédure phi/c réduction) ;
- Calculs en grandes déformations ;
- Calculs dynamique (Pour la simulation des vibrations et séismes) ;
- Plusieurs lois de comportement disponibles : linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, User-defined model.

II.3.3 Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis

Les modèles de comportement des sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique, plastique de Mohr-Coulomb, jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant 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.

II.3.3.1 Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.9)$$

$$K = \frac{E}{3(1 + \nu)} \quad (2.10)$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (2.11)$$

Le modèle élastique linéaire de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 2.6 et les paramètres avancés sur la figure 2.7.

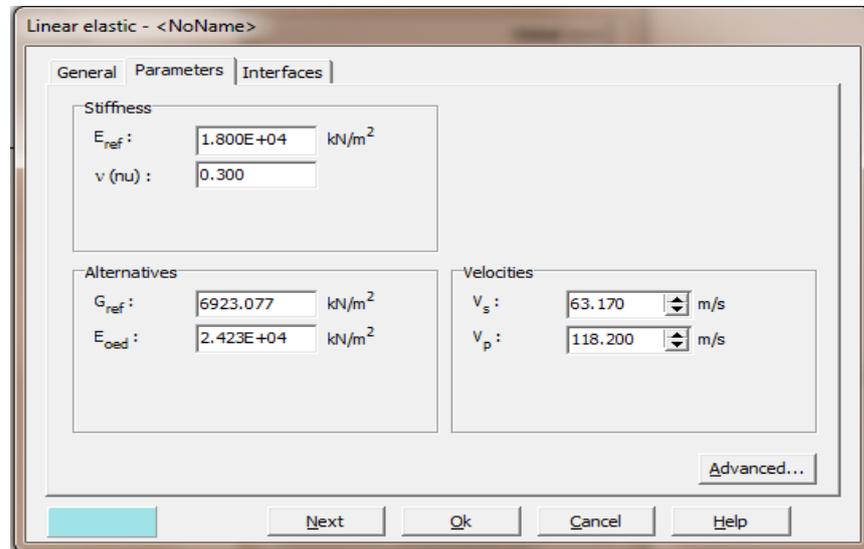


Figure 2.6 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

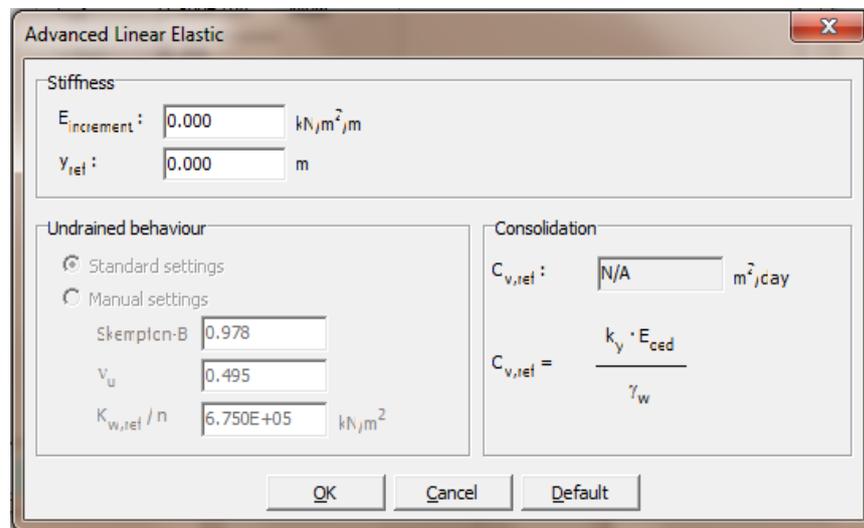


Figure 2.7 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad (2.12)$$

Avec : $y < y_{ref}$

- $E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [KN/m²/m].
- y_{ref} : Unité de profondeur [m]

II.3.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb

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

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

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

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement figure 2.8.

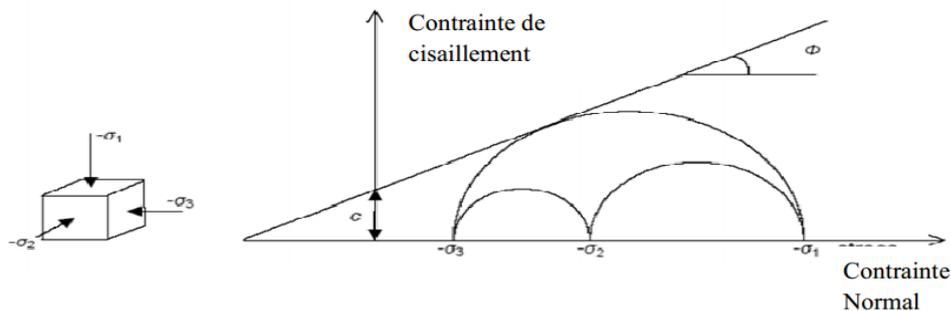


Figure 2.8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les autres sont c , φ et Ψ , respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance du sol. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, ils sont nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

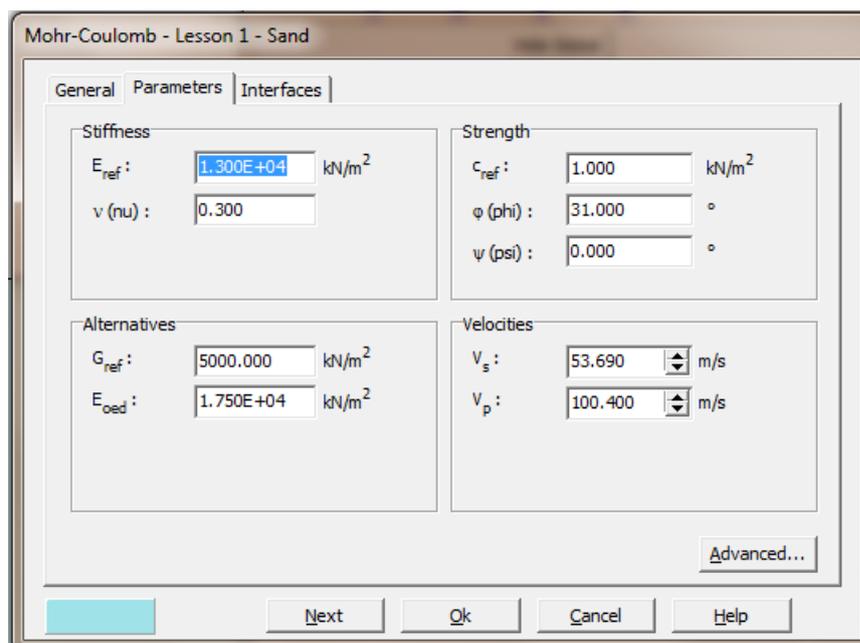


Figure 2.9 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a. Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est l'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. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspond au G_{max} mesuré dans les essais dynamiques). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui qui correspond à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure 2.10).

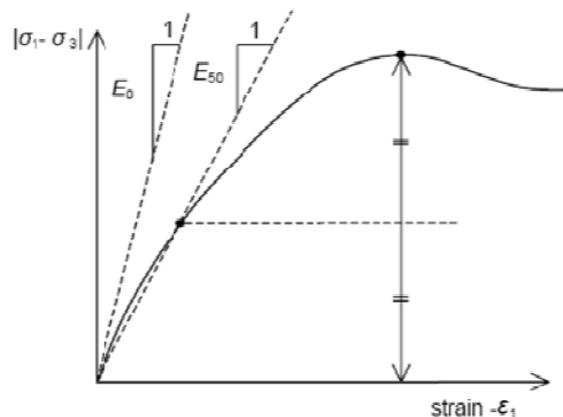


Figure 2.10 : Définition du module à 50 % de la rupture.

b. Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. 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.

c. Angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire prend la valeur de pic ou de palier. On attire l'attention sur le fait que les angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables. On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d. Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des problèmes numériques. Pour les analyses non drainées avec $\varphi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la

croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

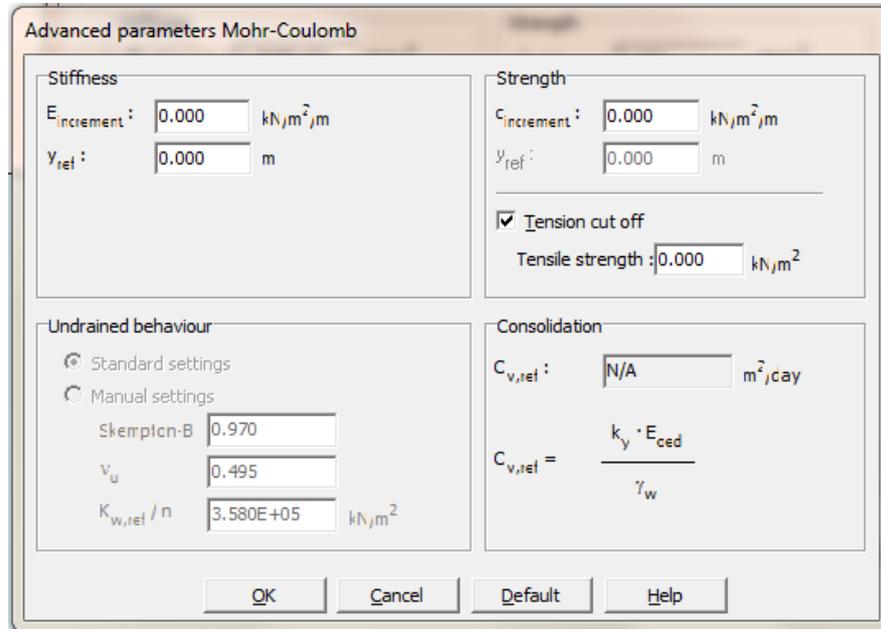


Figure 2.11 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle de Mohr-Coulomb.

e. Angle de dilatance

La dilatance est le changement de volume qui se produit par la distorsion du sol lorsqu'on applique des forces de cisaillement. Ce phénomène est caractérisé par le paramètre dite l'angle de "dilatance" noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\begin{aligned} \psi &= \varphi - 30^\circ && \text{pour } \varphi > 30^\circ \\ \psi &= 0^\circ && \text{pour } \varphi < 30^\circ \end{aligned}$$

II.3.4 Les plaques d'ancrages

Les éléments « Plats » sont les objets structuraux utilisés pour modéliser les structures minces dans le sol avec une rigidité de flexion et une rigidité normale. Par exemple, les poutres peuvent être utilisées pour simuler l'influence des murs, des pieux ou des plaques d'ancrages dans les deux directions. Les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la rigidité axiale EA .

Le logiciel Plaxis offre la possibilité de modéliser des éléments de structure tels que des fondations en béton armé, des murs-voiles de soutènement, des plaques d'ancrages, des coffrages... par l'élément "Plate". Ces éléments peuvent suivre des rhéologies élastiques et élasto-plastiques.

Les données demandées par le logiciel pour la modélisation des plaques d'ancrage sont les suivantes:

- La valeur EA égale au produit de la section de plaque (bh dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre,
- La valeur EI égale au produit du second moment d'inertie ($bh^3/12$ dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la plaque.

A partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est calculée à partir de l'équation :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (2.13)$$

- La valeur w (poids surfacique) égale au produit du poids volumique γ et de la hauteur équivalente de la plaque,
- La valeur ν , le coefficient de Poisson du matériau constitutif de la plaque.

II.3.5 Les interfaces

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Les interfaces sont composées d'éléments "Interface". La figure (Fig. 2.12) montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à 6 nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur la figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface à une "épaisseur virtuelle" qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (Virtual thickness factor) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de (Virtual thickness factor) est de 0.1. Cette valeur peut être changée en double cliquant sur la ligne géométrique et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. Toutefois, des précautions doivent être prises en changeant le facteur par défaut. Cependant, si des éléments d'interface sont sujets à des contraintes très importantes, il peut être nécessaire de réduire l'épaisseur virtuelle.

La matrice de rigidité des éléments d'interface est obtenue en utilisant les points d'intégration de Newton-Cotes.

La position de ces points d'intégration, (ou points de contrainte) coïncide avec la position des paires de nœuds. Ainsi, pour les éléments d'interface à 6 nœuds, une intégration de Newton-Cotes avec 3 points est utilisée, alors que les éléments d'interface à 10 nœuds nécessitent 5 points d'intégration.

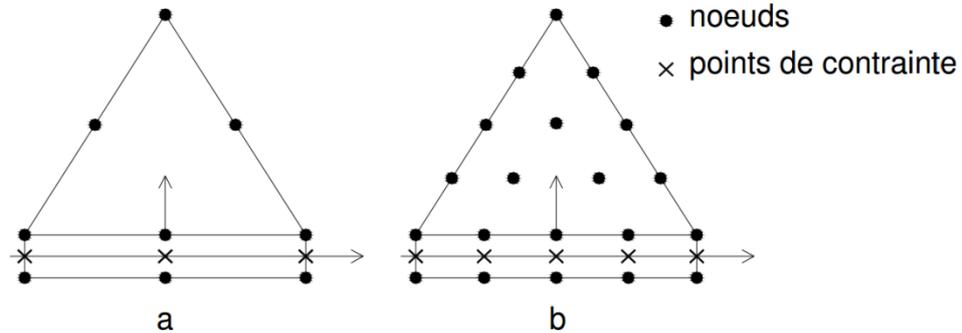


Figure 2.12 : Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol.

Le facteur (R_{inter}) relie les caractéristiques de l'interface frottement de la plaque et l'adhérence aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion), ce facteur est défini par les deux relations suivantes :

$$\begin{cases} C_i = R_{inter} \cdot C_{sol} \\ \tan \varphi_i = R_{inter} \cdot \tan \varphi_{sol} \end{cases} \quad (2.14)$$

Avec : $0.01 \leq R_{inter} \leq 1$

L'angle de dilataance est donné par la relation suivante :

$$\psi_i = \begin{cases} 0 & \Rightarrow R_{inter} < 1 \\ \psi_i & \Rightarrow R_{inter} = 1 \end{cases} \quad (2.15)$$

Suggestions pour R_{inter}

- Interaction Sable/acier = $R_{inter} \approx 0.6 - 0.7$
- Interaction Argile/acier = $R_{inter} \approx 0.5$
- Interaction Sable/béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.8$
- Interaction Argile/béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.7$
- Interaction Sol/géogrid = $R_{inter} \approx 1.0$ (l'interface ne peut être exigée)
- Interaction Sol/géotextile = $R_{inter} \approx 0.9 - 0.5$ (clinquant, textile)

Conclusion :

L'analyse à l'aide du Plaxis2D représente une approche simplifiée de la réalité géométrique et géo-mécanique de l'ouvrage.

Le matériau utilisé pour notre étude est un sol frottant (sable) sans cohésion. Le modèle nécessite d'introduire cinq paramètres. Les deux paramètres d'élasticité sont E et ν . Les autres sont les paramètres classique de la géotechnique c , φ et Ψ , respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance du sol. On a choisi comme loi de comportement le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb. Le code Plaxis2D offre la possibilité de modéliser des éléments de structure et le modèle élastique a été sélectionné pour l'élément plaque d'ancrage.

On peut noter que le code Plaxis ne permis pas d'ouvrir plusieurs fichiers de calculs en même temps.

CHAPITRE III:

MODELISATION NUMERIQUE DES PLAQUES D'ANCRAGES

III.1 Introduction

La capacité d'arrachement ultime d'une plaque d'ancrage est définie comme la charge que peut supporter le sol au-dessus de celle-ci, sous l'effet d'une force de soulèvement appliquée à la plaque juste avant la rupture. Dans ce chapitre, nous allons présenter une application par le code Plaxis sur une plaque d'ancrage pour évaluer la force d'arrachement ultime. Les étapes de la simulation numérique seront bien détaillées en affichant les fenêtres relatives à chaque instruction. On va calculer la force de soulèvement pour une série de profondeurs de $H=1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ et $H=8$, avec deux types de sable dense et lâche. Les résultats seront présentés sous forme de courbes (charge-déplacement), qui seront discutés et commentés par la suite. Une comparaison sera entamée entre les résultats obtenus avec d'autres expérimentales disponibles dans la littérature.

Le présent chapitre sera clôturé par une conclusion synthétique qui montre les résultats les plus importants.

III.2 Validation d'un cas de référence

On s'intéresse ici au comportement d'une plaque d'ancrage horizontale d'une forme rectangulaire (filante), caractérisée par une longueur $L = 8\text{m}$ et une largeur $B = 1\text{m}$, ancrée dans deux types de sable, dense et lâche.

Le modèle étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie de 8.64 m d'hauteur, 16 m de largeur et plaque d'ancrage d'une largeur de 1m. Ce modèle de référence a été inspiré par (Dickin, 1988) sur la centrifugeuse du département de génie civil de l'Université de Liverpool (Royaume-Uni).

Les calculs numériques seront effectués à des profondeurs d'ancrage de la plaque rectangulaire de $H = 1B, 2B, 3B, \dots, 8B$. H et B étant respectivement la profondeur d'ancrage de la plaque et la largeur de celle-ci.

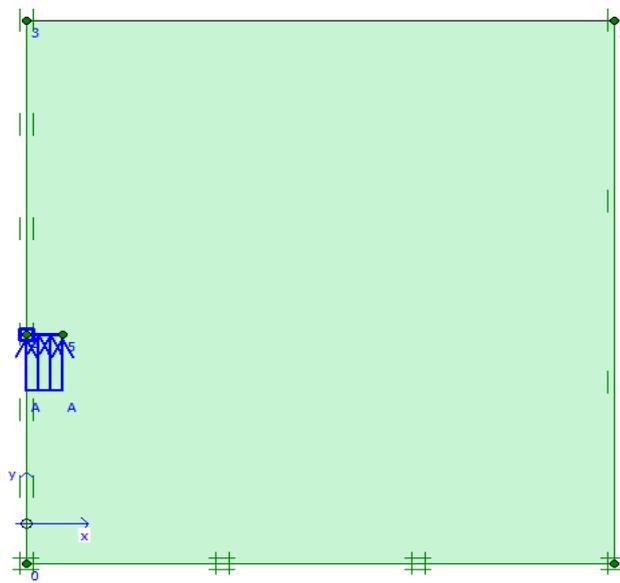


Figure 3.1 : Modèle de référence pour $H/B = 5$.

III.2.1 Saisie des données

Le modèle de référence est limité à un demi-plan. Il présente une extension latérale de 8 m, depuis l'axe de la plaque et descend verticalement jusqu'à 8.64 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « general setting ».

- Déformation plane ;
- 15 nœuds ;
- Géométrie de dimension 8×8.64 .

On peut alors rentrer les différents points :

- La coordonnée x ;
- La coordonnée y .

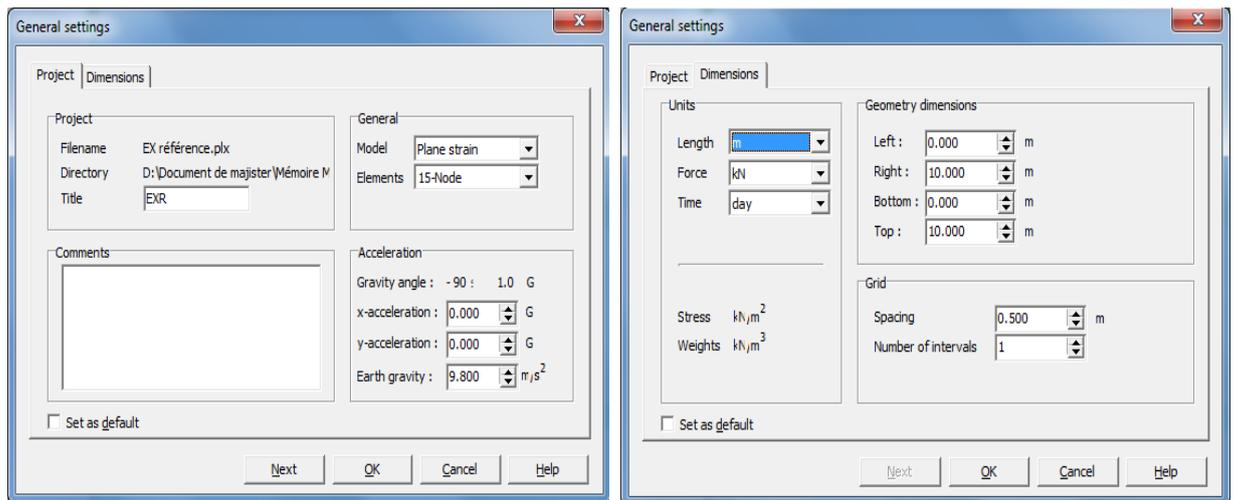


Figure 3.2 : caractéristiques générales du modèle.

Les coordonnées des différents points du modèle sont données ci-dessous :

Point	X [m]	Y [m]
0	0.000	-0.640
1	8.000	-0.640
2	8.000	8.000
3	0.000	8.000
4	0.000	3.000
5	0.500	3.000

Figure 3.3 : Coordonnées des points.

III.2.2 Paramètres des matériaux

Pour le comportement du sol on a utilisé une loi élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, les paramètres des éléments de massif sont représentés dans le tableau suivant :

Paramètres	Unités	Sable dense	Sable lâche
Poids volumique sèche (γ)	KN/m ³	16.40	14.50
Poids volumique saturé (γ_{sat})	KN/m ³	19.40	17.50
Module d'Young (E_{ref})	KN/m ²	20000	5000
Coefficient de poisson (ν)	/	0.2	0.2
Cohésion (C)	KPa	0.0	0.0
Angle de frottement (φ)	Degré (°)	41.0	35.0
Angle de dilatance (Ψ)	Degré (°)	20.0	0.0
Résistance d'interface (R_{int})	/	1.0	1.0

Tableau 3.1 : Propriétés du sol.

Pour le comportement de la plaque on utilise une loi élastique, les paramètres de la plaque dans la modélisation bidimensionnelle sont représentés dans le tableau suivant :

Paramètres	Unités	Valeurs
Epaisseur (d_{eq})	cm	14.3
Rigidité axiale (EA)	KN/m	5.000E+06
Rigidité flexionnelle (EI)	KNm ² /m	8500.000

Tableau 3.2 : Propriétés de la plaque.

III.2.3 Condition aux limites

Le déplacement horizontal est bloqué sur les limites verticales du maillage. La base du maillage est maintenue fixe tant horizontalement que verticalement.

III.2.4 Maillage

On règle la finesse du maillage présenté sur la figure 3.4 et le type de maillage utilisé pour les calculs. Il est constitué d'éléments quadratiques bien raffiné.

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage à une extension horizontale de 8m et verticale de 8.64m. Le nombre d'éléments est de 1228 éléments et le nombre de nœuds est de 10001 nœuds.

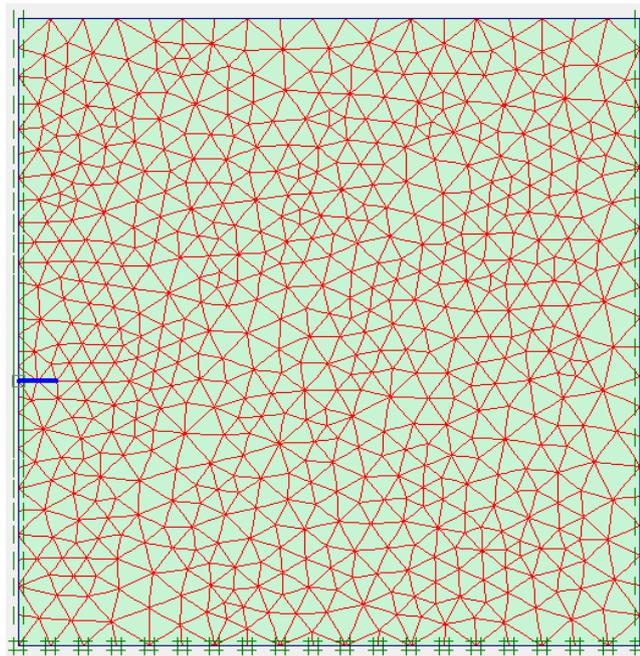


Figure 3.4 : Maillage du modèle.

III.2.5 Initialisation des contraintes

L'état de contrainte initial est de type géostatique, les contraintes verticales sont dues au poids de sol. Le coefficient de proportionnalité ou coefficient de pression du sol au repos, est calculé à l'aide de la formule de Jaky (1944) : $K_0=1-\sin\phi$, la figure 3.5 génère les contraintes initiales.

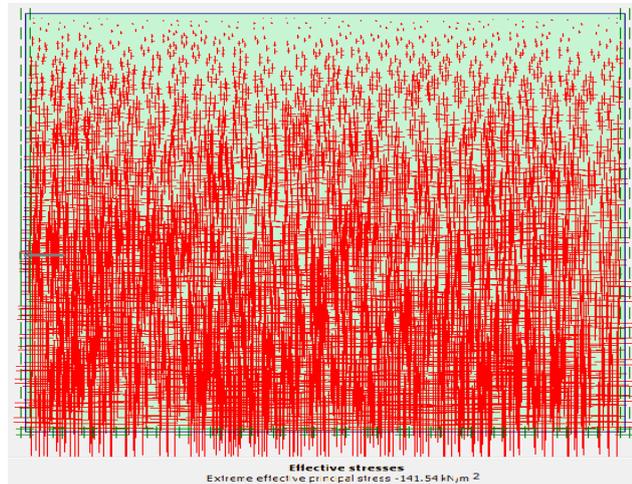


Figure 3.5 : Génération des contraintes initiales.

III.2.6 Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en deux phases :

Phase 0 : Initiation des contraintes

Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : chargement de la plaque

La plaque doit être chargée jusqu'à la plastification du modèle, réaliser en plusieurs secondes, Cette phase est caractérisé par :

- Calcul plastique ;
- Choisir des points de suivi des déplacements et contraintes au milieu de la plaque.

III.2.7 Présentation des résultats

Les résultats de l'analyse numérique avec PLAXIS, sont présentés sur les figures ci-dessous. Ces figures concernent aussi bien le comportement d'une plaque d'ancrage filante dans un sable dense soumise à une force d'arrachement ultime pour un rapport d'ancrage de $H/B = 5$. On peut obtenir le maillage déformé sous une force de soulèvement maximale de 2864 KN (figure 3.6). Le déplacement maximal de la plaque est de 48 mm, l'état limite ultime est sûrement atteint.

La figure 3.7 représente le champ de déformation (cisaillement maximal), on remarque que l'intensité des cisaillements se matérialise aux coins de la plaque soumis à l'arrachement.

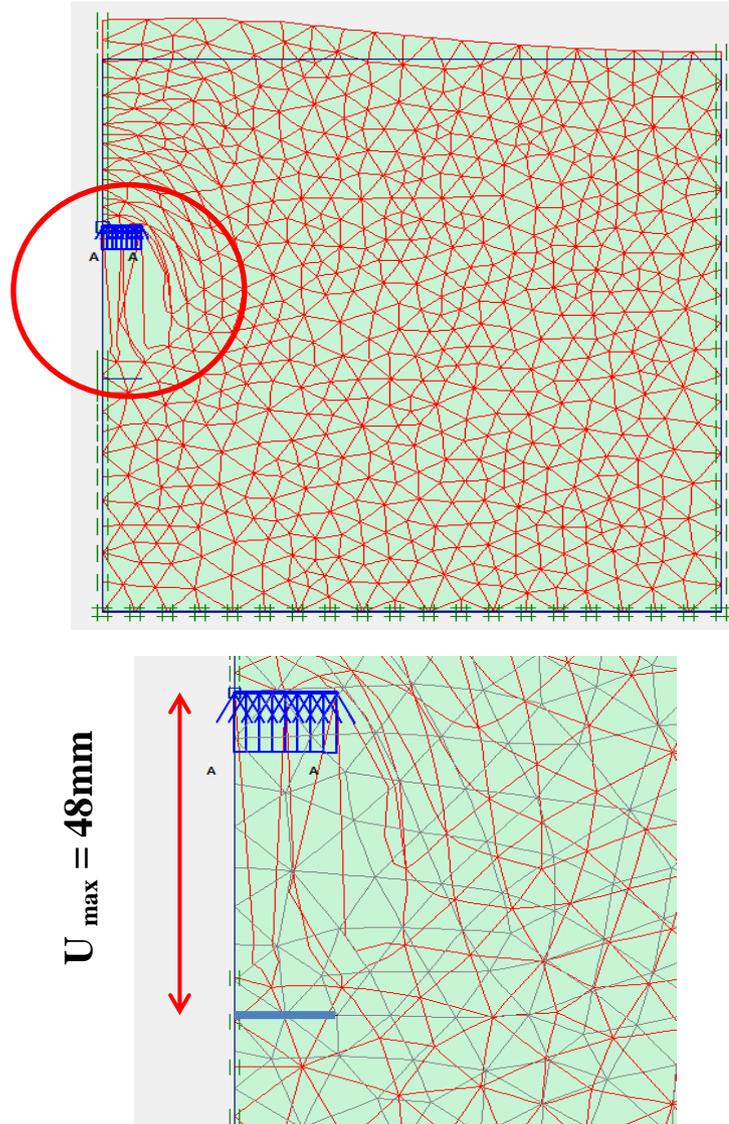


Figure 3.6 : Représentation du maillage déformé.

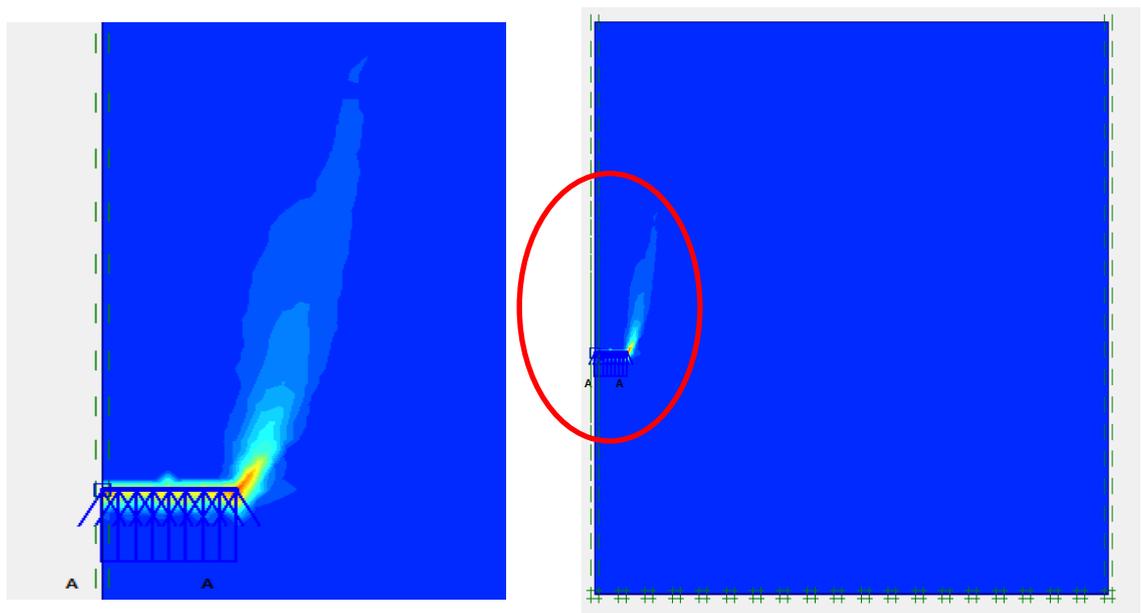


Figure 3.7 : Champ de déformation (cisaillement maximal) pour un ancrage (H/B=5)

Les résultats des simulations charge-déplacement dans un point situé au milieu de la plaque montrent que le comportement pendant le chargement initial élastique est linéaire dans ce domaine. Au-delà de cette valeur on remarque le début du comportement plastique et que le déplacement augmente d'une façon significative.

La résistance d'arrachement dans un sable dense et lâche pour différents rapports d'ancrage est illustrée dans la figure 3.8 a et b respectivement, il s'avère que la force d'arrachement de la plaque est d'autant plus grande que l'ancrage est plus grand.

On remarque dans la comparaison entre les résultats obtenus par les deux types de sable que la force d'arrachement pour un sable dense atteint à une valeur presque double que pour un sable lâche, pour différents rapports d'ancrage.

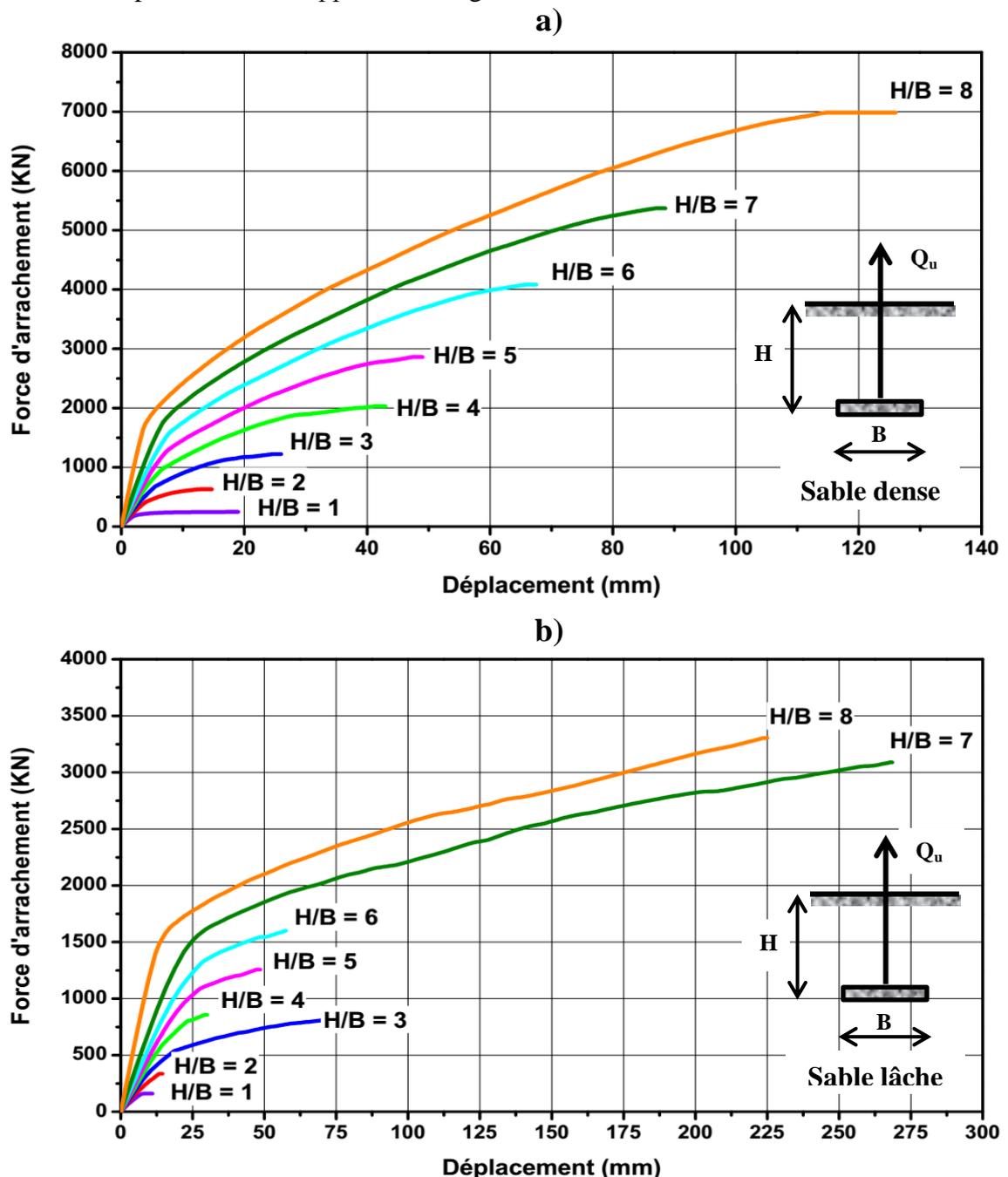


Figure 3.8 : Influence des rapports d'ancrage sur la force d'arrachement.

La figure 3.9 a et b représente la force d'arrachement maximale en fonction du déplacement total de la plaque dans un sable dense pour deux rapports d'ancrage ($H/B = 3$ et $H/B = 7$).

Les résultats de la force d'arrachement pour la modélisation numérique en utilisant le modèle de comportement Mohr-Coulomb montrent une bonne concordance dans la région pré-pic avec ceux obtenus par la centrifugeuse (Dickin 1988) et PLAXIS (Dickin et al. 2007), où la valeur maximale atteinte est de 1224 Kn pour $H/B = 3$ et 5376 Kn pour $H/B = 7$.

Pour un facteur d'ancrage $H/B = 3$, on remarque une baisse pour la force maximale de 7.3 % par rapport les résultats obtenus par le modèle HSM et de 17.5 % par rapport aux résultats de la centrifugeuse.

Pour un facteur d'ancrage $H/B = 7$, on observe une diminution de 9.4 % par rapport les résultats obtenus par le modèle HSM et de 26.7 % par rapport aux résultats de la centrifugeuse.

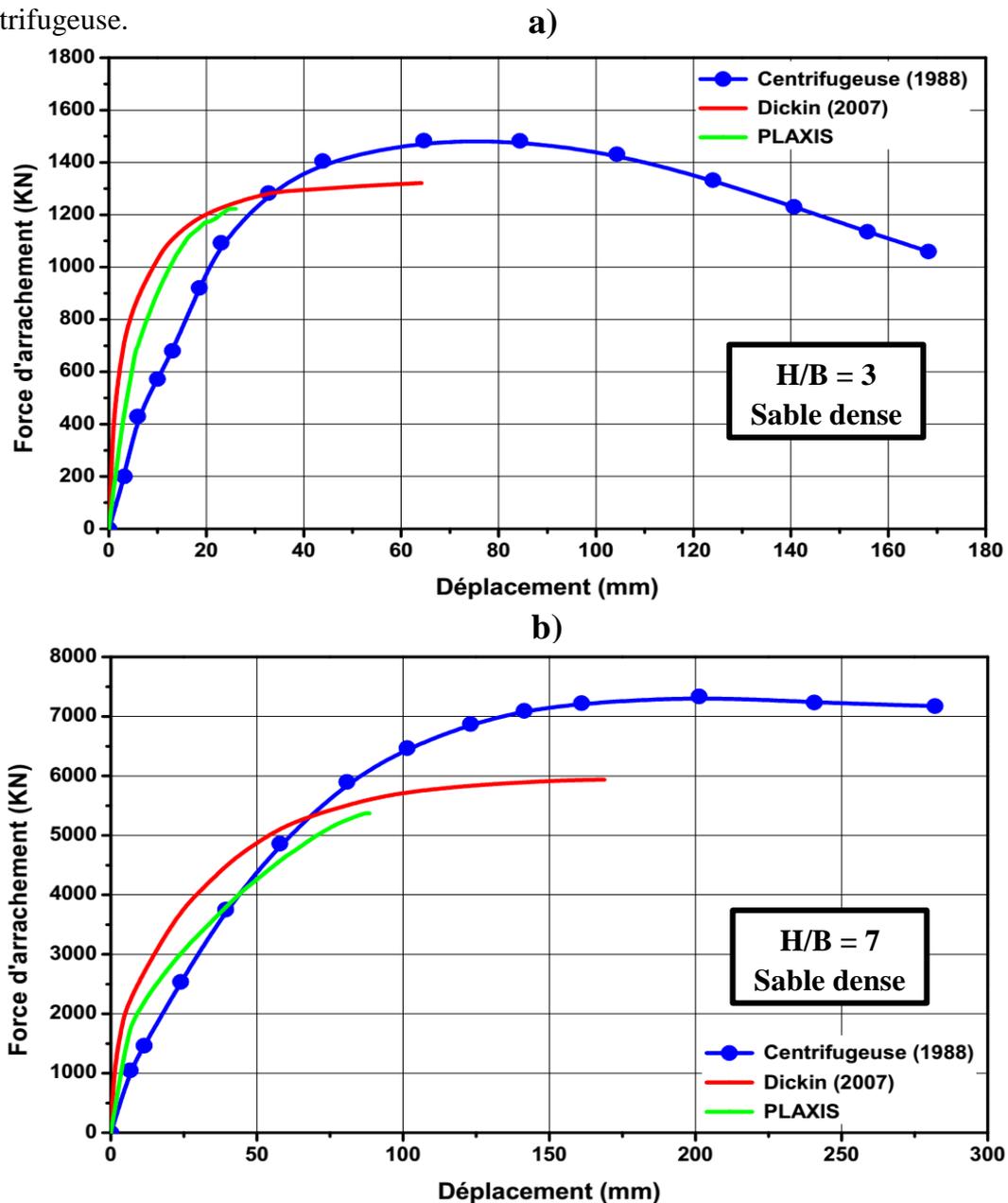


Figure 3.9 : Comparaison des résultats entre PLAXIS et la centrifugeuse (sable dense).

La figure 3.10 a et b représente la variation de la force d'arrachement en fonction du déplacement total de la plaque dans un sable lâche, pour deux rapports d'ancrage ($H/B = 3$ et $H/B = 7$), considérés respectivement comme des exemples typiques d'ancrages, superficiels et profonds.

Pour $H/B = 3$, on observe que la force d'arrachement maximale du modèle Mohr-Coulomb (808 Kn) est presque conforme avec ce obtenu par la centrifugeuse (839 Kn), par contre la force calculée par (Dickin et al. 2007) est supérieure aux résultats des deux autres études ou la valeur maximale atteinte est de 964.8 Kn.

Pour $H/B = 7$, on remarque que la force d'arrachement maximale du modèle Mohr-Coulomb (3090 Kn) est proche de la valeur calculée par (Dickin et al. 2007) ou la valeur maximale atteinte est de 3243,25 Kn, est un peu supérieure de ce obtenu par la centrifugeuse (2468 Kn).

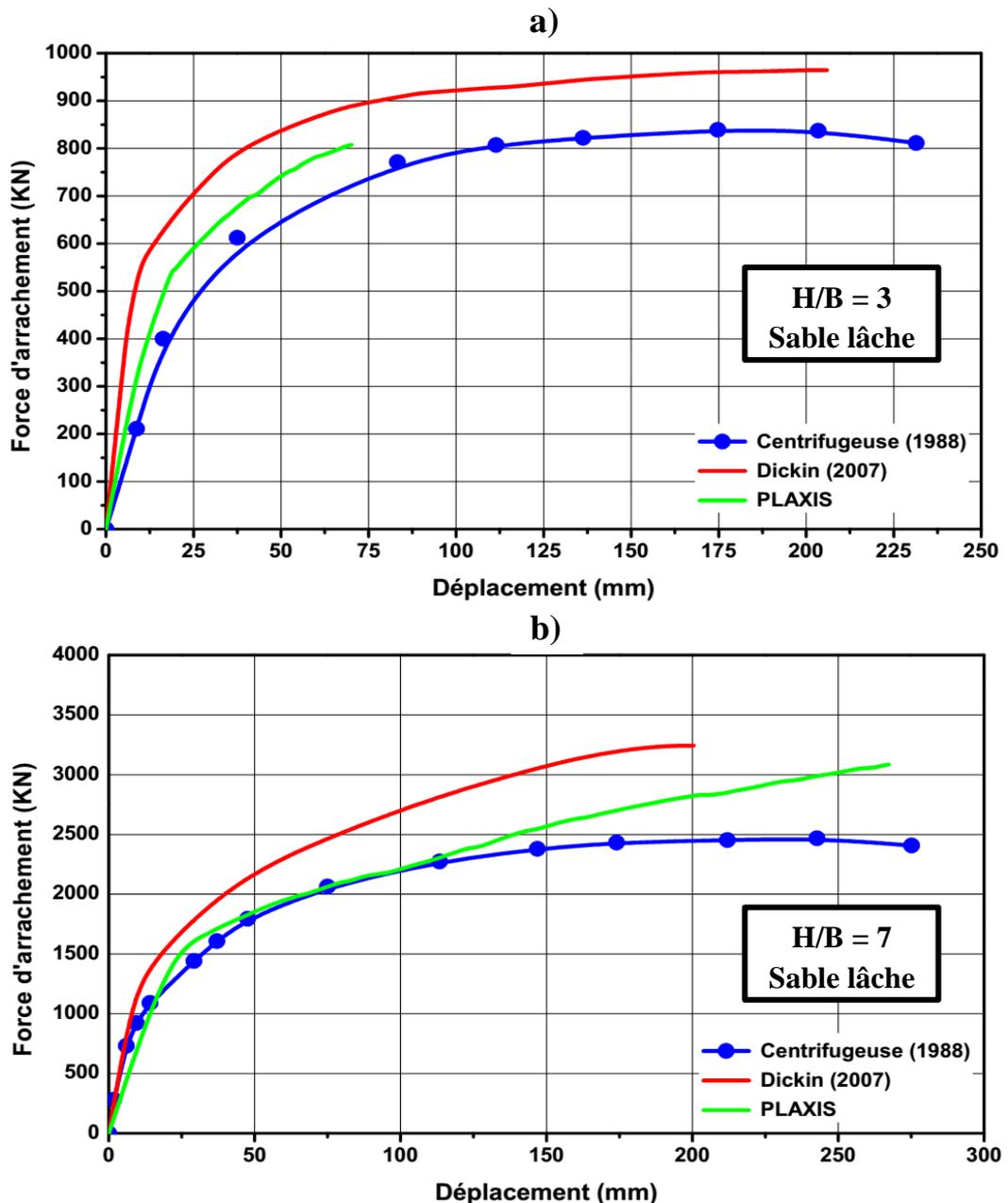


Figure 3.10 : Comparaison des résultats entre PLAXIS et la centrifugeuse (sable lâche).

La figure 3.11 représente les champs des déplacements totaux d'une plaque d'ancrage soumis à l'arrachement dans un sable dense enfoncé respectivement à une profondeur de $3B$ et $7B$.

La variation de la réponse dans le sol dessus de la plaque d'ancrage, dépend du rapport d'enfouissement H/B , se reflète également dans les contours de déplacement obtenus.

Le refoulement du sol est limité par des lignes courbées passant par les nus de la plaque, l'inclinaison de ces lignes par rapport à la verticale est d'environ 25° pour un ancrage de $3B$ et d'un angle de 35° pour la plaque ancrée à une profondeur $7B$.

Aussi, on remarque pour l'ancrage $H/B = 7$, la formation d'un « bulbe de pression » au-dessus de la plaque de hauteur $5,4B$ par rapport à la base.

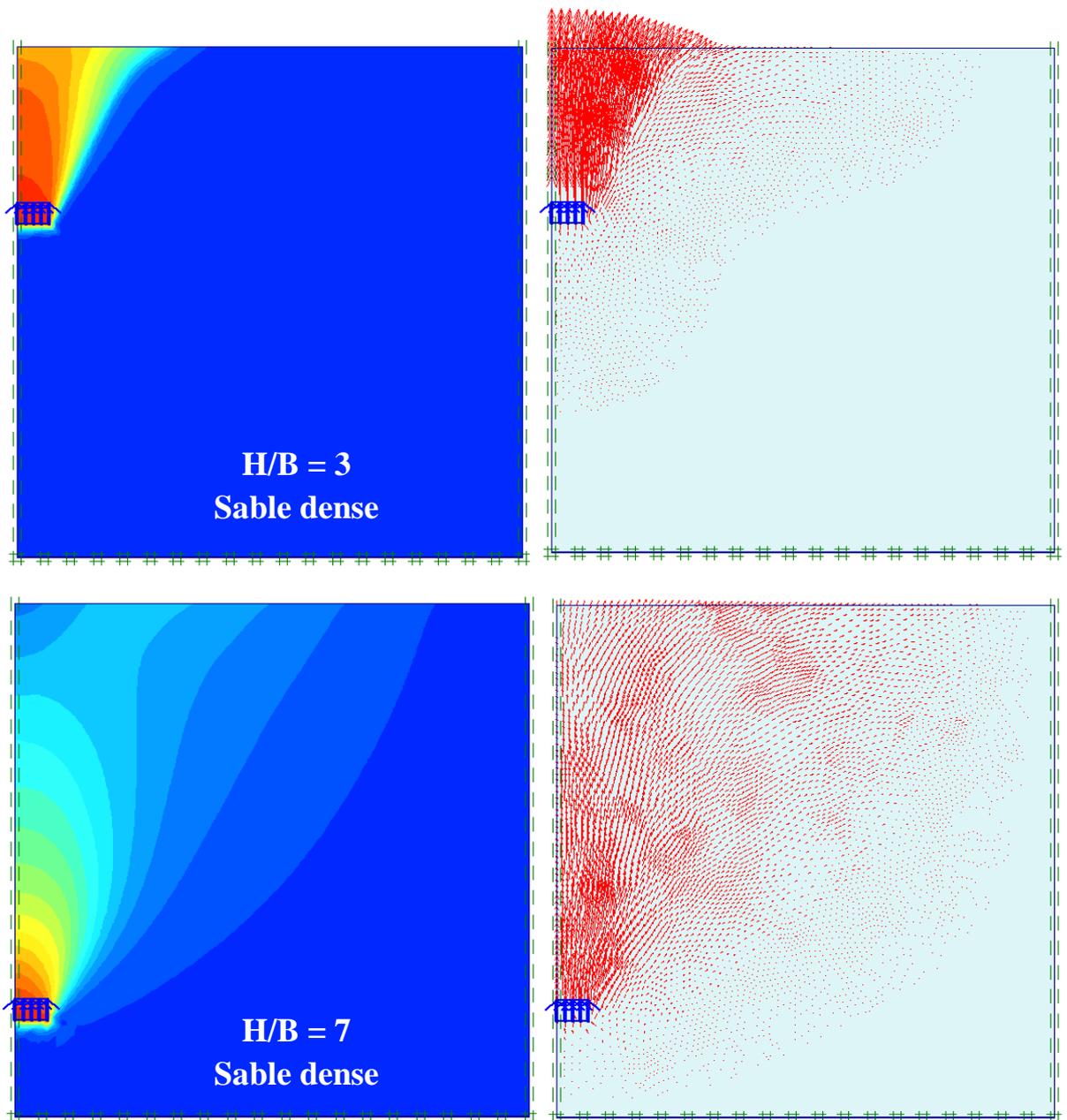


Figure 3.11 : Champ de déplacement total pour différents profondeurs dans un sable dense.

La figure 3.12 illustre les champs des déplacements totaux d'une plaque d'ancrage soumise à l'arrachement dans un sable lâche enfoncés respectivement à une profondeur de $3B$ et $7B$. On remarque que les vecteurs de déplacements sont globalement verticaux et orientés vers le haut. Pour un facteur d'ancrage $H/B = 3$, une profondeur relativement faible, les déplacements du sol font l'augmentation des contraintes de cisaillement qui s'étendent à la surface du sol et les intenses vecteurs sont concentrées au-dessus de la plaque d'ancrage. Pour un facteur d'ancrage $H/B = 7$, on observe que la zone de rupture est concentrée au-dessus de la plaque d'ancrage, constituée comme un bulbe. Cette forme de rupture est plus localisée dans la nature, ce qui a lui donné une grande importance par la plupart d'études.

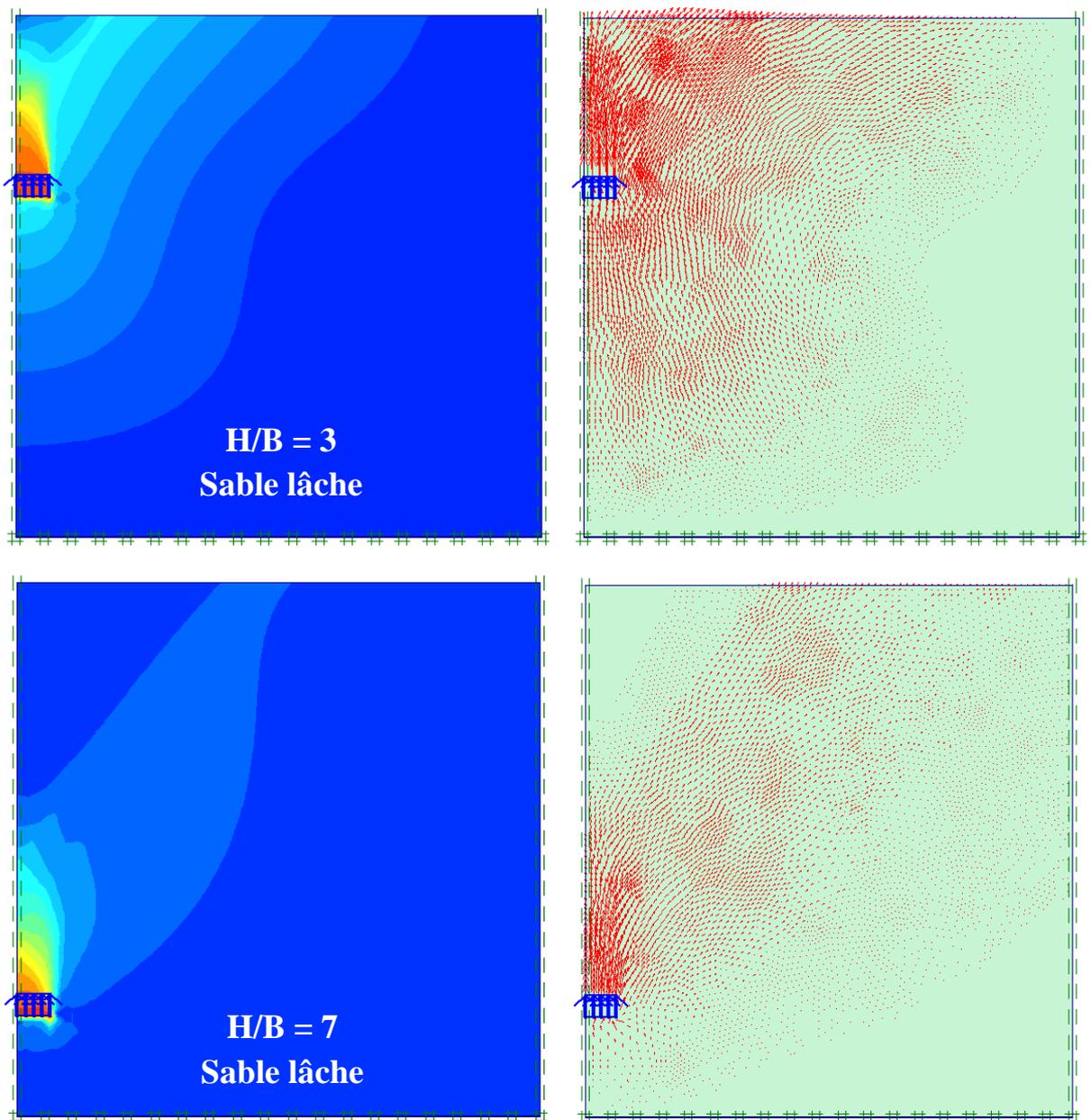
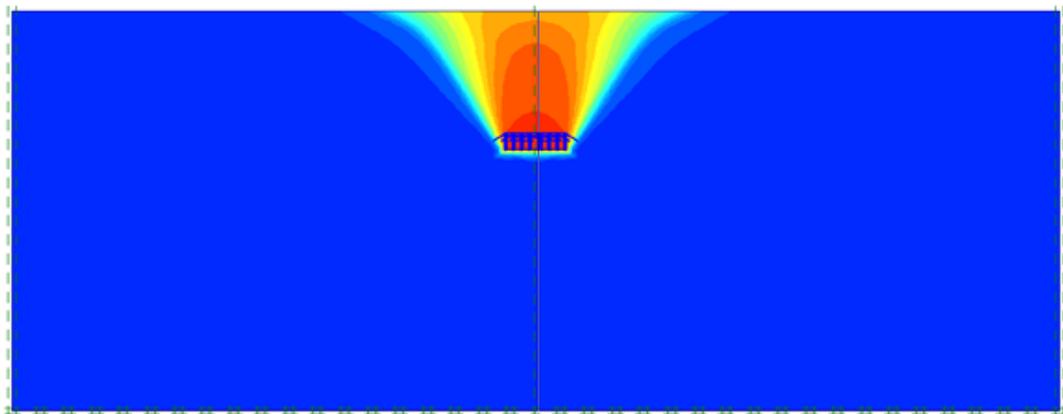
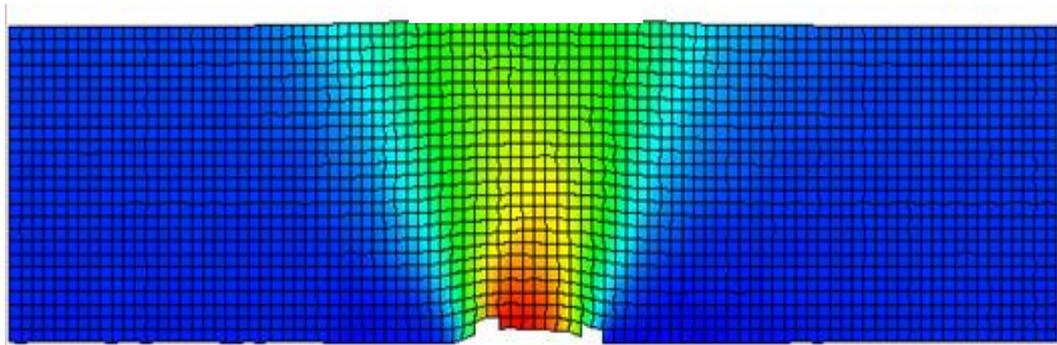


Figure 3.12 : Champ de déplacement total pour différents profondeurs dans un sable lâche.

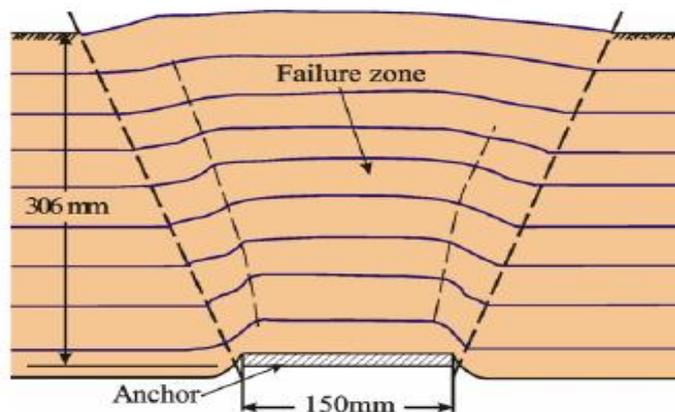
Les figures 3.13 schématise la superposition entre l'isovaleur du déplacement total pour un facteur d'ancrage $H/B = 3$ et l'isovaleur du déplacement vertical obtenus par Hichem Abbad (2011) et le mode de rupture d'une plaque d'ancrage superficielle établie dans un sable dense recommandé par Ilamparuthi en 2002. Nous constatons une ressemblance de forme entre les isovaleurs de déplacement et le mode de rupture généralisé pour un ancrage à faible profondeur, ce mode de rupture concerne les milieux denses soumis à l'arrachement d'une plaque d'ancrage superficielle.



PLAXIS



Hichem A. (2011)

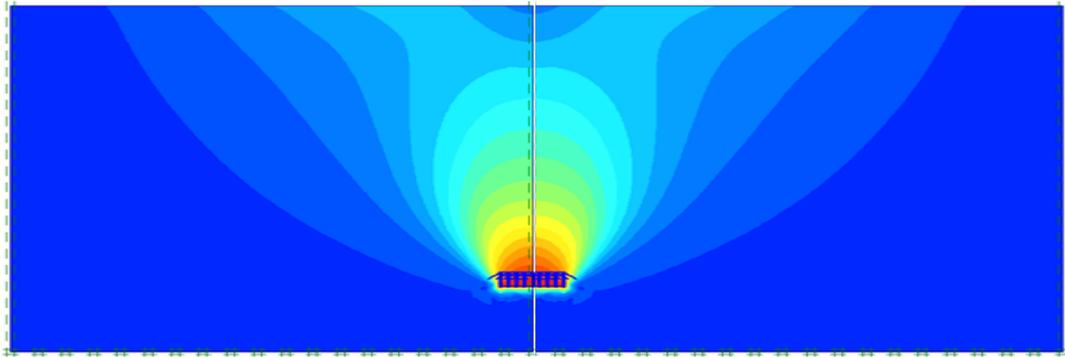


Ilamparuthi (2002)

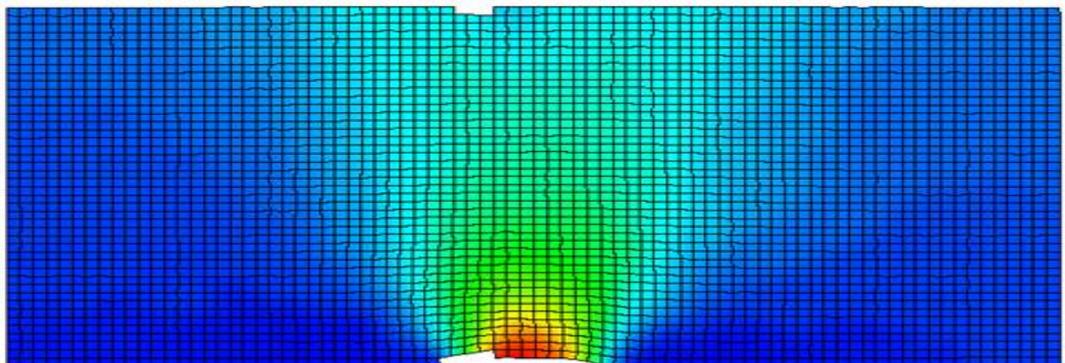
Figure 3.13 : Superposition entre les isovaleurs du déplacement pour $H/B = 3$ et les résultats de Hichem Abbad (2011) et Ilamparuthi (2002).

Les figures 3.14 montre la superposition entre l'isovaleur du déplacement total pour un facteur d'ancrage $H/B = 7$ et l'isovaleur du déplacement vertical obtenus par Hichem Abbad (2011) et le mode de rupture d'une plaque d'ancrage profonde dans un sable dense définis expérimentalement par Ilamparuthi en 2002.

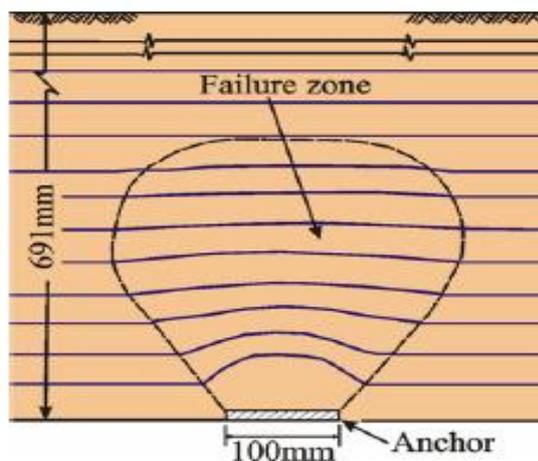
On remarque que les isovaleurs de déplacement ont un mode semblable au bulbe définissant la rupture localisée, qui se produit dans les milieux pulvérulents soumis à l'arrachement d'une plaque d'ancrage profonde.



PLAXIS



Hichem A. (2011)



Ilamparuthi (2002)

Figure 3.14 : Superposition entre les isovaleurs du déplacement pour $H/B = 7$ et les résultats de Hichem Abbad (2011) et Ilamparuthi (2002).

La figure 3.15 représente une comparaison des résultats de la variation du facteur d'arrachement N_γ en fonction des rapports d'ancrages ($H/B = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ et 8), pour une plaque d'ancrage filante (de 1 m de largeur et 8m de longueur) soumis à des forces de soulèvement dans un sable dense. Il est très bien clair que le facteur N_γ croît avec l'augmentation du rapport d'ancrage dans tous les résultats des simulations numériques et les essais de la centrifugeuse et ce pour les différents rapports d'ancrage.

Les valeurs des N_γ issues de la présente étude sont inférieures aux ceux calculées par Dickin (2007), l'écart entre deux grandeurs de facteur d'arrachement pour le même rapport d'ancrage est relativement monotone ($0 < \text{l'écart} < 1$), ces écarts constituent un fuseau limité par les deux courbes.

Les valeurs des N_γ évalués à partir du présent travail sont inférieures avec ceux issues de la centrifugeuse (1988), à l'exception pour le rapport d'ancrage ($H/B = 1$) le N_γ est presque identique. L'écart entre deux grandeurs de facteur d'arrachement pour le même rapport d'ancrage croît avec l'augmentation de la valeur de (H/B), notamment à partir de la profondeur $H = 6B$ où peu de divergence est remarquée. .

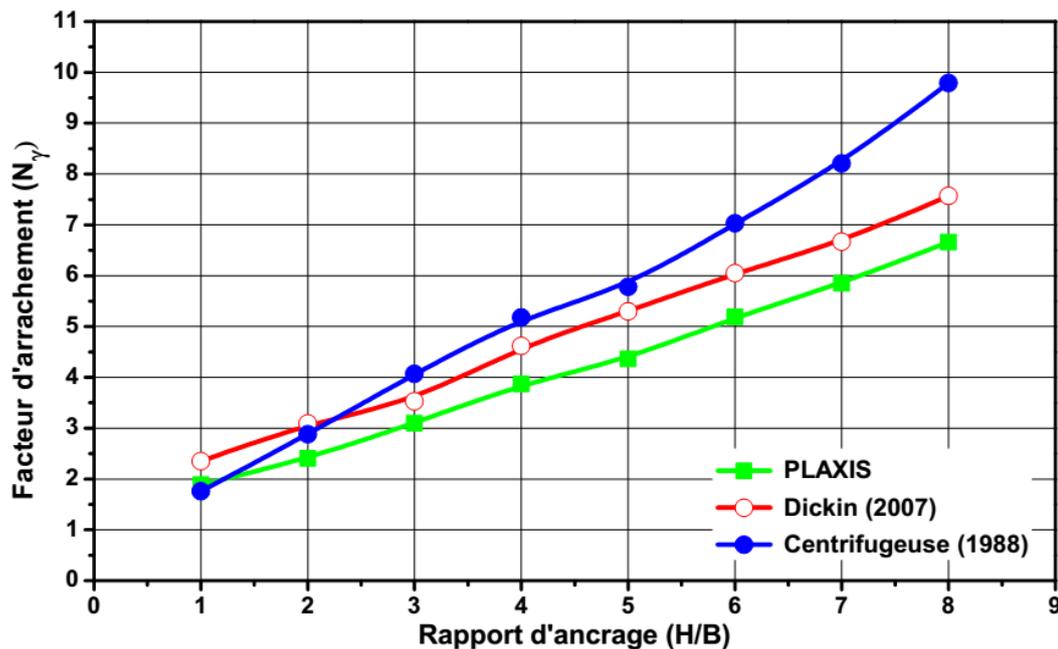


Figure 3.15 : Comparaison des facteurs d'arrachement entre PLAXIS, Dickin (2007) et la centrifugeuse (1988) pour un sable dense.

La figure 3.16 présente une comparaison des résultats de la variation du facteur d'arrachement N_γ en fonction des rapports d'ancrages ($H/B = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ et 8), pour une plaque d'ancrage filante (de 1 m de largeur) soumis à des forces de soulèvements dans un sable

lâche. On remarque que le facteur N_γ croît avec l'augmentation du rapport d'ancrage pour les résultats de Dickin (2007) et la centrifugeuse (1988) et leurs courbes ont la même tendance, bien que les valeurs de N_γ trouvées par Dickin (2007) sont légèrement plus élevées de ceux issues de la centrifugeuse (1988), observation noté pour toutes les profondeurs d'ancrage.

Autrement, le facteur d'arrachement évalué numériquement dans notre travail croît doucement avec l'augmentation du rapport d'ancrage pour $H/B = 1, 2, 3$ et se perturbe futillement jusqu'à $H/B = 6$, au-delà on registre une amplification dans la croissance de N_γ , ou la valeur pour $H/B = 7$ atteinte à (3,8) supérieure aux deux autres courbes.

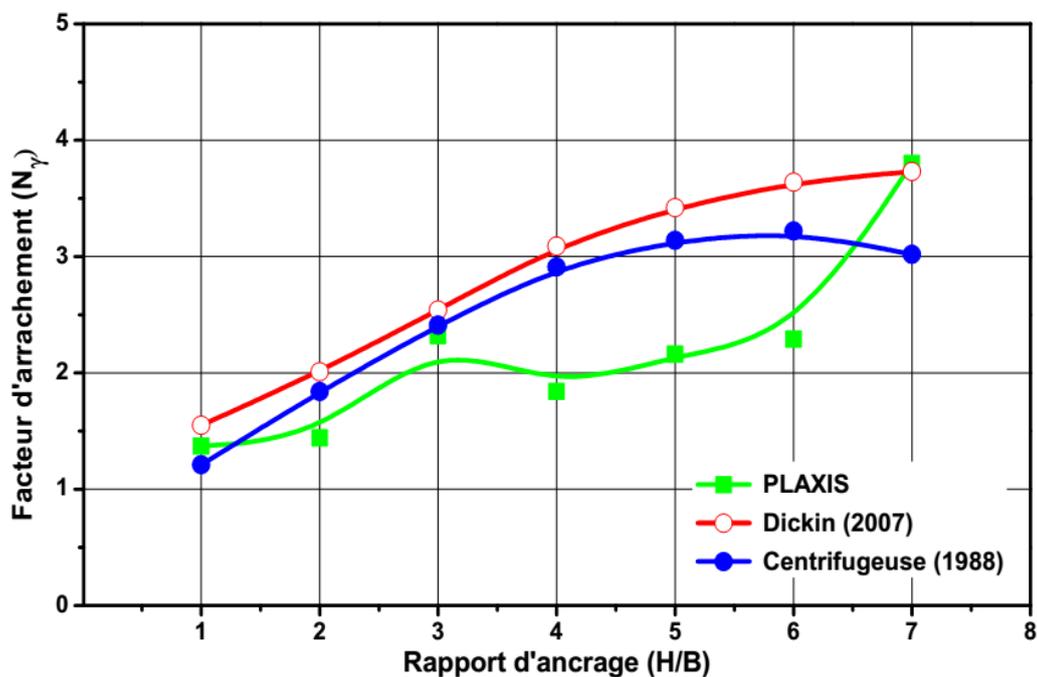


Figure 3.16 : Comparaison des coefficients d'arrachement entre PLAXIS, Dickin (2007) et la centrifugeuse (1988) pour un sable lâche.

Conclusion :

Les résultats montrent que l'évolution de la force d'arrachement d'une plaque ancrée dans un sable lors du chargement est répartie en deux phases, initial élastique linéaire et puis un état plastique s'installe jusqu'à le milieu atteint la rupture, cette observation a été remarquée pour les différents profondeurs d'ancrages.

La force de soulèvement maximale est intimement liée avec l'augmentation du rapport d'ancrage, en effet la force d'arrachement est d'autant plus grande lorsque la profondeur d'ancrage est plus grande.

Les valeurs de force d'arrachement ultime obtenus pour un sable dense est presque vos à 200% par rapport à ceux parvenus pour un sable lâche, dans un même niveau d'ancrage.

Les résultats de la force d'arrachement en utilisant le modèle de comportement Mohr-Coulomb montrent une bonne concordance avec ceux obtenus par (Dickin et al. 2007) en utilisant le modèle (HSM), pour les deux rapports d'ancrages ($H/B = 3$ et $H/B = 7$) dans un sable dense, où l'écart entre les forces maximales calculés est inférieur à 10%.

Les résultats de l'analyse numérique en utilisant le modèle Mohr-Coulomb sont plus proches aux résultats expérimentaux (Dickin 1988), que ceux obtenus à l'aide de (HSM) dans le cas du sable lâche.

La modélisation des plaques d'ancrages avec le code Plaxis2D en utilisant le critère Mohr-Coulomb fournies des résultats très agréables, comparativement à l'expérimental.

CHAPITRE IV:

ETUDE PARAMETRIQUE

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude paramétrique, qui permet d'étudier l'influence des paramètres essentiels sur la capacité d'ancrage des plaques. On va adopter le modèle validé au chapitre précédent puis, on entamera l'étude paramétrique en considérant trois variables qui seront testées par des simulations numériques, de telle façon à modifier la valeur du paramètre soumis au test et fixer les deux autres à savoir la densité du sable, couvrant les valeurs (16.4, 17.5, 18.5, 20) Kn/m^3 , l'angle de frottement interne du sol avec une série de valeurs de 25° à 45° avec un incrément de 5° , l'angle de dilatance variable aussi, de 0 à ϕ avec un incrément de $\phi/4$. Les résultats seront tracés sous forme de courbes qui montrent d'une manière très claire l'influence des facteurs soumis à l'étude et la sensibilité de la force d'arrachement maximale vis-à-vis ces paramètres.

Les mécanismes de ruptures obtenus de l'analyse par Plaxis2D pour différentes valeurs de dilatance seront comparés avec d'autres résultats trouvés par Jim.Shiau (2011) en utilisant le code Flac2D.

IV.2 Estimation numérique de la capacité d'arrachement

L'estimation numérique permet d'étudier l'influence des paramètres géotechniques et géométriques sur la capacité de soulèvement ultime, présentée sous la forme d'un facteur d'arrachement N_γ (facteur de rupture) pour un sable dense.

Pour ce qui concerne ces paramètres on étudie l'influence de :

- La densité du sol (γ) ;
- L'angle de frottement du sol φ ;
- L'angle de dilatance Ψ .

IV.2.1 Influence de la densité du sol (γ) :

Pour étudier l'influence de la densité du sable, on va varier ce paramètre pour quatre valeurs 16.4 ; 17.5 ; 18.5 et 20 KN/m³ et on garde les mêmes valeurs de l'angle de frottement et l'angle de dilatance ($\varphi = 41^\circ, \psi = 20^\circ$) prévu dans le modèle de validation au chapitre précédent.

Les résultats des simulations charge-déplacement dans un point situé au milieu de la plaque pour différentes valeurs de la densité du sol montrent que le comportement pendant le chargement initial élastique est linéaire dans ce domaine et identique. Au-delà de cette valeur on remarque le début du comportement plastique et que le déplacement augmente d'une façon significative.

La résistance d'arrachement de la plaque pour un rapport d'ancrage 3 et 7 est illustrée dans la figure 4.1 a et b respectivement. On remarque que l'augmentation de la densité pour les deux rapports d'ancrage n'affecte pas sur le comportement plastique du sol et que la force d'arrachement maximale à l'ancrage superficielle varie légèrement avec l'élévation du poids volumique du sable. Par contre, pour le cas de l'ancrage profond la force d'arrachement maximale varie convenablement avec la croissance de la densité.

Outre, il s'avère aussi par la comparaison des courbes que la force d'arrachement est d'autant plus grande que l'ancrage est plus grand pour toutes les valeurs de densité avec le même ordre d'augmentation, à titre d'exemple :

- Pour une densité de sable égale 20 KN/m³, la force d'arrachement maximale (6550 Kn) pour un rapport ancrage de $H/B = 7$ est à l'ordre de 440 % par rapport à la force (1490 Kn) obtenus pour $H/B = 3$.
- Pour une densité de sable égale 16.4 KN/m³ la force d'arrachement maximale (5370 Kn) pour un ancrage rapport de $H/B = 7$ est à l'ordre de 440 % par rapport à la force (1220 Kn) obtenus pour $H/B = 3$.

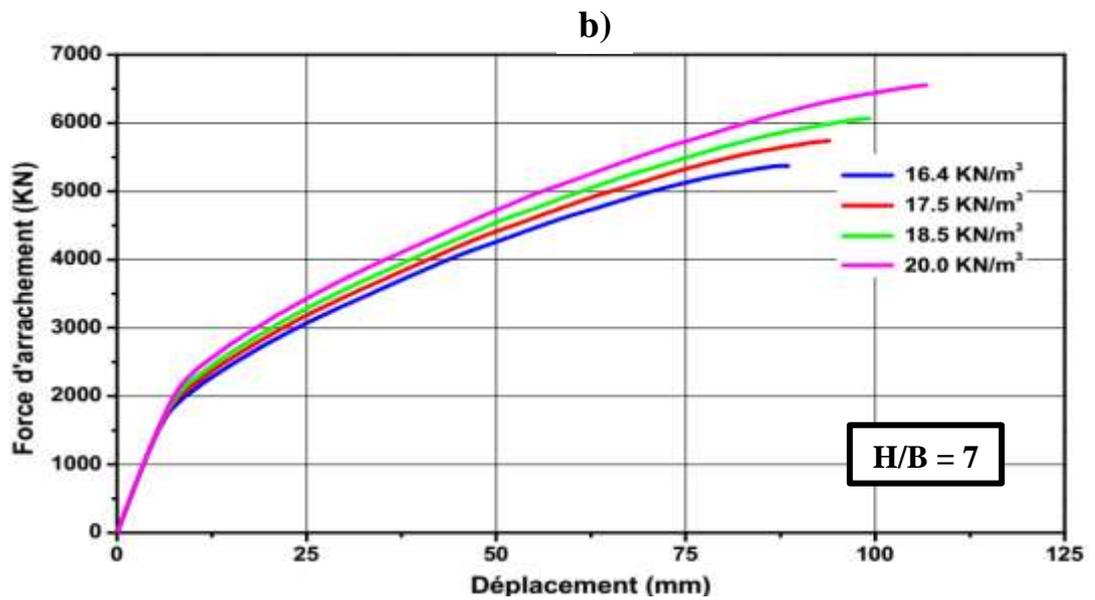
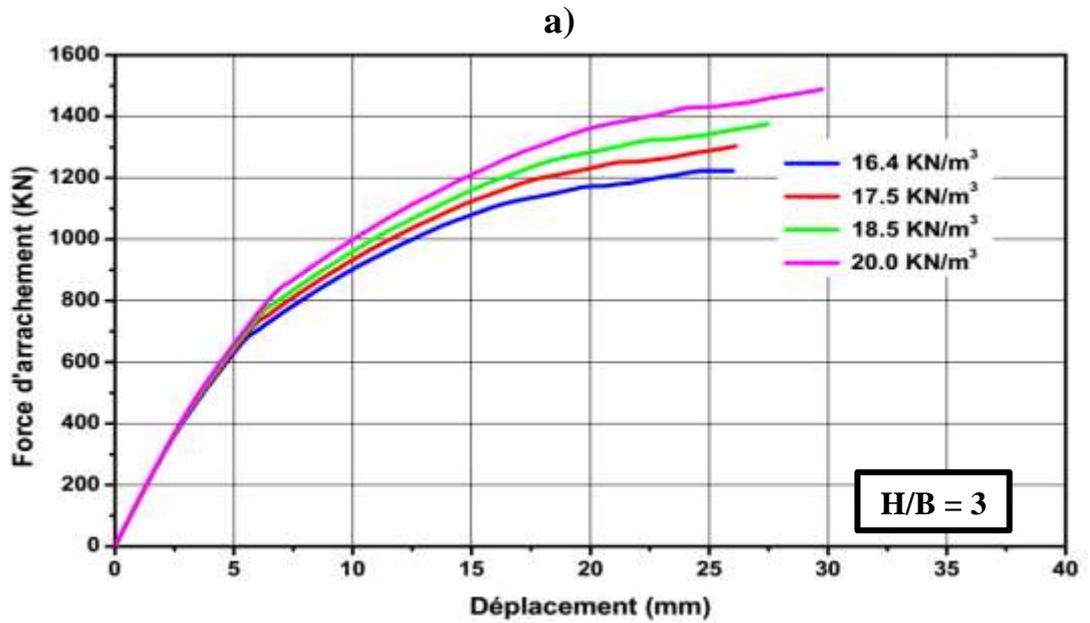


Figure 4.1 : Influence de la densité du sol sur la force d'arrachement.

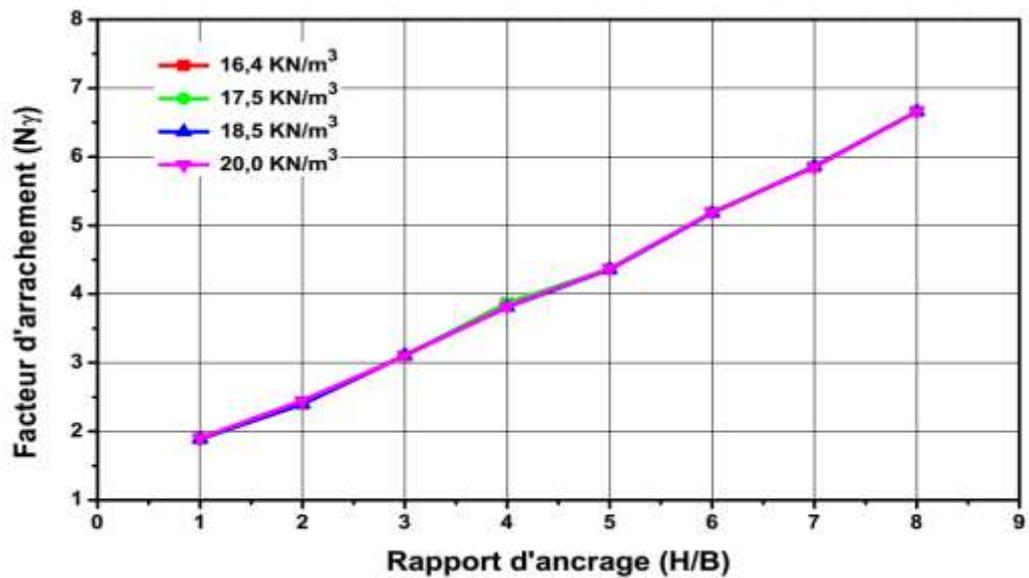


Figure 4.2 : Les courbes du facteur N_γ pour différentes densités en fonction du rapport d'ancrage.

Dans la figure 4.2, on a illustré la variation du facteur d'arrachement N_γ en fonction des rapports d'ancrages ($H/B = 1, 2, 3, 4, \dots, 8$) pour différentes valeurs de densité. On remarque une corrélation directe entre le facteur d'arrachement et le rapport d'ancrage. Cette relation est clairement linéaire. On note bien de la figure 4.3 que la densité n'influe pas sur le facteur d'arrachement N_γ et pour un même rapport d'ancrage on obtient les mêmes valeurs du facteur d'arrachement quel que soit la valeur de la densité du sable.

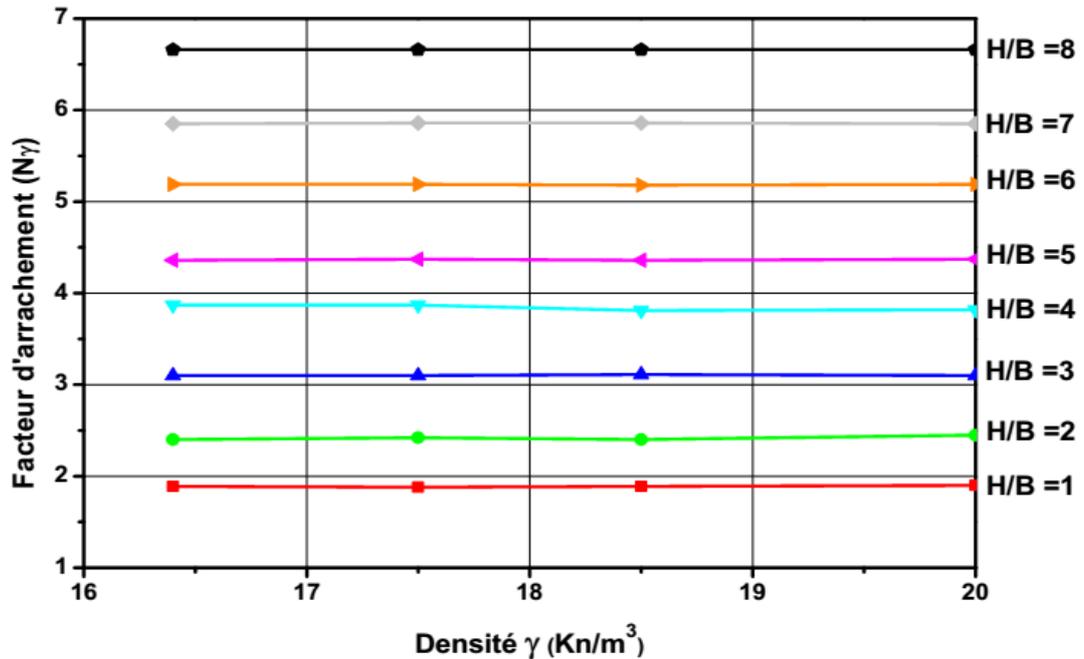


Figure 4.3 : La variation du facteur N_γ en fonction de la densité.

La figure 4.4 a et b représente la comparaison des courbes précédentes de la force d'arrachement avec les résultats de la centrifugeuse (1988) et Dickin (2007) pour deux rapports d'ancrage 3 et 7 respectivement. On remarque que l'évolution de la force d'arrachement suit la même tendance pour les différentes valeurs de densité ainsi que pour les résultats expérimentaux de Dickin (1988) et numérique en (2007). Cette superposition montre très clairement que le domaine plastique est large par rapport au domaine élastique, notamment pour les valeurs de force élevée, ce qui entrave la clarté du domaine élastique.

Pour les études faites sur l'ancrage superficielle ($H/B = 3$), on peut noter que :

- La force d'arrachement maximale calculée (1490 Kn) relative à la densité 20 Kn/m^3 est presque identique à ce obtenue par la centrifugeuse (1484 Kn).
- La force d'arrachement maximale calculée (1300 Kn) relative à la densité 17.5 Kn/m^3 est presque pareille à ce obtenue en (2007) par Dickin (1321 Kn).
- Il n'y a pas un écart considérable entre la majorité des valeurs de la force d'arrachement maximale calculée et ceux enregistrés par Dickin (1988) et (2007).

Pour les études faites sur l'ancrage profond ($H/B = 7$), on a observé que :

La force d'arrachement maximale calculé (6070 Kn) relative à la densité 17.5 KN/m^3 est proche de la valeur (5937 Kn) obtenue par Dickin (2007).

- Les valeurs de la force maximale calculée pour différentes densités du sable sont inférieures à la valeur de la force maximale obtenue par la centrifugeuse (1988).
- L'écart entre les deux valeurs de la force maximale obtenue par Dickin (1988) et (2007) est plus de 1300 Kn.
- L'écart entre la plus grande valeur des forces maximales (6550 Kn) calculées, et ce de la centrifugeuse (1988) est important.

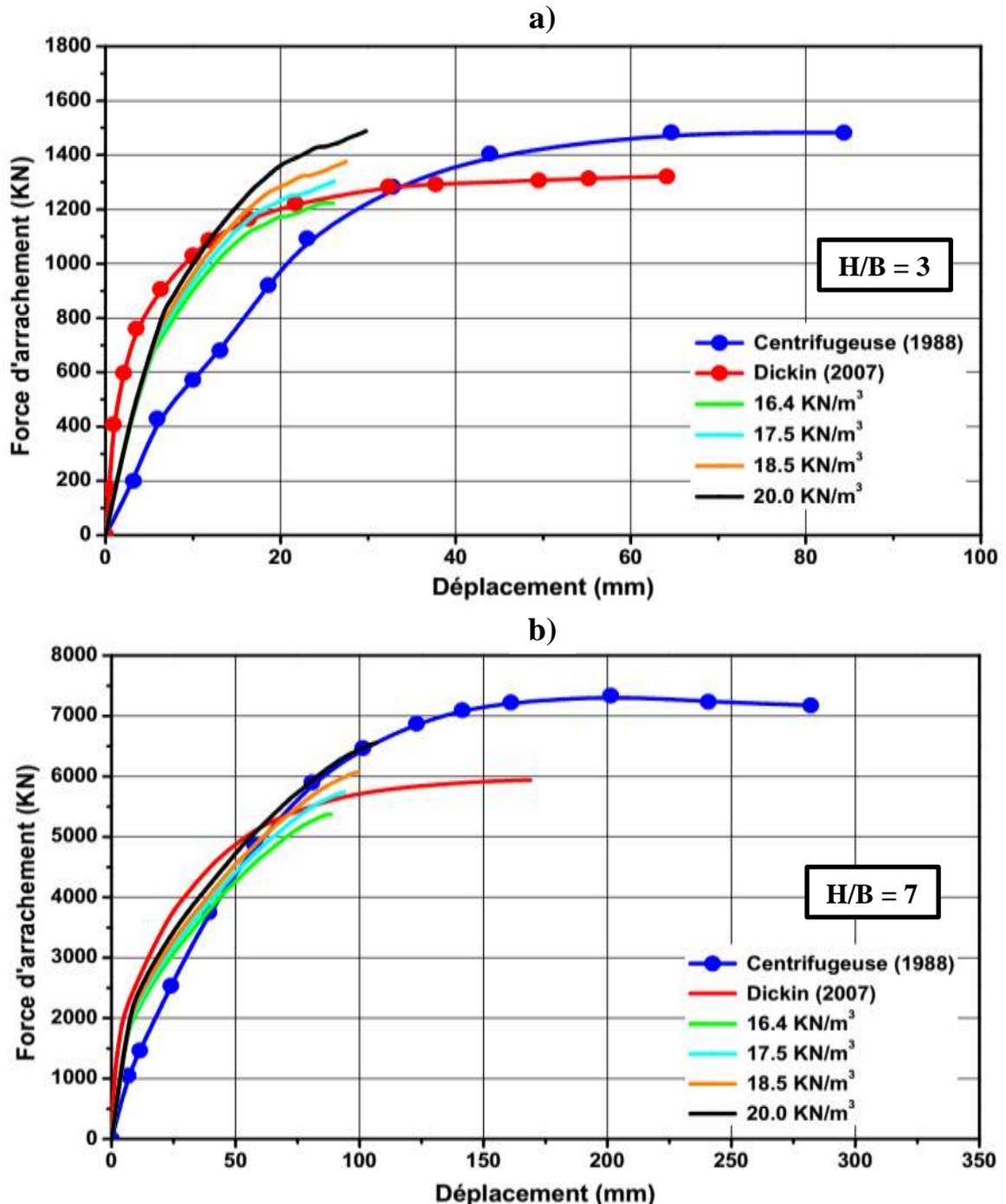


Figure 4.4 : Comparaison des résultats entre Plaxis et la centrifugeuse pour différentes valeurs de densité.

IV.2.2 Influence de l'angle de frottement du sol (φ) :

L'effet de l'angle de frottement sur la force d'arrachement ultime a été investigué par les simulations numériques d'une plaque ancrée dans un sable de poids volumique $\gamma = 16.4 \text{ KN/m}^3$ et angle de dilatance $\psi = 20^\circ$ avec une série de valeurs de 25° à 45° avec un incrément de 5° représentant l'angle de frottement interne du sol. L'analyse a été faite pour deux rapports d'ancrages ($H/B = 3$ et $H/B = 7$), correspondants aux ancrages superficielle et profond respectivement.

Les courbes obtenus par les simulations sont présentées dans la figure 4.5 a et b et les résultats enregistrés sont matérialisés dans le tableau 4.1(a) et (b). Nous pouvons faire les observations suivantes.

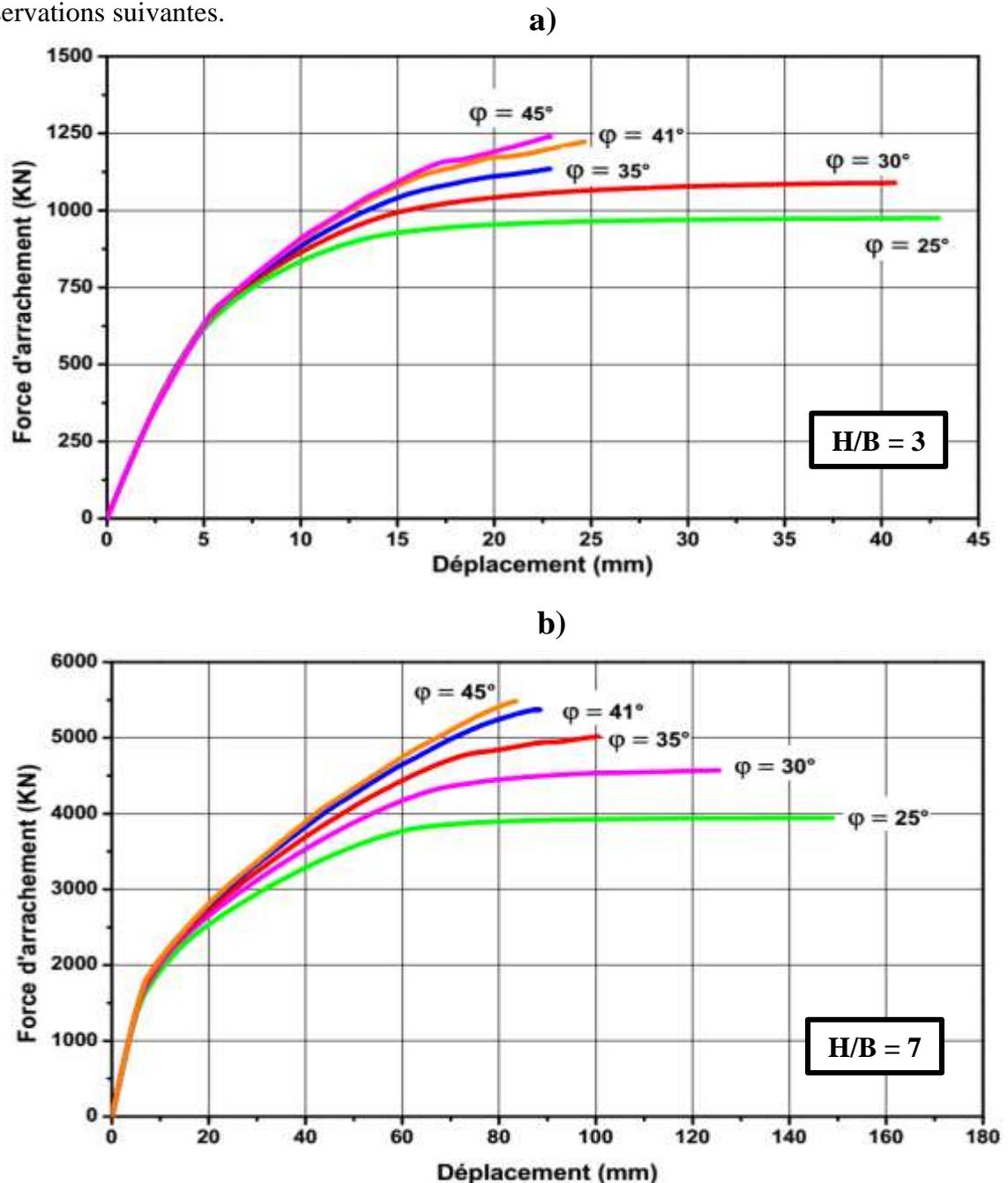


Figure 4.5 : Influence de l'angle de frottement sur la force d'arrachement.

Le comportement pendant le chargement initial élastique est linéaire dans ce domaine et conforme pour les différentes valeurs de (φ) dans la même profondeur d'ancrage.

Il est bien clair que le domaine plastique est altéré par la variation de l'angle de frottement. Il se diminue progressivement avec l'addition par incrément de (φ) notamment dans le cas où l'ancrage est profond correspond à la figure 4.1(b), de plus on observe aussi un recul régulière dans les valeurs des déplacements enregistrées à la rupture avec chaque augmentation de la valeur d'angle de frottement.

D'une manière générale, on peut déduire que la force d'arrachement maximale croît avec l'augmentation de l'angle de frottement dans les deux cas d'enfoncements.

Tableau 4.1 (a) Résultats de l'influence de (φ) pour $H/B = 3$

Angle de frottement ($^{\circ}$)	Force d'arrachement max (Kn)	Déplacement (mm)
25	975	42,9
30	1100	40,7
35	1140	22,9
41	1223	24,7
45	1240	22,9

(b) Résultats de l'influence de (φ) pour $H/B = 7$

Angle de frottement ($^{\circ}$)	Force d'arrachement max (Kn)	Déplacement (mm)
25	3950	209
30	4570	106
35	5020	101
41	5370	87,2
45	5480	83,6

La figure 4.6 et 4.7 montrent la variation du facteur N_{γ} avec l'angle de frottement φ et le rapport d'ancrage H/B respectivement. A travers ces résultats on remarque que le facteur d'arrachement N_{γ} se croît presque linéairement avec l'augmentation de φ .

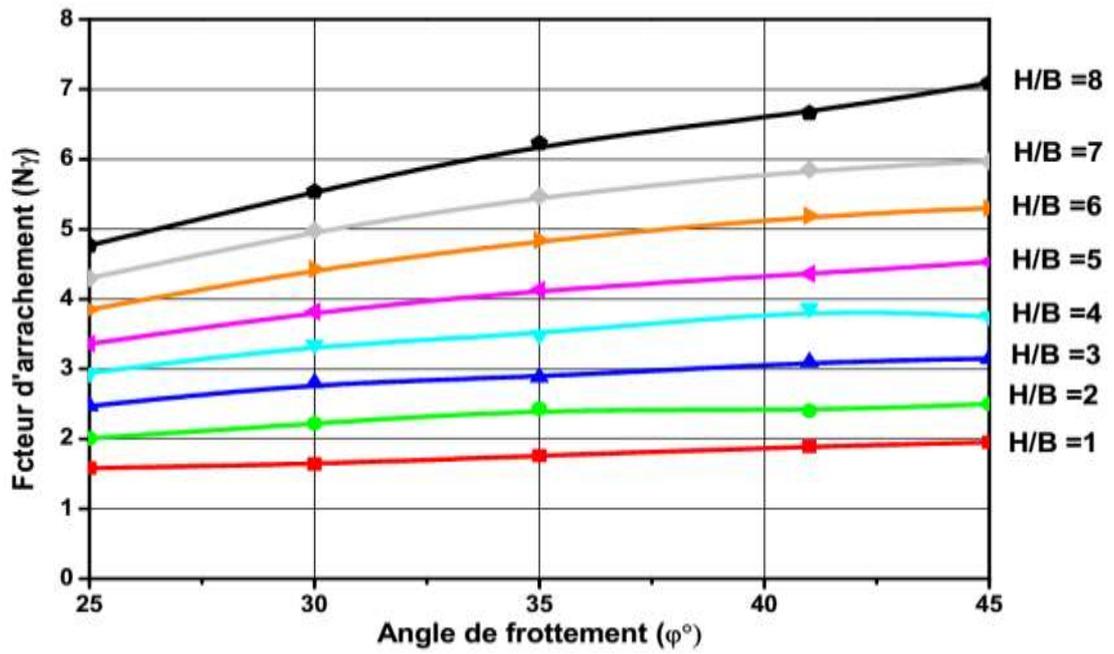


Figure 4.6 : La variation du facteur N_γ pour différents rapports d'ancrages en fonction d'angle de frottement.

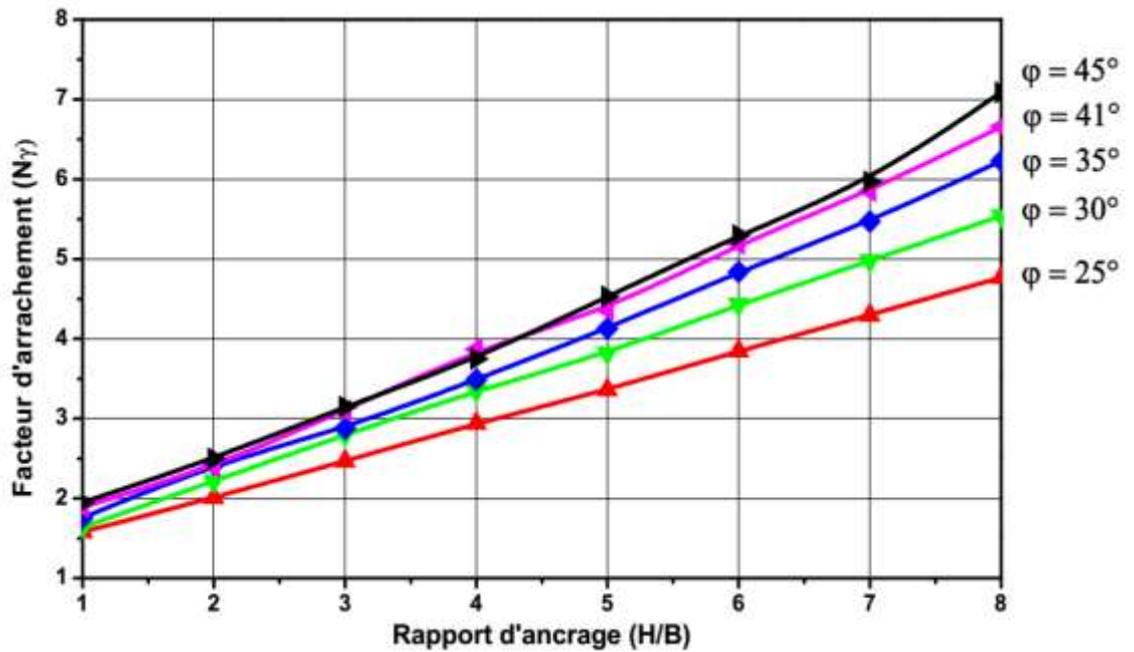


Figure 4.7 : La variation du facteur N_γ pour différentes valeurs d'angle de frottement en fonction du rapport d'ancrage.

Le tableau 4.2 récapitule tous les valeurs du facteur d'arrachement N_γ obtenu de notre travail sur l'influence de l'angle de frottement interne. A partir de ces résultats on peut signaler les commentaires suivants :

- Les valeurs de N_γ se croît horizontalement, verticalement et même diagonalement à partir de n'importe quelle case du tableau sous condition de ne pas suivre une orientation ou l'un des paramètres (φ) et (H/B) se décroît.
- l'écart entre les deux valeurs de N_γ relatives à un angle de frottement 25° et à un angle de frottement 45° , pour le même rapport d'ancrage, croît largement avec l'augmentation du rapport d'ancrage, considérablement plus important pour les valeurs de $(H/B) \geq 5$, ce qui nous conduit à conclure qu'à partir de cette profondeur l'ancrage peut être critique (vis-à-vis l'influence de φ).
- L'angle de frottement est très influent sur le facteur N_γ pour les rapports d'ancrages plus élevés. Outre, l'écart discuté dans l'observation précédente est très clair dans la figure 4.5, dans laquelle il est concrétisé par la pente des courbes, à titre d'exemple : l'écart entre $N_\gamma(45^\circ)$ et $N_\gamma(25^\circ)$ pour le premier rapport d'ancrage (écart.1 = 0,37) est à l'ordre de six fois de l'écart entre $N_\gamma(45^\circ)$ et $N_\gamma(25^\circ)$ pour le huitième rapport d'ancrage (écart.8 = 2,32).

Tableau 4.2 Valeurs de N_γ en fonction de (φ) et (H/B)

$(H/B) \backslash (\varphi^\circ)$	25	30	35	40	45
1	1,58	1,64	1,76	1,89	1,95
2	2,01	2,22	2,43	2,4	2,5
3	2,47	2,8	2,88	3,1	3,15
4	2,94	3,35	3,49	3,87	3,75
5	3,36	3,82	4,13	4,36	4,53
6	3,85	4,43	4,84	5,19	5,3
7	4,3	4,98	5,47	5,85	5,97
8	4,77	5,54	6,23	6,66	7,09

IV.2.3 Influence de l'angle de dilatance du sol (ψ) :

L'influence de l'angle de dilatance sur la force d'arrachement ultime a été étudié par les simulations numériques d'une plaque filante ancrée dans un sable identifié par les mêmes caractéristiques adoptés au modèle de validation, le poids volumique $\gamma = 16.4 \text{ KN/m}^3$ et l'angle de frottement interne $\varphi = 41^\circ$, avec une série de valeurs représentant l'angle de dilatance du sol ($\Psi=0^\circ$, $\Psi=\varphi/4$, $\Psi=\varphi/2$, $\Psi=3\varphi/4$ et $\Psi=\varphi$) avec un incrément de $(1/4)\varphi$. L'analyse a été faite pour plusieurs rapports d'ancrages ($H/B = 1, 2, 3$ jusqu'à $H/B = 8$).

La figure 4.8 a et b représente les résultats obtenus sous forme des courbes qui montrent la variation de la force d'arrachement en fonction des déplacements, pour les deux rapports d'ancrages 3 et 7 correspondants aux ancrages superficielle et profond respectivement et les valeurs de force maximale enregistrés sont concrétisés dans le tableau 4.3 (a) et (b). A partir de ces données ont peu ce qui suit :

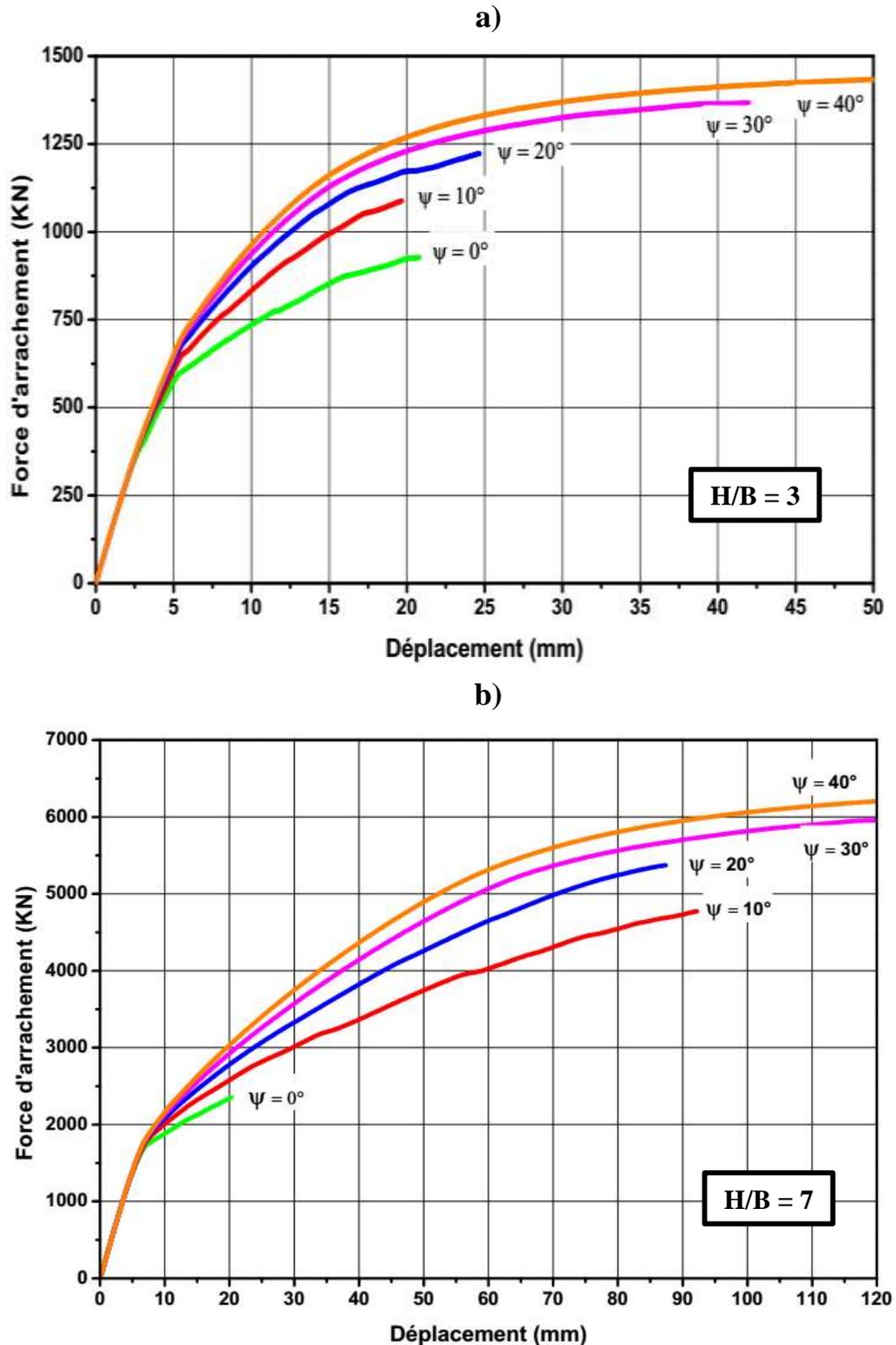


Figure 4.8 : Influence de l'angle de dilataance sur la force d'arrachement.

La surface de charge est distinguée par deux phases. La première, définie par un comportement élastique observé vue la linéarité des courbes, elles sont identiques pour toutes les valeurs de l'angle de dilatance (ψ). La phase élastique se limite à une force d'arrachement appliqué égale 360 Kn pour le cas de ($H/B = 3$) et 1720 Kn pour le cas de ($H/B = 7$).

La deuxième, définie par le début du comportement qui représente le domaine plastique où les courbes se diffèrent et commencent à diverger avec l'élévation régulière de la force inscrit ci-dessus pour les deux cas jusqu'on arrive à la rupture. A ce stade on registre la force d'arrachement ultime relative à chaque angle de dilatance. Nous concluons que la variation de l'angle de dilatance (ψ) n'a aucune influence significative sur le comportement élastique, mais la dilatance joue un meilleur rôle qu'on est dans le domaine plastique.

La force d'arrachement ultime croît avec l'augmentation de l'angle de dilatance. Outre, on observe aussi que le sable le plus dilatant est plus difficile à arriver à sa rupture qu'un sable moins dilatant, notamment pour les valeurs de ψ les plus élevées $\Psi = \frac{3}{4}\varphi$ et $\Psi = \varphi$.

Tableau 4.3 (a) Valeurs de la force ultime en fonction de (ψ) pour $H/B = 3$

Angle de dilatance ($^{\circ}$)	Force d'arrachement max (Kn)
0	928
10	1090
20	1220
30	1370
40	1470

(b) Valeurs de la force ultime en fonction de (ψ) pour $H/B = 7$

Angle de dilatance ($^{\circ}$)	Force d'arrachement max (Kn)
0	2350
10	4780
20	5370
30	6080
40	6560

La figure 4.9 et 4.10 montrent la variation du facteur N_γ en fonction de l'angle de dilataance Ψ et le rapport d'ancrage (H/B) respectivement. A travers ces résultats on remarque que le facteur d'arrachement N_γ se croît presque linéairement avec l'augmentation de Ψ . A l'exception, dans la figure 4.10 les points en couleur rouge non raccordés présente la variation oscillatoire dans les valeurs de N_γ avec ($\Psi = 0^\circ$) pour chaque rapport d'ancrage (1 à 8).

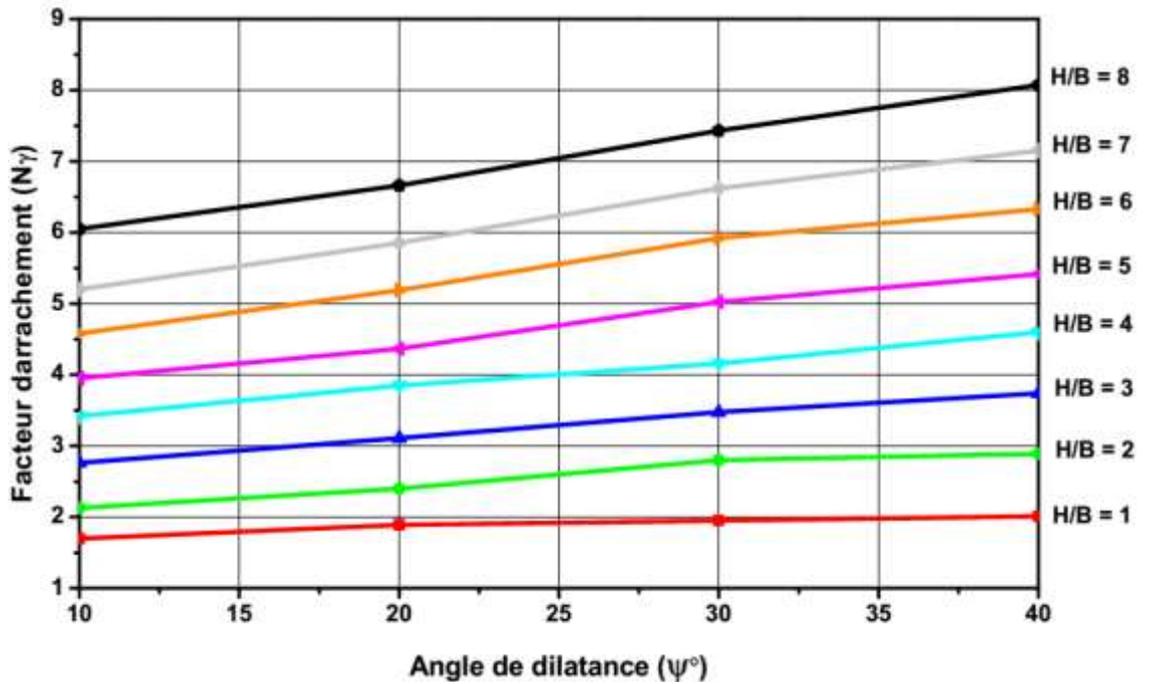


Figure 4.9: La variation du facteur N_γ pour différents rapports d'ancrages en fonction d'angle de dilataance.

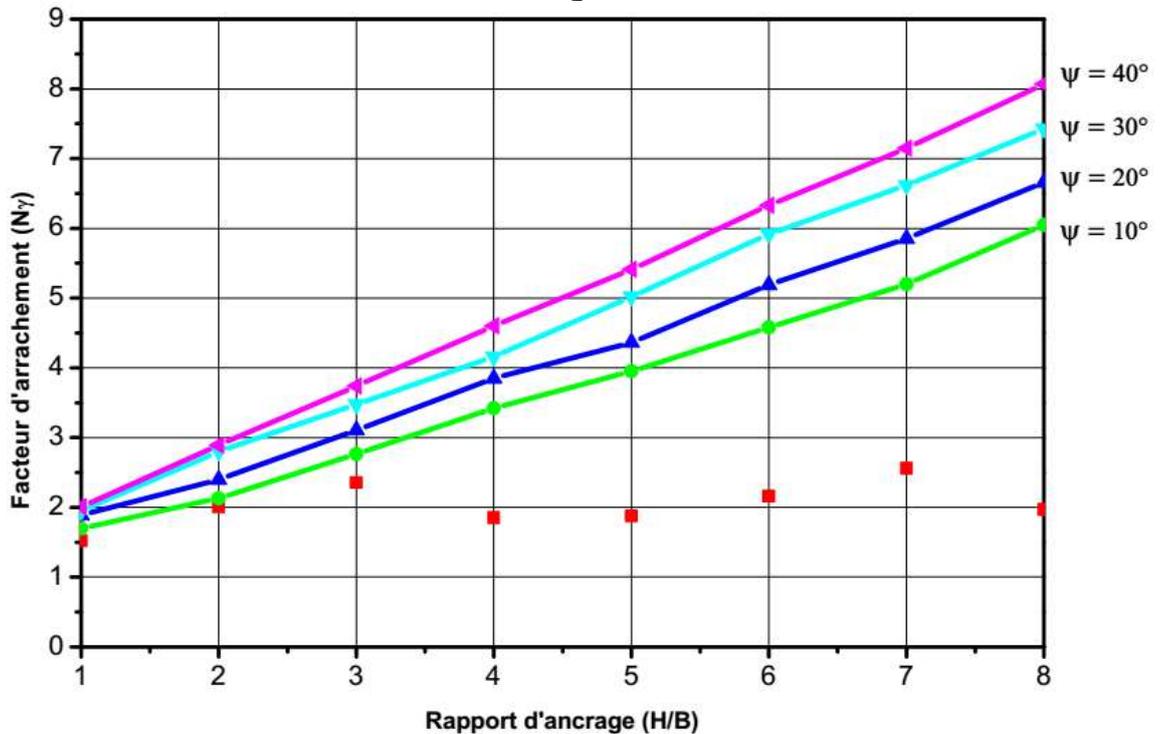


Figure 4.10 : La variation du facteur N_γ pour différentes valeurs d'angle de dilataance en fonction du rapport d'ancrage.

Le tableau 4.4 synthétise les valeurs du facteur d'arrachement N_γ obtenu de notre travail sur l'influence du paramètre de dilatance représenté par l'angle (ψ). A partir de ces résultats on peut signaler les commentaires suivants :

- l'écart entre N_γ relatif à un angle de dilatance de 10° et N_γ relatif à un angle de dilatance de 40° pour le même rapport d'ancrage croît largement avec la grandeur de l'enfoncement, à titre d'exemple : l'écart entre $N_\gamma(40^\circ)$ et $N_\gamma(10^\circ)$ pour le premier rapport d'ancrage (écart.1 = 0,31) est à l'ordre 650 % de l'écart entre $N_\gamma(40^\circ)$ et $N_\gamma(10^\circ)$ pour le huitième rapport d'ancrage (écart.8 = 2,02).
- L'angle de dilatance est très influent sur le facteur N_γ quand la plaque est enfoncée à des grandes profondeurs.

Tableau 4.4 Valeurs de N_γ en fonction de (ψ) et (H/B)

(H/B) \ (ψ°)	0	10	20	30	40
1	1,52	1,7	1,89	1,95	2,01
2	2,01	2,13	2,4	2,8	2,89
3	2,35	2,76	3,1	3,47	3,73
4	1,85	3,42	3,85	4,16	4,6
5	1,87	3,95	4,36	5,02	5,41
6	2,16	4,58	5,19	5,92	6,33
7	2,56	5,2	5,85	6,62	7,15
8	1,97	6,05	6,66	7,43	8,07

La figure 4.11 représente le champ de déformation (cisaillement maximal) relatif à une plaque d'ancrage enfoncée dans un sable pour différentes valeurs de (ψ). Les surfaces de rupture généralisée (\neq localisée) montrent que l'ancrage est superficiel (Meyerhof et Adams.1968, qui tient compte de la profondeur d'ancrage critique) pour les deux travaux et nous constatons une similitude de forme entre la présentation (a) et (b) obtenus respectivement avec le code Plaxis et Flac. On remarque que l'intensité des cisaillements se matérialise aux coins de la plaque soumis à l'arrachement et les déformations plastiques contenues à se produire avant la rupture, et bien que la rupture est toujours associées à une déformation plastique continue vers la surface. On observe que pour $\psi = 0^\circ$, les déformations plastiques s'accroissent verticalement suivant les axes des bords de la plaque et la surface de rupture forment un cylindre au-dessus de celle-ci. L'augmentation de l'angle de dilatance provoque l'inclinaison des deux axes qui limite la surface de rupture vers l'extérieures avec un angle allons à $\varphi/2$.

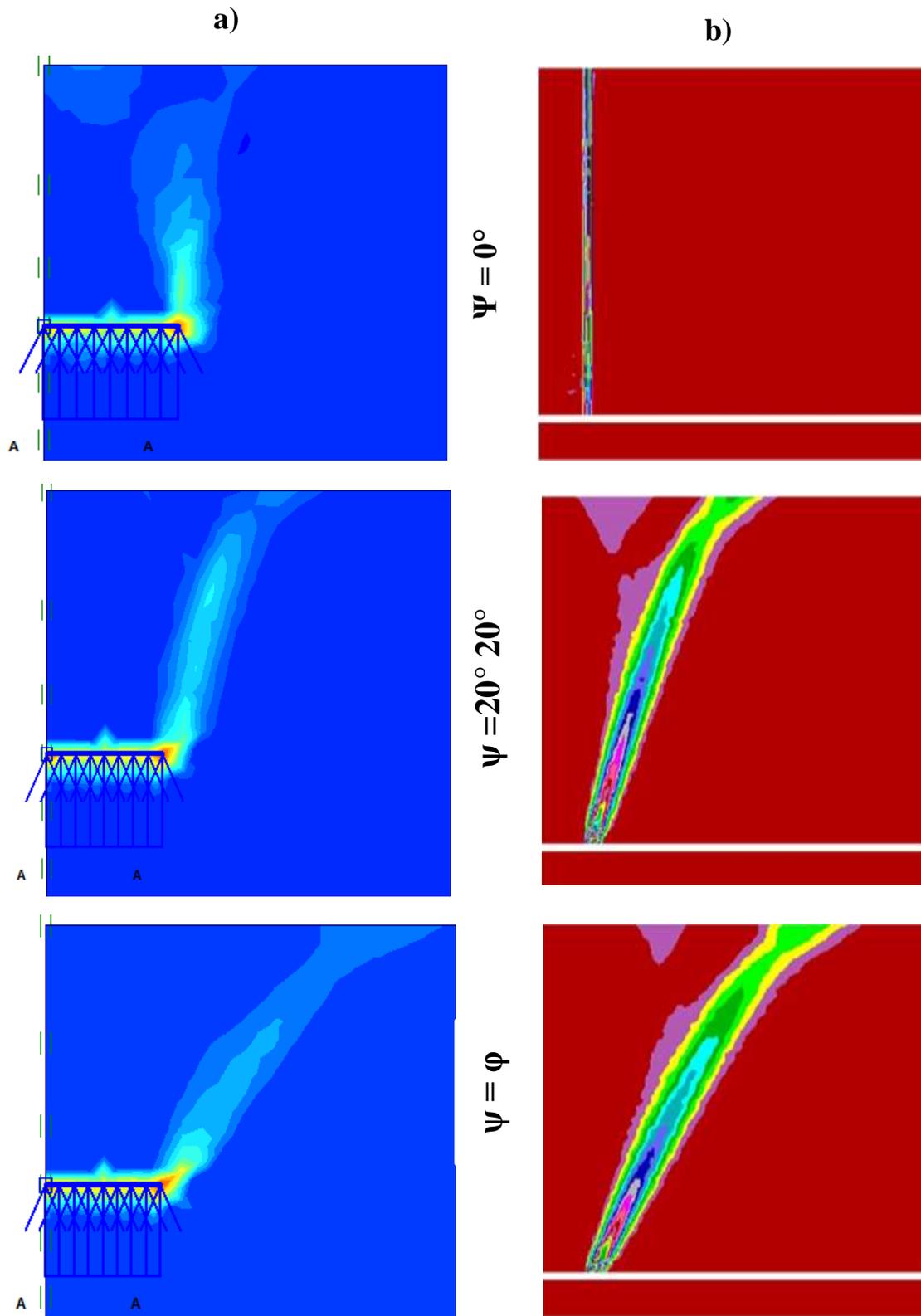


Figure 4.11 : L'effet de l'angle de dilataance sur le mécanisme de rupture.

a) Le présent travail (Plaxis)

b) Jim. Shiau en 2011 (Flac)

Conclusion :

On peut conclure que l'analyse numérique est la seule méthode qui permette de mener ce genre d'étude, dire que l'objectif voulu dans ce chapitre a été atteint. Les résultats obtenus pour les trois paramètres soumis à l'étude sont présentés sous forme de courbes et les valeurs calculées sont concrétisées dans des tableaux.

La force d'arrachement maximale est influencée par la variation de la densité du sable.

La variation de la densité n'affecte pas sur le facteur d'arrachement (N_v), mais il se croît progressivement avec l'augmentation du ratio d'ancrage et la courbe est identique pour n'importe quelle densité.

L'angle de frottement interne pour un sable dense est un paramètre substantiel pour la force d'arrachement maximale, il s'est avéré que l'augmentation de l'angle ϕ implique obligatoirement l'augmentation de la charge de rupture et particulièrement pour un grand rapport d'ancrage. Les résultats qui représentent la variation du facteur N_v en fonction de l'angle ϕ pour différents rapports d'ancrages montrent une très bonne concordance avec les résultats numériques d'autres articles publiés, notamment (Kumar et Kouzer) en 2008 et (Merifield et Sloan) en 2006.

La dilatance du sable joue un rôle important sur l'évolution du facteur d'arrachement N_v , elle existe une corrélation directe entre l'augmentation de (ψ) et le croisement du facteur N_v .

CONCLUSION GENERALE

Les plaques d'ancrages représentent l'un des plus intéressants axes de recherche en géotechnique. Elles font l'objet de plusieurs études à travers le monde notamment en Asie. Étant donné que la majorité des travaux antérieurs est basée sur les méthodes analytiques et les expérimentations en laboratoire, les travaux de recherche récents font recours aux analyses numériques, en différences et en éléments finis, surtout avec la révolution survenue dans le domaine informatique. La résistance au soulèvement, le mécanisme de rupture, les lois de comportement et l'évolution du champ de déplacement et de déformation durant le processus d'arrachement des plaques sont les principaux thèmes de recherche. L'objectif du présent mémoire était d'évaluer numériquement la capacité d'ancrage et l'influence des paramètres géotechniques et géométriques en utilisant le code Plaxis2D en éléments finis.

La synthèse bibliographique menée par le premier chapitre a permis de mettre en évidence les observations suivantes :

- Les plaques d'ancrages sont fabriqués en acier ou en béton de forme circulaire, carré et rectangulaire, elles peuvent être placées horizontalement, verticalement, ou dans une position inclinée à savoir l'orientation des charges et le type de structure support.
- La capacité d'arrachement nette est en fonction du poids effective du sol situé dans la zone de rupture et la résistance au cisaillement développée le long de la surface de rupture" (Das 1990).
- Les méthodes de calculs théoriques, expérimentales et numériques sont indissociables, elles se complètent mutuellement.
- L'analyse à l'aide du Plaxis2D représente une approche simplifiée de la réalité géométrique et géo-mécanique de l'ouvrage.

Dans la deuxième partie de ce travail liée à la simulation, nous avons brièvement décrit le code de calcul Plaxis2D en éléments finis avec les modèles disponibles. Ensuite une étude numérique a été effectuée en utilisant ce code et en choisissant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb.

Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

- La force de soulèvement maximale est étroitement liée à l'augmentation du rapport d'ancrage, en effet la force d'arrachement est d'autant plus grande que la profondeur d'ancrage l'est aussi.
- Les valeurs de force d'arrachement ultimes obtenues pour un sable dense sont presque voisines de 200% par rapport à celles parvenues pour un sable lâche, dans un même niveau d'ancrage.
- Les résultats de la force d'arrachement en utilisant le modèle de comportement Mohr-Coulomb montrent une bonne concordance avec ceux obtenus par (Dickin et al. 2007) en utilisant le modèle (HSM), en effet dans un sable dense et pour les deux rapports d'ancrages ($H/B = 3$ et $H/B = 7$), l'écart entre les forces maximales calculées est inférieur à 10%.
- La modélisation des plaques d'ancrages avec le code Plaxis2D et en utilisant le critère Mohr-Coulomb fournit des résultats très satisfaisants, comparés à l'expérimental.
- L'angle de frottement interne pour un sable dense est un paramètre substantiel pour la force d'arrachement maximale, il s'est avéré que l'augmentation de l'angle ϕ implique obligatoirement l'augmentation de la charge de rupture et particulièrement pour un grand rapport d'ancrage.
- Les résultats qui représentent la variation du facteur N_y en fonction de l'angle ϕ pour différents rapports d'ancrages montrent une très bonne concordance avec les résultats numériques publiés (notamment (Kumar et Kouzer) en 2008 et (Merifield et Sloan) en 2006).
- La dilatance du sable joue un rôle important sur l'évolution du facteur d'arrachement N_y , il existe une corrélation directe entre l'augmentation de (ψ) et le croisement du facteur N_y .

En fin, il est recommandé de faire une étude numérique plus approfondie, en prenant en compte l'effet de la troisième dimension pour plusieurs positions d'ancrages ainsi que celui des efforts sismiques.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Adel Hanna• Farhana Rahman• Tahar Ayadat. 2011. Passive earth pressure on embedded vertical plate anchors in sand. Springer. *Acta Geotechnica* (2011) 6:21–29.

Braja M.Das. “Earth Anchors” J.Ross Publishing edition, First published Book 2007.

Balla, A. 1961. The resistance to breaking out of mushroom foundations for pylons. In Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, Vol. 1, pp. 569–576.

Dickin, E.A. 1988. Uplift behaviour of horizontal anchor plates in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(11): 1300-1317.

E.A. Dickin, M. Laman, (2007). Uplift response of strip anchors in cohesionless soil, (ELSEVIER) *J. Adv. Eng. Softwares* 1 (38) 618–625.

Faisal Hj Ali, Bujang B.K. Huat, Lee Chee Hai. 2008. Influence of Boundary Conditions on the Behavior of an Anchored Reinforced Earth Wall. *American Journal of Environmental Sciences* Vol.4 (4): 289-296.

H. Niroumand, Kh. A. Kassim . 2010. Uplift Response of Horizontal Strip Anchor Plates in Cohesionless Soil .*EJGE*. Vol. 15 [2010], Bund.P: 1967-1975.

H. Niroumand, Kh. A. Kassim . 2010. Analytical and Numerical Study of Horizontal Anchor Plates in Cohesionless Soils.*EJGE*. Vol. 15 [2010], Bund. P :281-292.

Hamed Niroumand and Khairul Anuar Kassim. 2011. Uplift response of square anchor plates in dense sand. *International Journal of the Physical Sciences* Vol. 6(16), pp. 3939-3943,

H. Niroumand*, Kh. A. Kassim and R. Nazir. 2011. Uplift response of symmetrical circular anchor plate in sand. *African Journal of Agricultural Research* Vol. 6(28), pp. 6057-6063,

H. Abbad, M. Meghachou, C. Dekar, S.M. Daoud, P. Vacher. Effets d'interference des zones de rupture des plaques d'ancrage contigües en milieu analogique. 1st International Conference on Civil Engineering, 8-9 May 2012, Laghouat University, Algeria ICCE'2012

- H.ABBAD.** 2012.interaction des zones de rupture des plaques d’ancrage voisines en milieu analogique. XXXe Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie, 6 au 8 jun 2012.
- Ilamparuthi K, Dickin EA, Muthukrisnaiah K** (2002) Experimental investigation of the uplift behavior of circular plate anchors embedded in sand. *Can Geotech J* Vol.39 p:648–664.
- Jyant Kumar, Manas Kumar Bhoi** (2009).Interference of Multiple Strip Footings on Sand Using Small Scale Model Tests. *Geotech Geol Eng* (2008) 26:469–477.
- Jyant KumarÆ Manas Kumar Bhoi.** 2009. Vertical Uplift Capacity of Equally Spaced Multiple Strip Anchors in Sand.Springer. *Geotech Geol Eng* (2009) 27:461–472.
- Jim S. Shiau,** 2011. Modeling Uplift of Plate Anchor. 2nd International FLAC/DEM Symposium.14-16 February 2011 in Melbourne, Australia
- Kumar J.** 2006. UPLIFT RESPONSE OF STRIP ANCHORS IN SAND USING FEM. *Iranian Journal of Science & Technology, B, Engineering, Vol. 30, No. B4* p: 474-486
- Kumar J, Kouzer KM** (2008) .Vertical uplift capacity of horizontal anchors using upper bound limit analysis and finite elements. *Can Geotech J.* Vol 45(5):698–704.
- K.M. Kuzer, J. Kumar,** (2009). Vertical uplift capacity of two interfering horizontal anchors in sand using an upper bound limit analysis, *J. Comput. Geotech.* 1 (36) (2009) 1084–1089.
- MEYERHOF G.C & ADAMS S.I.,** The ultimate uplift capacity of foundations, *Can Geotech. J,* vol. 5, n° 4, **1968**, p. 225-244.
- Murray EJ, Geddes JD** (1987) Uplift of anchors plates in sand. *J Soil Mech Found Eng Div ASCE* Vol.113 (GT3):201–215.
- Murray, E.J., and Geddes, J.D.** 1989. Resistance of passive inclined anchors in cohesionless medium. *Géotechnique,* Vol 39(3): 417–431.
- Merifield. R.S, Sloan.S.W,** (2006). “The Ultimate Pullout Capacity of Anchors in Frictional Soils.” *Can. Geotech. J,* Vol.43 p: 852-866.
- Rowe. R.K & Davis. E.H** (1982), The behaviour of anchor plates in sand. *Can. Geotech. J.* Vol 32, No. (1) 1982 p.25–41.

Richard Simon Merifield (2002)- Numerical modelling of soil anchors. (PHD) University of Newcastle.

Subba Rao, K. S. & Kumar, J. (1994). Vertical uplift capacity of horizontal anchors, Journal of Geotech. Engrg. ASCE, USA, 120(7), 1134-47.

Saeedy. H.S (1987), Stability of circular vertical anchors. Can Geotech J 24(3) p:452–456.

S. Frydman, I. Shamam, Pullout capacity of slab anchors in sand, Can. Geotech. J. 26 (1989) 385–400.