

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



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

Thèse présentée en vue de l'obtention
du diplôme de
Doctorat en sciences en : Génie Civil

Option : Interaction sol-structures

**Evaluation numérique des pressions active et passive sur les
structures de soutènement rigide**

Présentée par :
MEFTAH Abdelmadjid

Soutenue publiquement le 13 / 12 / 2018

Devant le jury composé de :

Dr. TATI Abdelouahab	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. BENMEBAREK Naima	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. ABECHE Khelifa	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. LAHBARI Nouredine	Professeur	Examineur	Université de Batna

REMERCIEMENTS

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce travail.

J'adresse mes plus sincères remerciements à ma directrice de thèse, madame la professeure Naïma Benmebarek, pour la confiance qu'elle m'a accordée en acceptant d'encadrer mon travail de magister et ce travail de doctoral, pour ses multiples conseils et pour toutes les heures qu'elle a consacrées à diriger cette recherche. Je souhaiterais exprimer ma gratitude à Monsieur le Professeur Sadok Benmebarek pour diriger travaux de thèse avec beaucoup de disponibilité, de tact et d'intérêt. Il m'a toujours accordé généreusement le temps nécessaire pour partager avec moi ses idées et sa grande expérience.

Je tiens aussi à remercier le Professeur TATI Abdelouahab de l'Université de Biskra pour m'avoir fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de cette thèse. Je remercie aussi les Professeurs ABBECHE Khelifa (Université de Batna) et LAHBARI Noureddine (Université de Batna), d'abord pour m'avoir fait honneur en acceptant de participer au jury de cette thèse, et aussi pour le temps et l'intérêt qu'ils ont porté à cette recherche en acceptant d'examiner ce travail.

Je remercie aussi toute ma famille pour m'avoir soutenu durant toutes ces années de préparation de cette thèse, mes frères, mes sœurs et ma femme

Un remerciement particulier est réservé pour ceux et celles qui m'ont encouragé à réaliser cette thèse.

Enfin, Je dédie ce travail: à Mon fils (Mounib), à Ma mère qui m'a entouré d'amour, d'affection et qui fait tout pour ma réussite.

RESUME

Compte tenu la variabilité de la géométrie de la structure de soutènement, de comportement du sol environnant et encore les processus du creusement lors de l'évaluation des pressions des terres engendrés par l'installation d'une structure de soutènement, les méthodes numériques deviennent de plus en plus indispensables en phase de dimensionnement.

Les ingénieurs ont traditionnellement calculé les pressions active et passive de terre contre les structures rigides en utilisant la théorie de Coulomb ou la formulation de Rankine. Tous les deux supposent que la distribution des pressions active et passive de terre exercées contre la structure de soutènement est triangulaire quelle que soit la géométrie de ces structures.

Depuis plus d'un demi-siècle, Terzaghi (1943) a ramené l'étude de la distribution de pression active des terres exercée contre l'écran de soutènement, au problème axisymétrie. Partant de la même idée, de nombreux chercheurs, ont proposé des méthodes empiriques ou expérimentales. Cependant, la pression des terres derrière ces types des structures de soutènement reste très complexe.

Dans ce contexte, l'objet de la présente étude est une contribution à une meilleure compréhension de la répartition des pressions des terres active et passive agissant sur l'écran rigide, vertical et circulaire en utilisant le code de différences finies Flac-2D.

Les résultats montrent que la distribution des pressions actives est non linéaire avec la profondeur d'excavation, tant pour la géométrie d'écran (Diamètre et Hauteur) que pour les caractéristiques mécaniques du sol à l'exception des angles de frottement du sol inférieurs ou égaux à 10° où la distribution de pression active est linéaire. La distribution des pressions passives est linéaire avec la profondeur d'excavation, tant pour les caractéristiques mécaniques du sol que pour la géométrie d'écran (Diamètre et Hauteur).

Les résultats numériques sont discutés et comparés aux résultats expérimentaux les plus récents et aux solutions théoriques.

Mots clés: Ecran rigide vertical et cylindrique; Effet de voute; Pression de terre on condition axisymétrie; Modélisation numérique; Sol; Plasticité.

ABSTRACT

Considering the variation in the geometry of retaining wall, the behaviour of surrounding soils, the excavation process and to evaluate the earth pressures generated by an underground construction, numerical methods are becoming more and more widespread for design.

Engineers have traditionally calculated the active and passive earth pressures against rigid walls using Coulomb's theory or Rankine's formulation. Both assume that the distribution of the active and passive earth pressures exerted against the wall is triangular whatever the geometry of these retaining walls.

For more than half a century, Terzaghi (1943) has proposed an approximate solution for determining the earth pressure acting on a vertical shaft by means of an axisymmetric geometry. Starting from the same idea, many researchers have proposed experimental or theoretical methods. However, the earth pressure behind these types of shaft is very complex. In this context, the subject of this thesis is a contribution to a better understanding of the distribution of earth pressure (active and passive) acting on the rigid, vertical and circular wall using the finite difference code Flac-2D for two-dimensional axisymmetric conditions.

The results showed that the distribution of the active earth pressure is not linear with increasing excavation depth both the shaft geometry and the soil properties. Except: the active pressure is linear when friction angles of the soil that are less than, or equal to 10° . The distribution of the passive earth pressure is linear with increasing excavation depth both the shaft geometry and the soil properties.

Numerical results are discussed and compared with recent experimental results and theoretical solutions.

Key words: Rigid vertical and circular shaft; Arching effect; Axisymmetric earth pressure; Numerical modeling; Soil; Plasticity.

ملخص

إن أخذنا بعين الإعتبار اختلاف هندسة الجدران الساندة، سلوك التربة المحاطة بالجدار و مختلف طرق الحفر عند تقدير أو حساب ضغوط التربة الناتجة عن إنشاء الجدران الساندة، تصبح الطرق العدادية ملزمة أكثر فاكثراً.

يقوم المهندسون عادة بحساب الضغوط الفعالة و الغير فعالة المطبقة على الجدران الصلبة الساندة للتربة باستخدام ام نظرية كولومب Coulomb أو رانكين Rankine و كلاهما يفترض أن توزيع الضغوط الفعالة و الغير فعالة ضد الجدران الساندة للتربة هو مثلثي مهما تكن هندسة هذه الجدران.

على مدى أكثر من نصف قرن، أعاد Terzaghi (1943) دراسة توزيع ضغط التربة الفعال المطبق على الجدار الصلب، العمودي و الدائري باستخدام التناظر المحوري.

بدءاً من نفس الفكرة، اقترح عدد كبير من الباحثين طرقاً تجريبية أو نظرية. و مع ذلك، فإن ضغط التربة على هذا النوع من الجدران لا يزال معقداً للغاية.

ففي هذا السياق، فإن موضوع هذه الأطروحة هو مساهمة في فهم أفضل لتوزيع ضغط التربة (الفعال و الغير فعال) على الجدار الصلب، العمودي و الدائري باستخدام برنامج Flac-2D الذي يعتمد على طريقة عددية في التحليل و هي طريقة الفروق المحدودة.

أظهرت النتائج أن توزيع ضغط التربة الفعال غير خطي مع زيادة عمق الحفر لكل من خصائص التربة و هندسة الجدران (القطر و الارتفاع) ما عدا: الضغط الفعال يكون خطياً بالنسبة لزوايا احتكاك التربة التي تكون أقل من أو تساوي 10° .

كما انها أظهرت ان توزيع ضغط التربة الغير فعال يكون خطي مع زيادة عمق الحفر لكل من خصائص التربة و هندسة الجدران (القطر و الارتفاع)

تتم مناقشة النتائج العددية ومقارنتها بالنتائج التجريبية الحديثة و الحلول النظرية.

كلمات مفتاحية: عمود عمودي صلب وأسطواني، التناظر المحوري لضغط التربة، النموذج الرقمي، التربة، اللدونة، تأثير التقوس.

SOMMAIRE

NOMENCLATURE	i
LISTE DES FIGURES	ii
LISTE DES TABLEAUX	v
INTRODUCTION GENERALE.....	1

CHAPITRE 1

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES STRUCTURES DE SOUTÈNEMENT

1.1. Introduction.....	3
1.2. Rappels sur les pressions latérales de la terre.....	3
1.3. Principe du soutènement.....	8
1.4. Différents méthodes de construction des écrans circulaires	9
1.4.1. Paroi de pieux sécants.....	10
1.4.2. Parois de palplanche.....	12
1.4.3. Parois berlinoises.....	14
1.4.4. Parois moulées & barrettes.....	15
1.5. Paramètres qui influencent le comportement d'une structure de soutènement.....	17
1.6. Conclusion.....	18

CHAPITRE 2

POUSSEE SUR LES ECRANS DE SOUTÈNEMENTS EN CONDITION AXISYMETRIE

2.1. Introduction.....	19
2.2. Problèmes axisymétries.....	19
2.2.1. Les Equations appliquées aux problèmes axisymétries plans.....	20
2.2.2. Modèle axisymétrie 2D.....	21
2.3. Les méthodes de calcul.....	22
2.3.1. Méthodes théoriques.....	22
2.3.1.1. Méthode d'équilibre limite.....	22
2.3.1.1.1. Terzaghi (1943).....	22
2.3.1.1.2. Prater (1977).....	25
2.3.1.2. Méthode des lignes de glissement.....	31
2.3.1.2.1. Berezantzev (1958).....	31
2.3.1.2.2. Cheng et Hu (2005).....	33
2.3.2. Méthodes expérimentales.....	40
2.3.2.1. Walz (1973).....	40
2.3.2.2. Lade et al. (1981).....	42
2.3.2.3. Fujii et al (1994).....	43
2.3.2.4. Ueno et al. (1996).....	45

SOMMAIRE

2.3.2.5. Herten et Pulsfort (1999).....	48
2.3.2.6. Imamura et al. (1999).....	50
2.3.2.7. Chun et Shin (2006).....	51
2.3.2.8. Tatiana Tobar and Mohamed A. Meguid (2011).....	53
2.3.2.9. Kim et al (2013).....	55
2.4. Conclusion	56

CHAPITRE 3

PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION ET MODELES DE COMPORTEMENT

3.1. Introduction.....	58
3.2. Présentation de l'outil de simulation numérique Flac 2D.....	58
3.2.1. Description du code de calcul.....	59
3.2.1.1. Méthode des différences finies.....	59
3.2.1.2. Analyse Lagrangienne.....	59
3.2.1.3. Eléments d'interface.....	60
3.2.1.4. Principe de calcul.....	60
3.2.1.5. Analyse axisymétrie avec Flac.....	61
3.3. Les modèles de comportement mécanique dans le logiciel Flac 2D.....	62
3.3.1. Modèles du comportement élasto-plastique.....	62
3.3.2. Modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.....	67
3.4. Conclusion.....	68

CHAPITRE 4

EVALUATION NUMERIQUE DES PRESSIONS ACTIVE ET PASSIVE SUR LES STRUCTURES DE SOUTÈNEMENT RIGIDES

4.1. Introduction.....	69
4.2. Travaux antérieurs.....	69
4.3. La procédure de modélisation proposée.....	72
4.4. Validation de la procédure de simulation sur un cas de référence.....	72
4.4.1. L'étude expérimentale rapportée par (Tobar et Meguid 2011).....	72
4.4.2. L'étude expérimentale rapportée par (Cho et al 2015).....	80
4.5. Étude paramétrique.....	83
4.5.1. Effet du diamètre de l'écran.....	85
4.5.2. Effet de l'angle de frottement interne du sol.....	85
4.5.3. Effet de l'interface écran-sol.....	89
4.5.4. Effet de la hauteur de l'écran.....	89
4.5.5. Effet de variation de coefficient de pression.....	89
4.5.6. Effet d'excavation progressif.....	93
4.6. Conclusion.....	94
CONCLUSION GENERALE.....	96
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	99

NOMENCLATURE

Les notations sont expliquées au fur et à mesure de leur introduction dans le texte. Certaines, notamment celles liées à un paramètre dimensionnel, peuvent changer selon les auteurs et les méthodes. On ne rappelle ici que les notations faisant références et celles introduites pour les besoins de l'analyse des résultats et des calculs.

C: Cohésion du sol

E: Module de Young

EI: Produit d'inertie

G: Module de cisaillement

I: Moment d'inertie

K₀: Coefficient des terres au repos

K_a: Coefficient de poussée des terres

K_n: Rigidité de cisaillement

K_p: Coefficient de butée des terres

K_s: Rigidité de l'interface

K_v: Module volumique

φ : Angle de frottement interne du sol

μ : Coefficient de frottement réel d'interface

σ_a : Contrainte axiale

σ_h : Contrainte totale horizontale

σ'_h : Contrainte effective horizontale

σ' : Contrainte totale verticale

σ_{v0} : Contrainte totale verticale initiale

σ'_{h0} : Contrainte effective horizontale initiale

$\sigma_{x,y}$ ou σ_n : Contrainte normale

ψ : Angle de dilatance du sol

δ : Angle de frottement de l'interface

γ : Poids volumique

ν : Le coefficient de Poisson de sol.

LISTE DES FIGURES

Numéro de la figure	Designation Des Figures	Page
Figure 1.1	Développement des pressions actives et passives de la terre	4
Figure 1.2	Evolution du coefficient K_0 lors d'un cycle chargement, déchargement, rechargement	5
Figure 1.3	Pression active de la terre	6
Figure 1.4	Pression passive de la terre	6
Figure 1.5	Cas du mur avec frottement	8
Figure 1.6	Vue en plan. a- Une armure conventionnelle b- Le profil en acier [Lindquist et Jameson 2011]	10
Figure 1.7	Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants	10
Figure 1.8	a- Vibrator Hammer. b- Vibrator accroché. c- Vibrator sur l'équipement auto-transportable. d- à percussion ou le frapper. [Ischebeck (2014)].	13
Figure 1.9	L'accès Pique projet de drainage du tunnel "émissaire Rosedale" à Auckland, Nouvelle-Zélande. 14m de diamètre. [Wallis 2009].	13
Figure 1.10	Schéma mur Berlins. [Errazuriz 2009].	14
Figure 1.11	Parois moulées	15
Figure 1.12	Représentation schématique d'une paroi moulée	16
Figure 1.13	Technique d'excavation de parois moulées	16
Figure 1.14	Schéma des éléments d'un écran construit par la technique tranchée successives	17
Figure 2.1	Problème axisymétrie	19
Figure 2.2	Une section transversale d'un cylindre pressurisé intérieurement	20
Figure 2.3	Une géométrie axialement symétrique mais avec un chargement non axisymétrie	20
Figure 2.4	Composantes de contraintes dans des problèmes axisymétries	21
Figure 2.5	Exemple sur un modelé axisymétrie	22
Figure 2.6	(a et b) Contraintes agissantes sur les côtés d'une particule du sol situé à une distance arbitraire r à partir de l'axe d'un écran; (C et d) Illustrant les hypothèses de calcul de la pression des terres [D'après Teraghi 1943]	23
Figure 2.7	(a) Pression des terres normalisée par rapport à la profondeur normalisée (b) Étendue normalisée de la zone plastique par rapport à la profondeur normalisée ($c = 0$) [D'après Teraghi (1943)]	25
Figure 2.8	Modèle de rupture supposé pour un écran ancré dans un sol sans cohésion et les forces agissantes sur la masse glissante [Adaptée par Prater (1977)]	26
Figure 2.9	Modèle de rupture supposé pour un écran ancré dans un sol cohésion et les forces agissantes sur la masse glissante [Adaptée par Prater (1977)]	26
Figure 2.10	Méthode de calcul de la pression de la terre selon Steinfeld (1958) $\delta F \approx T\delta\theta$, $\delta P + \delta F = \delta W \tan(\alpha + \varphi)$	27
Figure 2.11	Répartition de la pression active des terres, cohésion nul ($c = 0$) [D'après Prater 1977]	29
Figure 2.12	Répartition de la poussée pour un sol pulvérulent, compte tenu $\lambda=1$ et $\lambda=K_0$ [D'après Prater 1977]	30

LISTE DES FIGURES

Figure 2.13	Pressions agissant sur un écran de soutènement cylindrique [Adapté par Berezantzev 1958]	31
Figure 2.14	Le modèle d'analyse d'écran de soutènement circulaire	32
Figure 2.15	Distribution de la pression de la terre à l'aide de la solution simplifiée de la ligne de glissement ($c = 0$) [D'après Berezantzev (1958)]	33
Figure 2.16	Système de coordonnées cylindriques et composantes de contraintes [D'après Chenget Hu(2005)]	34
Figure 2.17	(a) Cercles de Mohr en condition de rupture (B) Convention de signer et notation [D'après Chenget Hu(2005)]	34
Figure 2.18	Mode élastique : (a) Mode A, $\sigma_1 - \sigma_r = \max$, (b) Mode B, $\sigma_v - \sigma_r = \max$, (C) Mode C, $\sigma_r - \sigma_v = \max$ [D'après par Wong et Kaiser(1988)]	35
Figure 2.19	Variation de pression des terres active avec h/r [D'après par Chenget Hu(2005)]	37
Figure 2. 20	Distributions de la pression des terres sur un écran de profondeur h , de rayon a , en sol sans cohésion($c = 0$) et sans surcharge ($q = 0$)	38
Figure 2. 21	Modél d'écran utilisé en cas de sinking technique [D'après Walz (1973)]	41
Figure 2. 22	Pression de la terre normalisée $p / \gamma \cdot r$ avec la variation de rapport h / r [D'après Walz (1973)]	41
Figure 2. 23	Configuration du test [D'après Lade et al. (1981)]	42
Figure 2.24	Résultats des essais, pression normalisée par rapport à la profondeur normalisée h/a [D'après Lade et al. (1981)]	43
Figure 2. 25	Modèle d'écran semi-cylindre [D'après Fujii et al. 1994]	44
Figure 2.26	Pression de la terre par rapport à la profondeur normalisée pour un écran lisse et rugueuse [D'après Fujii et al. (1994)]	44
Figure 2.27	Modèle d'écran [D'après par Ueno et al. (1996)]	45
Figure 2.28	Distributions prédites et mesurées de $\sigma_r / \gamma_d R$ [Adopté par Ueno et al. (1996)]	46
Figure 2.29	Méthode de prédiction empirique [Adopté par Ueno et al. (1996)]	47
Figure 2.30	Modèle d'écran quart de cylindre [Adopté par Herten et Pulsfort (1999)]	49
Figure 2.31	Pression de la terre mesurée en fonction de la profondeur à différentes valeurs de déplacement d'écran [D'après Herten et Pulsfort 1999]	49
Figure 2.32	Modèle d'écran semi-cylindre [Adopté par Imamura et al. (1999)]	50
Figure 2.33	Répartition de la pression active des terres par rapport à la profondeur normalisée pour un modèle de prototype 50 m du profondeur [D'après Imamura et al. (1999)]	51
Figure 2.34	Pression de la terre mesurée en fonction de la profondeur à différent déplacements de paroi ($h / a = 4.3$) [D'après Chun et Shin (2006)]	52
Figure 2.35	Schéma du dispositif d'essai [Adopté par Tatiana Tobar et Mohamed A. Meguid (2011)]	53
Figure 2.36	Comparaison des pressions de terre mesurées et théoriques le long de l'écran en (a) 1-mm; (b) 2 mm; (c) 3 mm; et (d) déplacement de 4 mm [D'après Tatiana Tobar et Mohamed A. Meguid (2011)]	54
Figure 2.37	Schéma du dispositif d'essai [Adopté par Kim et al (2013)]	55
Figure 2.38	Comparaison des pressions de terre mesurées et théoriques le long de l'écran D'après Kim, et al (2013)]	56

LISTE DES FIGURES

Figure 3.1	Eléments d'interface	60
Figure 3.2	Déformations et contraintes dans une analyse axisymétrie	62
Figure 3.3	Comportement élasto-plastique avec écrouissage	63
Figure 3.4	Surface de charge. Cas de charge (a) et de décharge (b)	64
Figure 3.5	Ecrouissage isotrope (a) et cinématique (b)	65
Figure 3.6	Représentations du critère de Mohr-Coulomb : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales (Lee, 1994)	67
Figure 3.7	Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans Flac (Itasca 2005)	67
Figure 3.8	Détermination des paramètres du modèle de base de Mohr-Coulomb	68
Figure 4.1	Maillage retenu et Points plastiques dans le test modèle	73
Figure 4.2	Conditions aux frontières du modèle de test de validation	74
Figure 4.3	Distribution de pression active de terre le long de l'écran rigide, vertical et circulaire	74
Figure 4.4	Comparaison de pression active de terre le long de l'écran rigide, vertical et circulaire	76
Figure 4.5	Distribution des contraintes radiales (σ_r) à l'état limite	77
Figure 4.6	Distribution des contraintes tangentielles (σ_θ) à l'état limite	77
Figure 4.7	Distribution des contraintes verticales (σ_v) à l'état limite	78
Figure 4.8	Distribution des contraintes à 0.4h comptée à partir de la base	78
Figure 4.9	Maillage retenu et Points plastiques du modèle de test de validation	81
Figure 4.10	Conditions aux frontières du modèle de test de validation	81
Figure 4.11	Comparaison de la distribution de la pression active du sol ($\delta h / H = 0.2.10^{-2}$)	82
Figure 4.12	Maillage retenu dans le modèle	84
Figure 4.13	Conditions aux frontières du modèle	84
Figure 4.14	Effet du diamètre de l'écran lisse	86
Figure 4.15	Effet du diamètre de l'écran rugueux	87
Figure 4.16	Effet de l'angle de frottement interne du sol	88
Figure 4.17	Effet de l'angle d'interface sol-écran	90
Figure 4.18	Effet de la hauteur d'écran	91
Figure 4.19	Effet de coefficient de pression	92
Figure 4.20	Comparaison de la distribution de la pression active du sol ($\delta_h / H = 0.2.10^{-2}$)	93

LISTE DES TABLEAUX

Numéro De La Tableaux	Désignation Des Tableaux	Page
Tableau 1.1	Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure	7
Tableau 2.1	Tableau de comparaison entre différentes méthodes théoriques	39
Tableau 4.1	Principaux paramètres initialement retenus	80

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La conception de nombreux ouvrages géotechniques comme les structures de soutènement, culées de pont, blocs d'ancrage et socles de pieux nécessite le calcul des pressions de terre passive et active

La détermination de forces agissantes entre le sol et les structures de soutènement est une étape importante dans l'ingénierie géotechnique. Une conception sécuritaire et économique d'un écran de soutènement nécessite une connaissance profonde des pressions de terre passive et active. Les paramètres les plus influents dans le cas des structures rigides sont les mouvements de la structure, le frottement et l'adhérence de l'interface, la dilatation du sol et la géométrie de la structure de soutènement

Les méthodes théoriques de calcul de la pression latérale de terre qui sont applicables sur la structure de soutènement rigide, circulaire et verticale s'appuient sur la condition axisymétrie. Ces méthodes éprouvées de variation de manière significative tant pour la répartition des pressions latérales que pour les valeurs de déplacements latéraux appliqués sur l'écran pour simuler l'excavation (e.g. Terzaghi, 1934, Berezantzev 1958, Prater 1977, Cheng & Hu 2005).

Plusieurs chercheurs ont investis dans l'étude expérimentale de l'excavation cylindrique (e.g. Walz (1973) - Lade et Al (1981) - Konig et al. (1991) - Fujii et al (1994) - Ueno et al(1996) - Herten & Pulsfort (1999) - Imamura et al (1999) - Chun Byungsik & Shin Youngwan (2006) - Tatiana Tobar and Mohamed A. Meguid (2011) - Kyoung-Yul Kim et Dae-Soo Lee et Jaeyeon Cho et Sang-eom Jeong et Sungjune Lee (2013)).

Ces investigations s'appuient sur différentes techniques qui peuvent être regroupées en trois grandes catégories:

- La technique de Renforcement (Sinking technique)
- Stabilisation temporaire en utilisant une pression de fluide (liquide ou gaz) (Temporary stabilization using fluid pressure)
- Technique Dispositif réglable mécaniquement. (Mechanically adjustable device)

L'objectif principal du présent travail est une contribution à une meilleure compréhension de la répartition des pressions de terre active et passive agissant sur l'écrans rigide, vertical et circulaire en utilisant le code de différences finies Flac-2D. L'investigation numérique couvre un large éventail de facteurs, y compris l'effet de géométrie d'écran (Diamètre et Hauteur), la

dilatance du sol, l'effet du frottement sol-écran, l'effet du coefficient de pression de terre au repos et l'effet de processus d'excavation.

Organisation de thèse :

Une brève description de chaque chapitre inclus dans la thèse est présentée en dessous:

Le premier chapitre présente brièvement les différents types de murs de soutènement qui sont classés selon leur mode de reprise de la poussée et son application aux structures de soutènement. On y présente également dans ce chapitre les différentes méthodes de construction des écrans circulaires.

Le deuxième chapitre est dédié à la revue bibliographique, qui est divisé en deux parties. La première partie présente une revue des méthodes théoriques disponibles pour estimer les pressions active et passive de terre sur des écrans cylindriques.

La deuxième partie présente les essais expérimentaux utilisés pour l'étude de la distribution de la pression de terre sur des écrans cylindriques.

Dans le chapitre trois, nous définissons les lois de comportement utilisées dans cette thèse, notamment le modèle élastique parfaitement plastique non associé de Mohr-Coulomb ainsi que l'ensemble de fonctionnalités du code Flac-2D nécessaires pour notre modélisation.

Chapitre 04 Est une évaluation numérique des pressions active et passive sur les structures de soutènement circulaires, qui est basé sur les deux points suivants:

- La validation de la procédure de simulation bidimensionnelle en condition d'axisymétrie par le code de calcul en différences finies Flac-2D. Afin de faire une comparaison entre les calculs et les résultats expérimentaux et théorique disponibles dans la littérature. Cette validation est basée sur deux cas de références à savoir:
 - L'étude expérimentale rapportée par (Tobar et Meguid 2011)
 - L'étude expérimentale rapportée par (Cho et al 2015)
- Etude paramétrique consacrée à l'influence de plusieurs paramètres du sol et de la géométrie d'écran cylindrique sur la distribution des pressions active et passive du sol à l'aide d'un code de calcul bidimensionnel Flac-2D en s'appuyant fortement sur la bonne connaissance de la phénoménologie d'axisymétrie.

Chacune de ces études se termine par une synthèse de résultats numériques basée sur l'utilisation de logiciel Flac-2D et faisant apparaître l'influence des principaux paramètres.

CHAPITRE 1

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES STRUCTURES DE SOUTÈNEMENT

1.1. Introduction:

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et les chemins des éboulements et glissement du terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou des digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et des tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc. On trouve des murs de soutènement en pierres sèches, en moellons, en pierres de taille, en briques, en béton armé, en acier, voire en même bois ou en polymère.

1.2. Rappels sur les pressions latérales de la terre:

L'analyse de la pression latérale des terres est un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus. Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un comportement rigide-parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

1.2.1. Catégories de pression latérale de la terre:

Il y a trois catégories de pression latérale de la terre et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit. Les trois catégories sont:

- Etat de repos du sol.
- Etat de poussée du sol (Pression active de la terre).
- Etat de butée du sol (Pression passive de la terre).

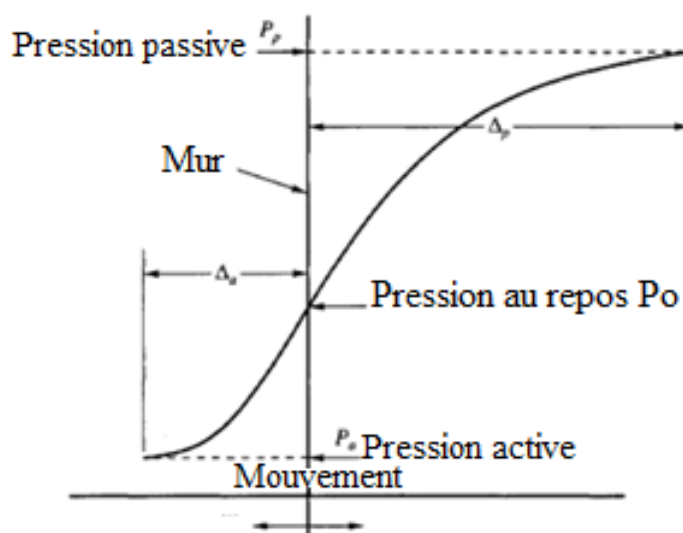


Figure.1.1. Développement des pressions active et passive de la terre

1.2.1.1. Etat de repos du sol:

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique: la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. En mécanique des sols, la contrainte latérale totale est définie en fonction de la contrainte verticale totale par la relation:

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (1.1)$$

Où (K) est dit un coefficient de la pression des terres. Puisque les contraintes totales peuvent changer selon le degré de saturation du sol, le coefficient (K) n'est pas constant pour un sol donné. C'est pour cette raison on écrit cette relation en termes de contraintes effectives:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (1.2)$$

K_0 : est le coefficient des terres au repos. Il est indépendant de l'état de saturation du massif. Il est constant pour une même couche du sol et une même masse volumique. De ce fait, ce coefficient est très important pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages.

Lorsque le sol subit des déformations, on parle de coefficient de pression latérale tout court. La variation de ce coefficient en fonction des déformations latérales est montrée dans la figure.1.1. On peut remarquer que la déformation latérale nécessaire à la mobilisation de la poussée passive est beaucoup plus grande (2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâches) que la déformation nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0,25 et 1 % respectivement).

Le coefficient K_0 peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. D'autre part, on peut trouver des relations analytiques

donnant K_0 en fonction des propriétés du sol. A titre d'exemple, Jaky (1944) propose la relation : $K_0 = 1 - \sin \phi'$ (1.3)

Mayne and Kulhawy (1982) proposent l'expression pour les sols sur consolidés en phase d'expansion seulement qui est la suivante:

$$K_0 = (1 - \sin \phi')^{rsc} \quad (1.4)$$

L'expression la mieux adaptée au sable de Meyerhof (1976)

$$K_{AO(SC)} = (1 - \sin \phi) \sqrt{OCR} \quad OCR = \frac{\sigma_A}{\sigma_M} \quad (1.5)$$

Selon les points A et M de la figure 1.2

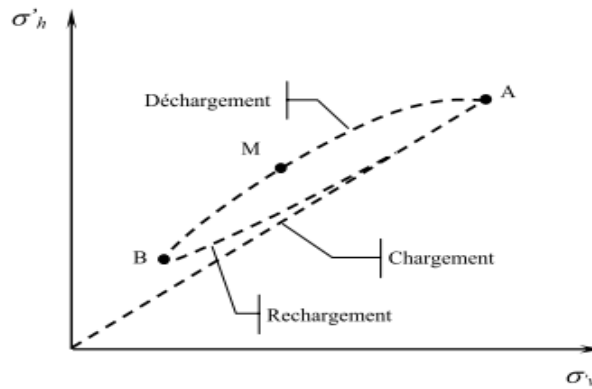


Figure 1.2. Evolution du coefficient K_0 lors d'un cycle chargement, déchargement, rechargement

Les mesures réalisées en centrifugeuse Gaudin (1999) ont également montré que le coefficient K_0 pouvait être déterminé à partir de l'indice de densité du sol I_d selon l'expression suivante.

$$K_0 = \frac{1}{1.9} I_d + 0.63 \quad (1.6)$$

La valeur de K_0 peut également être obtenue sur la base de la théorie élastique. Si un échantillon cylindrique de sol est sollicité par la contrainte verticale σ_v , l'effort horizontal σ_h , la déformation latérale et ϵ_L peut être exprimée :

$$\epsilon_L = \frac{1}{E} [\sigma_h - \mu(\sigma_h + \sigma_v)] \quad (1.7)$$

Où E : Module de Young,

μ : Coefficient de Poisson

Pour que cette déformation latérale soit nulle (matériau au repos) il faut que le rapport

$$\frac{1}{E} [\sigma_h - \mu(\sigma_h + \sigma_v)] = 0 \quad (1.8)$$

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (1.9)$$

$$\frac{\mu}{1 - \mu} = k_0 \quad (1.10)$$

$$\sigma_h = \gamma \cdot z \quad (1.11)$$

1.2.1.2. Etat de poussée du sol (Pression active de la terre):

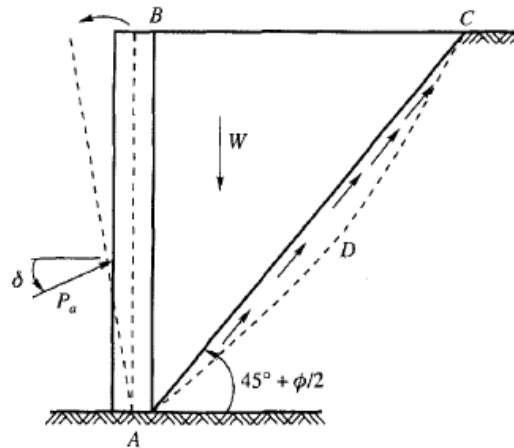


Figure 1.3. Pression active de la terre

Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée. Les études expérimentales, montrent que cette pression active est fonction de la densité, de l'angle de frottement interne, de la cohésion, du coefficient de frottement du massif du sol sur le mur, de la rigidité de l'ouvrage de soutènement et du mode de son déplacement possible, de la forme de la surface libre du massif et de l'inclinaison de l'écran sur le vertical. Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire. Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare des restes par une faible bande.

1.2.1.3. Etat de butée du sol (Pression passive de la terre):

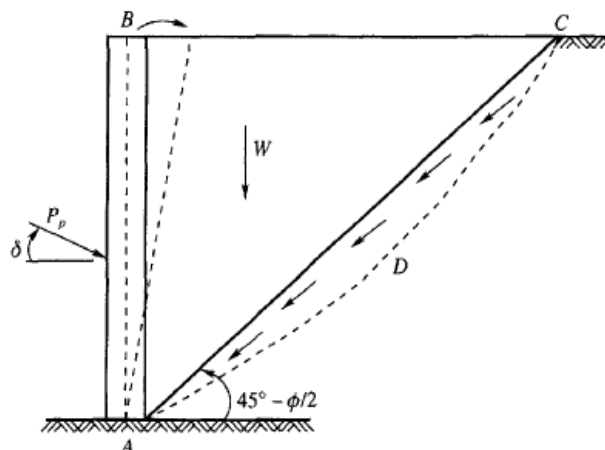


Figure 1.4. Pression passive (butée) de la terre

Le soutènement exerce un effort sur le massif, dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée.

Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale. La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée.

La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

1.2.2. Choix de l'angle de frottement sol-écran δ :

L'angle de frottement δ entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- La rugosité du parement.
- L'angle de frottement interne du sol φ .
- Le tassement relatif entre le mur et le sol.
- L'inclinaison de la surface.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau 1.1.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important.

Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3 \varphi$ est celle à retenir.

Angle de l'interface en fonction de l'état de surface du parement	
Etat de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = 1/3 \varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier).	$\delta = 2/3 \varphi$
Murs caissons	$\delta \geq 2/3 \varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \varphi$

Tableau 1.1. Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure

1.2.3. Influence du frottement:

Si on prend en compte le frottement du mur avec le sol, on observe une inclinaison des efforts de poussée et de butée figure 1.5.

Soit δ l'angle de frottement du mur avec le sol :

- En poussée, le sol a tendance à «descendre» : la force est inclinée vers le bas et

$$\sigma_h = K_a \sigma_v \cos \delta_a \quad (1.12)$$

- En butée au contraire, le sol est poussé vers le haut : la force est inclinée vers le haut et

$$\sigma_h = K_p \sigma_v \cos \delta_p \quad (1.13)$$

Il en résulte une inclinaison dans les directions opposées :

- Lors de la projection des efforts pour écrire l'équilibre en moment, l'angle étant le même en poussée et en butée, un facteur en $\cos \delta$ affecte les poussées des terres mais pas pour le tirant ou la contre butée.
- Pour l'écriture de l'équilibre en force, seulement les coefficients de poussée et de butée sont affectés par l'angle, les résultantes demeurent horizontales : les valeurs sont donc également modifiées.
- Par conséquent les efforts tranchants dans la paroi et donc les moments fléchissant sont également affectés. En pratique, on prend souvent l'hypothèse $\delta_a = 0$ et $\delta_p = -\varphi/2$. Ceci n'affecte que peu les efforts structurels observés : empiriquement, l'influence du frottement du rideau se révèle donc faible.

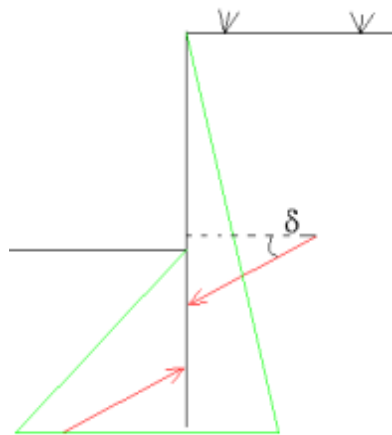


Figure 1.5. Cas du mur avec frottement

1.3. Principe du soutènement:

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif de terre se substitue à la partie manquante à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante biaise de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé.

- Pour combattre cette poussée des terres, le mur peut être constitué de différentes façons. Opposer un poids supérieur à la partie remplacée en contre balancement de la poussée : tels sont les murs-poids.
- Être ancré dans un corps mort fournissant une inertie ou ancré plus loin dans le sol à proximité qui ne fait pas partie de l'ensemble susceptible de glissement ou à une meilleure composition afin que la poussée soit contenue, éviter le glissement et annuler le moment de basculement: ce sont les parois ancrées
- Résister au basculement par une semelle insérée sous les terres, semelle de surface de base en rapport avec la hauteur fournissant le moment de renversement.
- Réduire la poussée par un épaulement des terres retenues entre deux contreforts murs à redans Les murs de soutènement, quel que soit leur type, doivent en principe être drainés, car la pression de l'eau retenue derrière un mur sans interstices d'évacuation augmente d'autant la poussée sur l'ouvrage et modifie la "consistance" du matériau en le fluidifiant ce qui apporte une transmission de poussée d'une partie plus importante, la friction (phénomène de s'agripper) en résistance au glissement ayant partiellement disparu, la pente naturelle du tas diminue.

1.4. Différentes méthodes de construction des écrans circulaires:

La notion «d'écran de soutènement» couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres. Dans la définition de l'Eurocode (EC 7-1, 2004), un « ouvrage de soutènement » retient des terrains (sols, roches ou remblais) et/ou de l'eau.

Le creusement d'une fouille sans une mesure particulière n'est pas toujours possible, surtout si sa profondeur dépasse une certaine hauteur critique au-delà de laquelle les parois s'effondrent. D'une manière générale, la profondeur critique (H_{crit}) est déterminée par la formule suivante

$$H_{crit} = (\pi + 2) \frac{C}{\rho} \quad (1.14)$$

Avec C : la cohésion du sol. (tonne/m²)

ρ : masse volumique du sol (tonne/m³)

À cet effet pour la construction des écrans circulaires, il est possible d'utiliser des différentes méthodes de construction, chacune avec ses propres particularités, qui sont censés d'avoir un impact sur le comportement de la structure. Ci-dessous, les méthodes de construction utilisées aujourd'hui.

14.1. Paroi de pieux sécants:

Le soutènement formé par des pieux primaires et secondaires intersectés est appelé paroi de pieux sécants figure 1.6. Les pieux primaires peuvent être exécutés moins profondément que les pieux secondaires (rideau de pieux en touches de piano).

Dimensions:

Les pieux constituant ces parois ont les mêmes dimensions que les pieux isolés exécutés suivant la même technique. Le diamètre caractéristique des pieux à tarière continue varie entre 0,4 et 0,7 m et celui des pieux forés entre 0,6 et 1,5 m.

Le chevauchement des pieux constituant une paroi de pieux sécants est d'au moins 3cm au niveau du sol de surface. Si le rideau de pieux constitue un silo et/ou revêt une fonction d'étanchéité à l'eau, le chevauchement ne peut être inférieur à $\frac{1}{8}$ du diamètre des pieux, figure 1.7. Dans ce cas, il convient de tenir au compte des tolérances de positionnement.

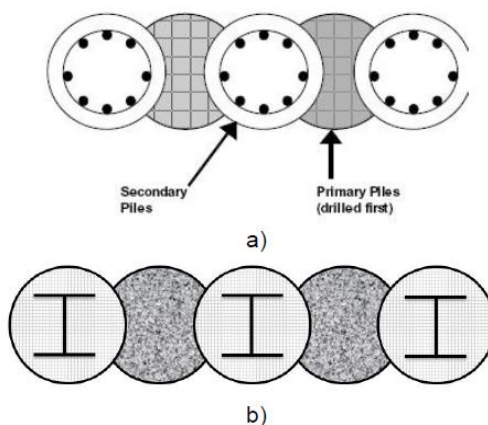


Figure 1.6. Vue en plan. a- une armure conventionnelle. b- le profil en acier. Lindquist et Jameson (2011).

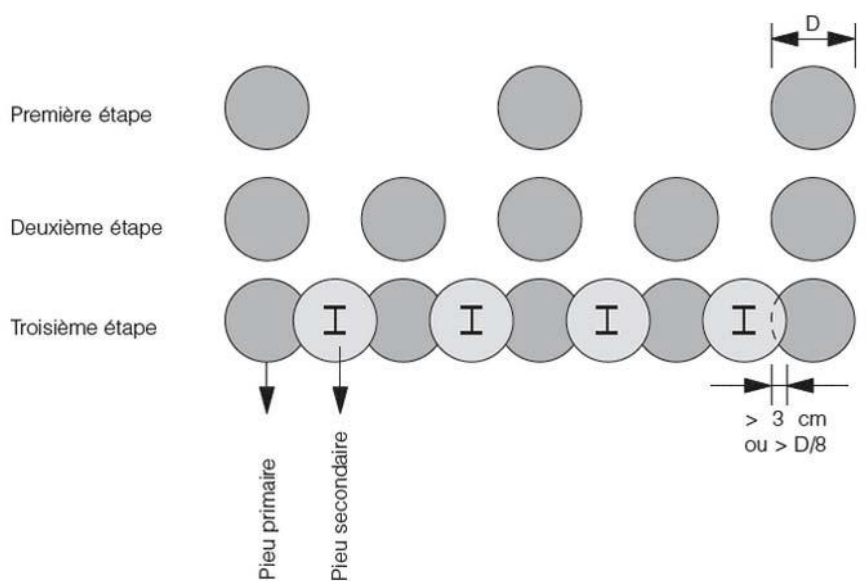


Figure 1.7. Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants

Exécution:

On commence toujours par installer une poutre de guidage pour indiquer les positions des pieux et assurer le guidage durant le forage. L'exécution se déroule en plusieurs étapes :

- **Première étape:** une première série de pieux primaires non armés est réalisée selon la séquence 1 – 5 – 9 – 13 –
- **Deuxième étape:** une deuxième série de pieux primaires non armés est réalisée selon la séquence 3 – 7 – 11 –
- **Troisième étape:** les pieux secondaires en béton armé sont exécutés selon la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12 – Les pieux primaires sont partiellement fraisés figure 1.7. Si le rideau de pieux est installé à proximité de constructions susceptibles de tasser, les pieux secondaires sont exécutés en deux étapes selon les séquences 2 – 6 – 10 – ... et 4 – 8 – 12 –...
- La fouille est ensuite excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal
- Si est nécessaire, le support horizontal est mis en place (tirants d'ancrage, pieux de traction, étançons, ...). Les tirants d'ancrage ou les pieux de traction sont placés à la hauteur de l'intersection entre un pieu primaire et secondaire
- La fouille est à nouveau excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal supplémentaire ou jusqu'au niveau du fond de fouille finale.

Domaine d'application:

Les parois de pieux sécants peuvent avoir les fonctions suivantes:

- Une fonction portante et de retenue des terres tant temporaire que permanente
- Une fonction de retenue d'eau temporaire. Une fonction permanente nécessite des dispositifs complémentaires. Il convient d'évaluer au préalable les risques d'écarts lors de l'installation des pieux pour l'étanchéité à l'eau du rideau de pieux. Les fuites éventuelles doivent être colmatées directement.

Lors de l'exécution de parois de pieux sécants, il convient de tenir compte des recommandations suivantes:

- Cette technique est souvent appliquée pour des soutènements plus profonds (jusqu'à 14 m) et très proches des bâtiments existants
- L'exécution d'une paroi de pieux sécants n'entraîne pas de vibration
- Les éventuels obstacles souterrains ne posent généralement pas un problème mais peuvent être défavorables pour les tolérances de la paroi

- L'installation d'un rideau de pieux en présence d'eau souterraine est possible sans le rabattement préalable du niveau de la nappe phréatique. En présence d'écoulements d'eau importants, le risque de délavage du béton doit être étudié.

1.4.2. Parois de palplanche:

Un rideau de palplanches est une paroi constituée d'éléments en bois, béton ou acier avec une fonction d'étanchéité au sol et/ou à l'eau et éventuellement aussi avec une fonction de stabilité. Les parois de palplanches en acier ou en bois ont surtout une fonction d'étanchéité au sol et à l'eau.

Des palplanches en béton préfabriquées et précontraintes ont au contraire – en général – aussi une fonction de stabilité et peuvent être combinées avec une poutre de fondation.

Le type de palplanches et les dimensions sont fonctionnés à des exigences/caractéristiques de la fouille comme la résistance, rigidité, étanchéité etc.

La résistance et la longueur des palplanches, ainsi que la résistance à la corrosion et la serrure à leur jonction, sont aussi variables en fonction des exigences des conditions de sol.

Avantage:

- Les types de ce système de blindage peuvent varier en fonction des conditions aux limites et des exigences afin de minimiser les vibrations/nuisance sonore pour satisfaire la norme
- Technique de soutènement très rapide
- Pour faire le préforage ou pour trépanner des obstacles un moteur avec des tarières adaptées peut être monté sur l'unité de battage.

Applications:

- Dans des fouilles
- A l'intérieur de bâtiments
- Sous viaducs
- Cage d'ascenseur

Le battage est effectué séquentiellement, en prenant un soin particulier que les palplanches restent engagées les uns aux autres. Pour exécuter le mécanisme d'entraînement représenté sur la figure 1.8.

Puis, pour faire avancer les fouilles de soutien supplémentaires, ceux-ci peuvent être des accessoires, des ancrs ou des anneaux de béton ou d'acier, qui fournissent une rigidité supplémentaire à la structure. Dans le cas de la plus courante est d'utiliser Piques anneaux circulaires.



Figure 1.8. (a) Vibrator Hammer. b) Vibrator accroché. c) Vibrator sur l'équipement auto-transportable. d) à percussion ou le frapper. Ischebeck (2014).



Figure 1.9. L'accès Pique projet de drainage du tunnel "émissaire Rosedale" à Auckland, Nouvelle-Zélande. 14m de diamètre et 12m bended palplanches. Wallis (2009).

1.4.3. Parois berlinoises:

Une paroi berlinoise est un soutènement composé de profilés verticaux figure 1.10 mis en œuvre avant le début de l'excavation. Des éléments de blindage (plaques, poutres, béton projeté, ...) sont mis en place entre les profilés verticaux à mesure que progresse l'excavation. Celle-ci se fait de manière locale et chaque fois sur une hauteur limitée. La pression des terres, transférée aux profilés verticaux par l'intermédiaire des éléments de blindage, est équilibrée par les efforts de butée exercés par le massif du sol situé sous le niveau du fond de fouille et par les systèmes de support horizontaux complémentaires éventuellement mis en œuvre (étançons, tirants d'ancrage, pieux de traction, ...).

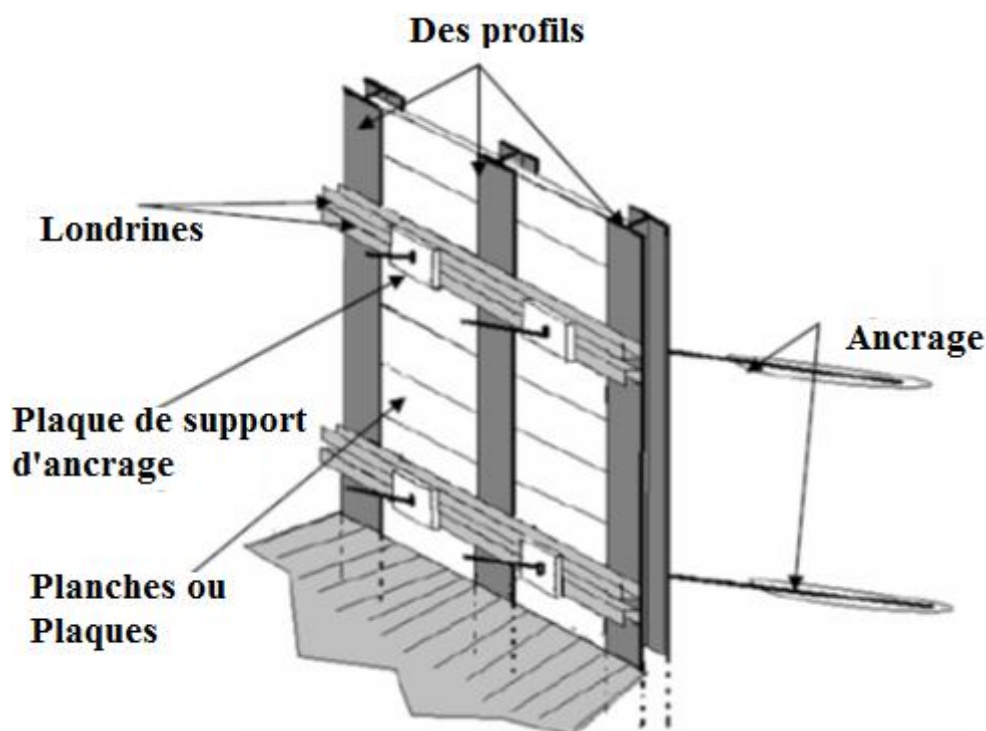


Figure 1.10. Schéma mur Berlinoises. Errazuriz (2009).

Domaines d'application:

- Blindage très économique pour des fouilles en site urbain
- Paroi de retenue des terres, sans nappe d'eau sur la hauteur de l'excavation.
- Pas étanche (paroi perméable)
- Excavations limitées (constructions dans des emplacements restreints)

Procédés d'exécution:

- Positionnement et fonçage par battage ou vibration de la poutrelle
- Après avoir atteint la profondeur d'assise du profilé, au début de la première étape de terrassement et mise en place du blindage constitué par exemple de planches de bois (madrins horizontaux entre les profilés et les planches verticales).

- Ancrage éventuel de la paroi
- Phase finale de terrassement, finition de la mise en place du blindage – stabilisation de la paroi

1.4.4. Parois moulées & barrettes:

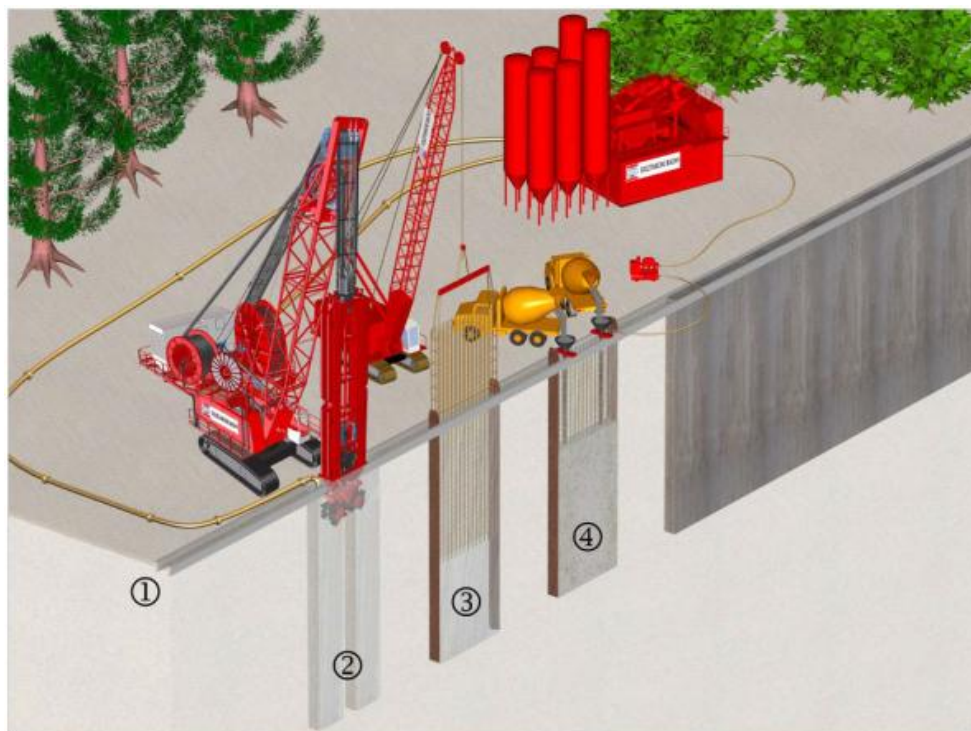


Figure 1.11. Parois moulées

Description du système:

Les parois moulées ou les murs emboués sont des parois en béton armé moulées dans le sol. Lors de leur réalisation, on creuse, au moyen de grappins rectangulaires spéciaux pendus à une grue à câble, des tranchées individuelles dans le sol ('panneaux'), jusqu'à la profondeur requise. Pour éviter l'effondrement de la tranchée durant l'excavation, celle-ci est remplie d'un fluide d'excavation (généralement de la boue bentonitique). Après l'excavation, le fond de la tranchée est nettoyé et le fluide d'excavation est remplacé. Des cages d'armature préfabriquées sont alors immergées dans la tranchée et ce dernier est ensuite bétonné à l'aide d'un ou plusieurs tubes plongeurs. Le béton repousse ainsi complètement le fluide d'excavation. En réalisant ces panneaux de manière contiguë, on obtient une paroi continue dans le sol (voir figure 1.12. qui fait généralement office de soutènement définitif.

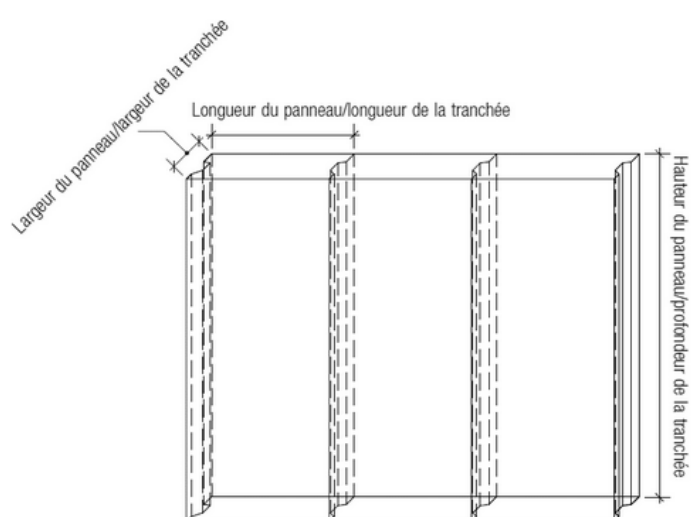


Figure 1.12. Représentation schématique d'une paroi moulée.

Exécution:

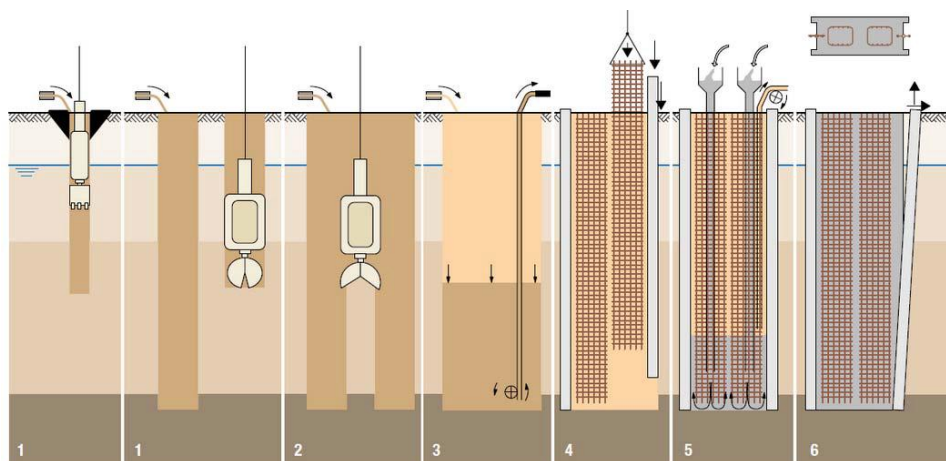


Figure 1.13. Technique d'excavation de parois moulées

- 1- Excavation sous fluide d'excavation des deux tranchées aux extrémités du panneau. Dont la longueur correspond à la longueur du grappin
- 2- Excavation sous fluide d'excavation de la passe restante entre les deux tranchées (également appelée "merlon")
- 3- Nettoyage du fond de l'excavation et remplacement du fluide d'excavation souillé par le sol par un autre, plus propre, dont la teneur en sable est limitée (< 2 pour cent en volume).
- 4- Mise en place des profilés de jointoiment (sur les bords) et des cages d'armature dans la tranchée excavée.
- 5- Bétonnage du panneau à l'aide des tubes plongeurs.

Excavation par tranchées successives:

Cette technique est une variante de la technique par talutage puisqu'elle permet de réaliser une pente de talus plus raide. Etant donné le risque d'instabilité des parois, l'excavation ne

peut se réaliser que par des tranchées successives d'une largeur généralement comprise entre 1 et 1,5 m. La première tranchée est remblayée rapidement avec du sable stabilisé au ciment (entre 50 et 80 kg/m³) avant de réaliser la tranchée suivante. Si la tranchée doit rester ouverte sur une plus longue durée, alors elle sera étançonnée pour éviter la dé-compaction du sol et les glissements de terre.

Cette technique est souvent une bonne alternative et sera souvent mise en œuvre dans des environnements bâtis (la stabilité doit être évaluée avant la mise en place).

Dans la figure 1.14. montre un schéma des éléments d'un écran construit avec cette technique.

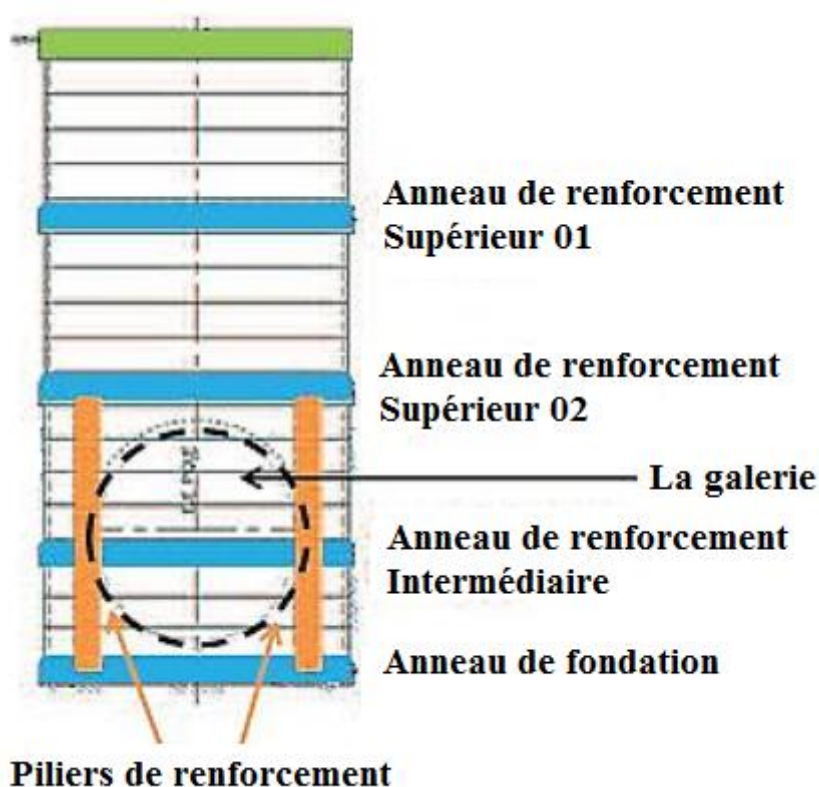


Figure 1.14. Schéma des éléments d'un écran construit par la technique tranchée successive

1.5. Paramètres qui influencent le comportement d'une structure et une excavation:

La géométrie de l'excavation:

Dans la littérature, la déformation du soutènement ainsi que le tassement du sol soutenu sont significativement plus faibles dans le cas des puits circulaires que dans les puits de sections carrée ou rectangulaire. Ainsi, dans le cas de fouilles circulaires,

La géométrie de l'excavation a une influence sur le comportement d'ouvrage de soutènement

- Pour une fouille circulaire, les éléments du soutènement s'appuient l'un sur l'autre sur toute leur longueur.

- Pour une fouille rectangulaire étroite ou une tranchée ouverte ou couverte, les deux écrans font face et peuvent interagir de plusieurs manières, par exemple à travers de butons, s'ils sont butonnés,

Conduite des travaux:

Dans la littérature anglo-saxonne, la conduite des travaux est souvent appelée «workmanship». Son influence peu quantifiable sur le comportement d'une excavation est déjà mentionnée par Peck (1969). D'après Mana et Clough, 1981 sont liés à la conduite de travaux les déplacements dus à:

- Des connexions mal faites entre des éléments de l'écran ou des appuis
- L'ouverture de caissons à proximité de l'écran
- Un rabattement de nappe mal géré ou excessif
- Une excavation trop importante en dessous du lit inférieur d'appuis
- Le stockage de surcharges à côté de l'écran
- Des détails excessifs dans l'installation des appuis

Pratiquement il n'est pas possible de prendre en compte ces facteurs lors du dimensionnement, sauf par l'intermédiaire de facteurs de sécurité très conservateurs.

Défauts de la structure:

Certains défauts de la structure rarement évoqués dans les publications pour des raisons multiples peuvent avoir une influence importante sur son comportement. Souvent, d'ailleurs, ces défauts ne peuvent être détectés que par l'analyse des résultats des mesures

1.6. Conclusion:

L'objet de cette partie est de présenter les règles essentielles de la conception générale des structures de soutènement,

La structure de soutènement linéaire est équilibrée par les efforts de butée exercés par le massif de sol situé sous le niveau du fond de fouille, et par le système de support horizontaux complémentaire éventuellement mis en œuvre (étançons, tirants d'ancrage,...). Par contre la stabilité de la structure cylindrique ne nécessite pas des supports horizontaux complémentaires. Ces résultats laissent penser que l'une des principales raisons de la stabilité des excavations circulaires est associée à sa géométrie. A cause de sa forme circulaire la structure travaille principalement à la compression dans la direction tangentielle, donc les moments de flexion et le déplacement horizontal sont réduits.

CHAPITRE 2

POUSSEE SUR LES ECRANS DE SOUTENEMENTS EN CONDITIONS AXISYMETRIE

2.1. Introduction:

L'analyse des travaux antérieurs disponibles dans la littérature, montre la nécessité de faire recours aux analyses axisymétrie dans le cas des structures circulaires puisque la condition des contraintes planes peut surestimer les contraintes autour de la tranchée. Par contre l'analyse axisymétrie pourrait fournir la meilleure prédiction sur les contraintes autour de la tranchée circulaire.

2.2. Problèmes axisymétries:

Moor, (1994) dans son étude sur l'effet de l'installation d'une paroi moulée, a étudié le changement de contraintes le long de la hauteur des tranchées. Il a reconnu que l'analyse axisymétrie pourrait fournir la meilleure prédiction des pressions exercées sur les puits circulaires.

Quelques exemples de problèmes axisymétries

- Cylindre à parois épaisses sous pression interne Figure. 2.2.
- La Figure 2.1 montre deux exemples sur le problème axisymétrie: **le premier** est un élément complexe chargé de manière complexe, mais présente une axi-symétrie en géométrie et en charge; **le deuxième** est une sphère chargée par des forces concentrées le long d'un diamètre.

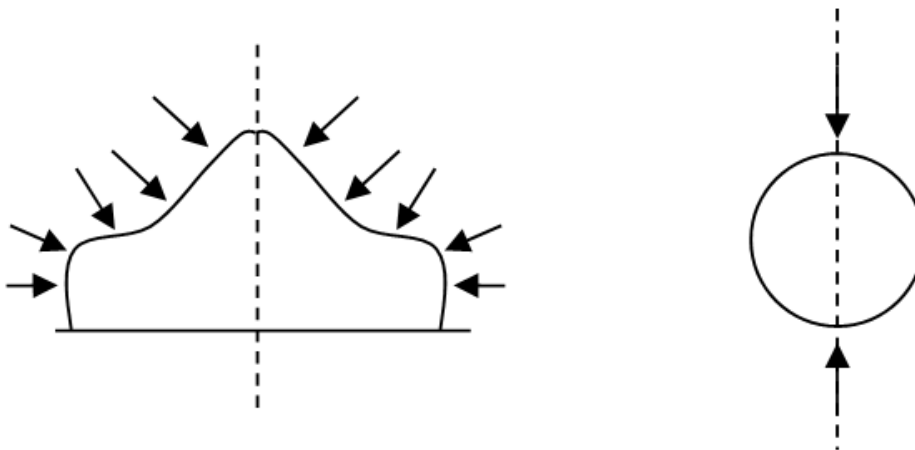


Figure 2.1. Problème axisymétrique

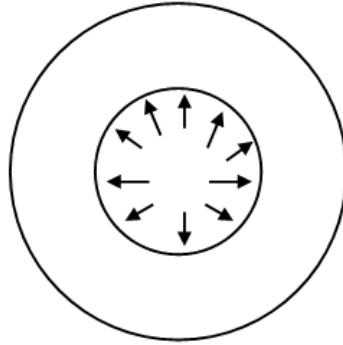


Figure 2.2. Une section transversale d'un cylindre pressurisé intérieurement

Il convient de noter que de nombreux problèmes impliquent un élément de géométrie axisymétrie mais sous chargement non axisymétrie, et vice versa. Ces problèmes ne sont pas axisymétriques. La Figure. 2.3 montre un modèle de géométrie axisymétrie en déformation plane.

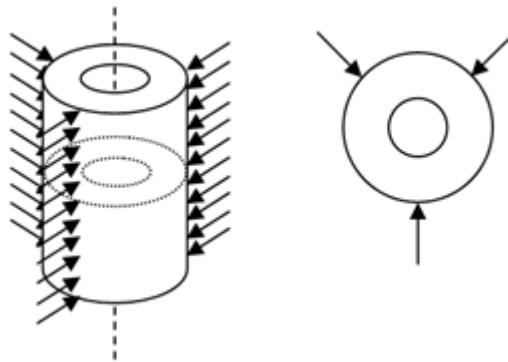


Figure 2.3. Une géométrie axialement symétrique mais avec un chargement non axisymétrique

Le problème axisymétrie implique:

La contrainte, le déplacement et la déformation associés au problème, doivent être indépendants de la variable circonferentielle Θ .

2.2.1. Les Equations appliquées aux problèmes axisymétries plans:

Les relations de déformation-déplacement bidimensionnelles sont données par les équations suivantes:

$$\epsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r} \quad (2.1)$$

$$\epsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r} \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{r\theta} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{u_\theta}{r} \right) \quad (2.3)$$

Ici, on peut admettre que le déplacement $u_\theta = 0$.

Dans les cas où $u_\theta \neq 0$ mais les contraintes et les déformations restent encore indépendantes de θ le problème appelé **Quasi-problème axisymétrique**. Avec :

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r} \qquad \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r} \qquad \varepsilon_{r\theta} = 0$$

A travers la loi de Hooke $\sigma_{r\theta} = 0$. Les contraintes non nulles sont illustrées dans la Figure 2.4.

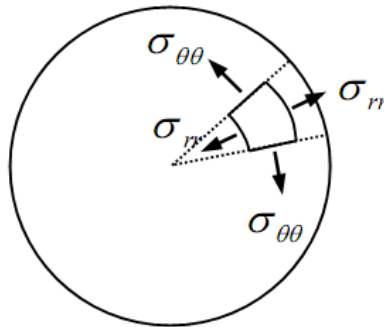


Figure 2.4. Composantes de contraintes dans des problèmes axisymétriques planes.

2.2.2. Modèle axisymétrie 2D:

On dit qu'on est devant un problème axisymétrie, si la géométrie de notre modèle ainsi que les charges et restrictions que nous envisageons de placer sont symétriques par rapport à un axe, par exemple des structures cylindriques et coniques telles que des réservoirs, des brides ou des pinces. Les modèles axisymétries 2D représentent une tranche du modèle 3D réel qui, en pivotant autour de l'axe Y du repère cartésien de référence, devient la structure 3D d'origine. Dans les modèles axisymétries 2D:

- Toute la géométrie incluse doit se trouver dans le plan XY du repère cartésien sélectionné comme repère de référence du modèle.
- Toute la géométrie doit se trouver dans la partie $X \geq 0$ du plan XY.
- Les charges et les déplacements doivent être dans le plan XY.

Si notre modèle répond à ces critères, nous pouvons modéliser notre structure sous forme de modèle 2D axisymétrie.

L'exemple suivant présente un modèle de réservoir simple et montre comment choisir la géométrie pour la faire pivoter autour d'un axe dans un modèle axisymétrie 2D, en l'occurrence, l'axe Y.

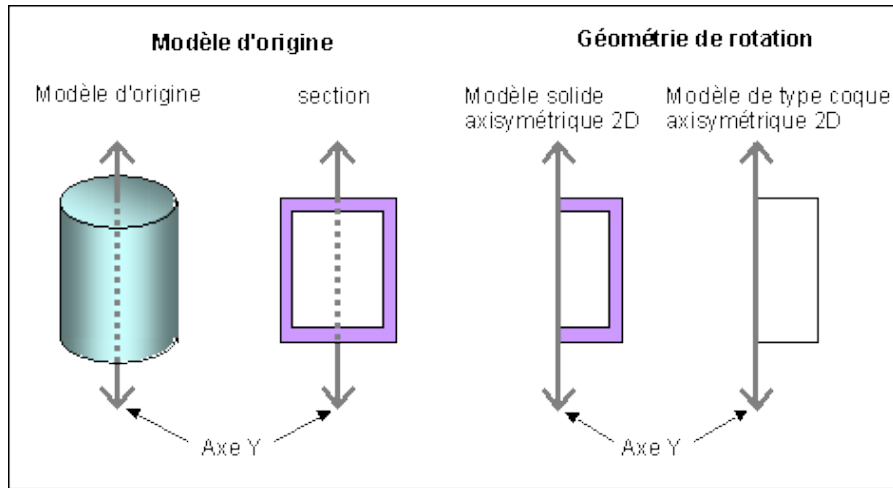


Figure 2.5. Exemple sur un modelé axisymétrie

2.3. Les Méthodes de calcul:

2.3.1. Méthodes théoriques:

Cette partie de ce chapitre présente une discussion des diverses théories relatives à la détermination de la poussée des terres sur les revêtements de puits ancrés dans un sol pulvérulent. En outre, les formes supposées engendrées par la rupture sont Cylindriques ou Coniques qui correspondent respectivement aux formes adoptés par Rankine et Coulomb. Ces théories basées sur le système d'équilibre statique des forces agissantes sur une masse du sol glissante définie par une surface de rupture.

Les distributions des pressions actives des terres en conditions axisymétries peuvent varier considérablement suivant la méthode choisie, ces méthodes peuvent être divisées en deux groupes principaux qui sont les suivants:

- 1- Méthode d'équilibre limite:
 - a- Terzaghi (1943):
 - b- Prater (1977):
- 2- Méthode des lignes de glissement:
 - a- Berezantzev (1958):
 - b- Cheng & Hu (2005):

2.3.1.1. Méthode d'équilibre limite:

2.3.1.1.1. Terzaghi (1943):

En état actif, cette théorie présente la répartition des contraintes autour d'un écran rigide, vertical et circulaire ancré dans un sol granulaire (Cohésion nul $c = 0$) par la détermination de l'équilibre de la masse du sol glissante présentée dans la Figure 2.6(c), en supposant que:

$$\sigma_I = \sigma_\theta = \sigma_{II} \quad (2.4)$$

Terzaghi (1943) a remarqué que sa solution négligeait l'effet des contraintes de cisaillement, et il a proposé l'utilisation d'un angle de frottement interne du sol réduit $\phi^* = \phi - 5$ pour $30^\circ < \phi < 40^\circ$.

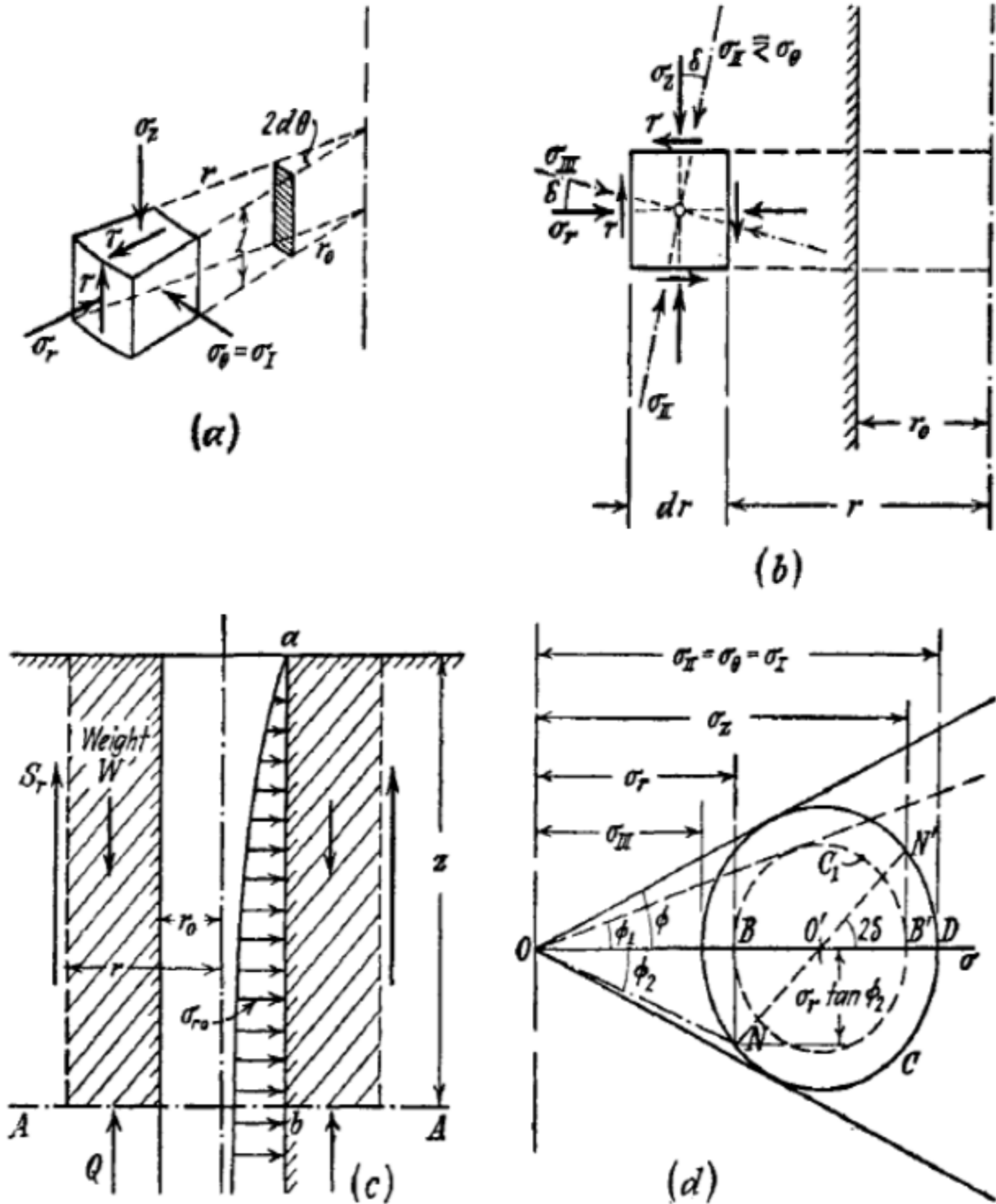


Figure 2.6. (a et b) Contraintes agissantes sur les côtés d'une particule du sol situé à une distance arbitraire r à partir de l'axe d'un écran; (C et d) Illustrant les hypothèses de calcul de la pression des terres [D'après Terzaghi (1943)]

A travers la figure 2.6(c) on peut déduire l'équation d'équilibre suivante :

$$W - Q = S_r \quad (2.5)$$

Avec :

$$W = \text{section} \cdot \gamma \cdot z = \pi(r^2 + r_0^2)\gamma z \quad (2.6)$$

$$Q = \int_{r_0}^r 2\pi r \sigma_z dr \quad (2.7)$$

$$S_r = 2\pi\gamma z \frac{1}{2} \sigma_r \tan \psi \quad (2.8)$$

Après substitution les équations (2.6), (2.7) et (2.8) dans l'équation d'équilibre (2.5) on trouve

$$\pi(r^2 + r_0^2)\gamma z - \int_{r_0}^r 2\pi r \sigma_z dr = 2\pi\gamma z \frac{1}{2} \sigma_r \tan \psi \quad (2.9)$$

Cette équation est la formule originale de Terzaghi (1943) pour calculer la pression active de la terre en condition axisymétrie.

A partir des cercles de mohrs figure 2.6.d on trouve

$$\sigma_{II} = \sigma_{\theta} = \sigma_{III} N_{\theta} \quad (2.10)$$

$$N_{\theta} = \frac{\sigma_{II}}{\sigma_{III}} \tan^2(45 + \frac{\varphi^*}{2}) \quad (2.11)$$

$$\sigma_r = \sigma_{r_0} \left(\frac{r}{r_0}\right)^{N_{\theta}-1} \quad (2.12)$$

$$n = \frac{r}{r_0} \quad (2.13)$$

$$m_{\sigma} = \frac{\sigma_{r_0}}{\gamma r_0} \quad (2.14)$$

Combinaison ces équations (2.11), (2.12), (2.13) et (2.14) avec l'équation (2.9) on trouve

$$\tan \psi = \frac{n^2 - 1}{m_{\sigma} n^{N_{\theta}}} - \frac{2N_{\theta}}{N_{\theta} + 1} \frac{r_0}{z} \frac{n^{(N_{\theta}+1)} - 1}{n^{N_{\theta}}} \quad (2.15)$$

La valeur n_1 pour laquelle la valeur de $\tan \psi$ est maximum

$$\frac{d \tan \psi}{dn} = 0 \quad (2.16)$$

La résolution de cette équation pour m_{σ} on obtient

$$\left(m_{\sigma} = \frac{p}{\gamma r_0}\right) = \frac{z}{r_0} \frac{N_{\theta} + 1}{2N_{\theta}} \frac{N_{\theta} - (N_{\theta} - 2)n_1^2}{N_{\theta} + n_1^{(N_{\theta}+1)}} \quad (2.17)$$

$$\tan \varphi_2 = \frac{n_1^2 - 1}{\left(\frac{p}{\gamma r_0}\right) n_1^{N_{\theta}}} - \frac{2N_{\theta}}{N_{\theta} + 1} \frac{r_0}{z} \frac{n_1^{N_{\theta}+1} - 1}{n_1^{N_{\theta}}} \quad (2.18)$$

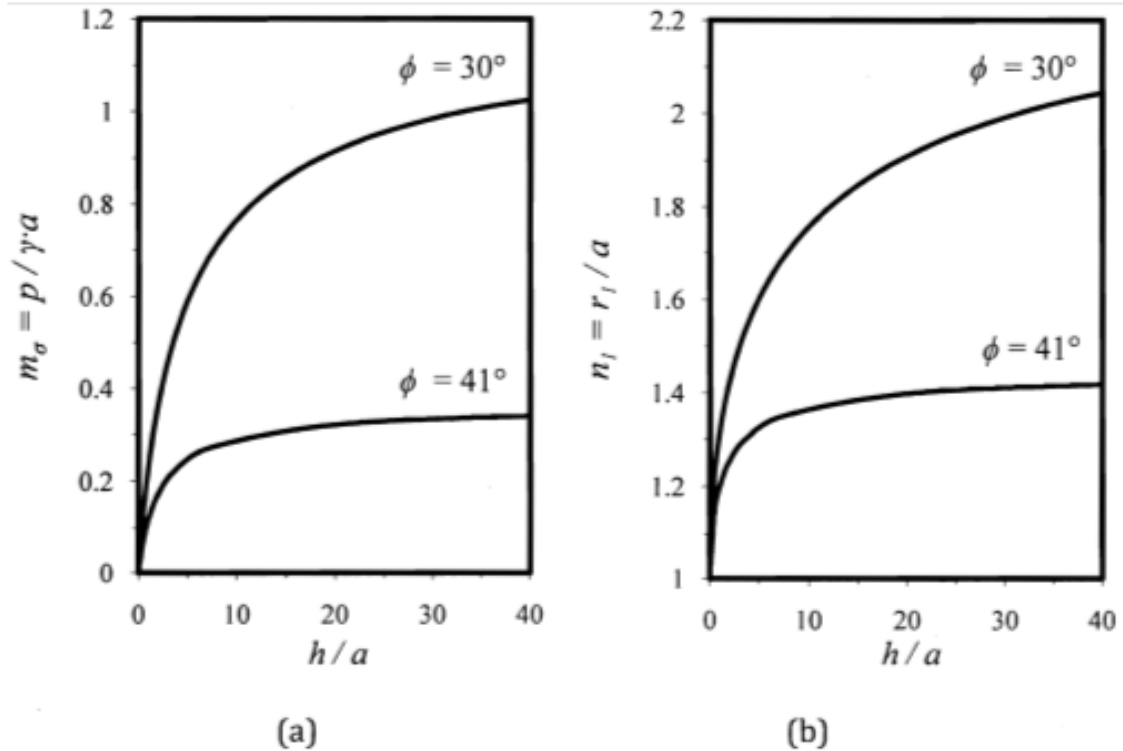


Figure 2.7. (a) Pression des terres normalisée par rapport à la profondeur normalisée. (b) Étendue normalisée de la zone plastique par rapport à la profondeur normalisée ($c = 0$) [D'après Teraghi (1943)]

2. 3.1.1.2. Prater (1977):

Il a appliqué la théorie de l'équilibre limite sur une masse du sol conique, comme montrée dans les Figures 2.8 et 2.9 avec l'application de deux conditions suivantes:

$$\lambda = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_v} = 1 \quad (2.19)$$

et

$$\lambda = K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.20)$$

Les forces provoquent dans la masse du sol sont représentées sur les

- Figure 2.8 cas d'un sol granulaire ($c = 0$)
- Figure 2.9 cas d'un sol ayant une cohésion ($c \neq 0$).

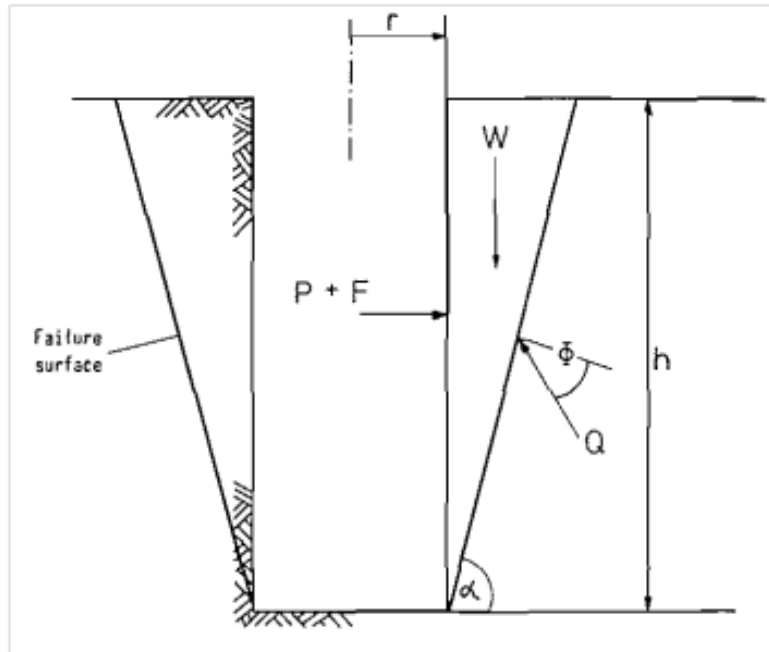


Figure 2.8. Modèle de rupture supposé pour un écran ancré dans un sol sans cohésion et les forces agissantes sur la masse glissante [Adaptée par Prater (1977)]

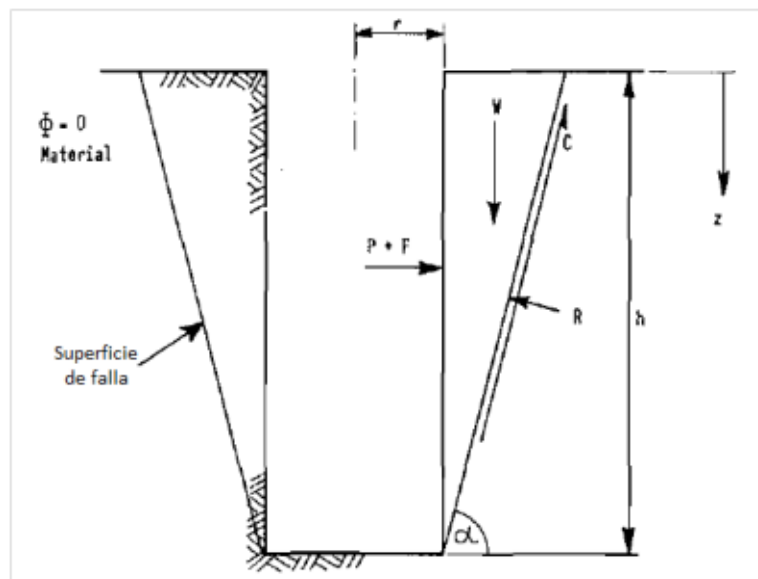


Figure 2.9: Modèle de rupture supposé pour un écran ancré dans un sol cohésion et les forces agissantes sur la masse glissante [Adaptée par Prater (1977)]

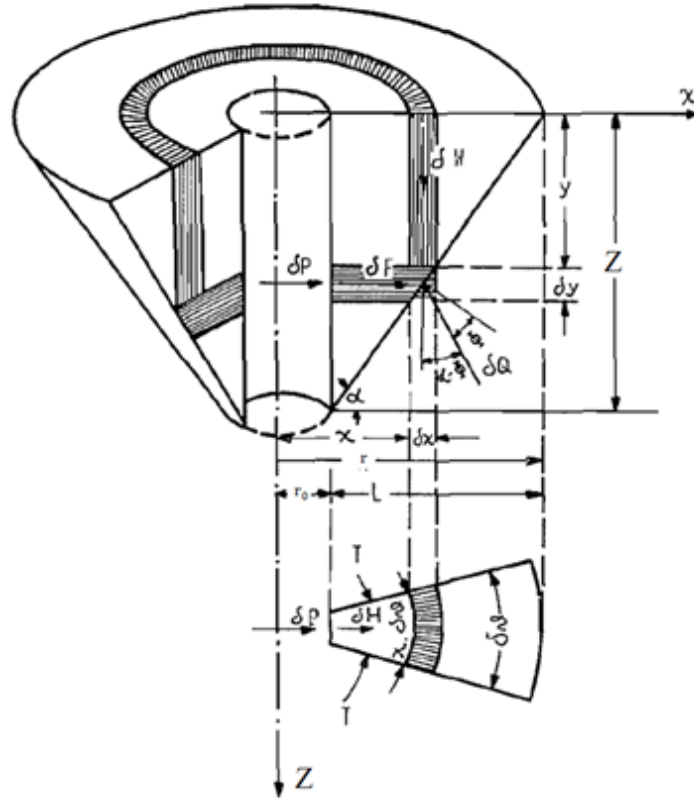


Figure 2.10. Méthode de calcul de la pression de la terre selon Steinfeld (1958) $\delta F \approx T\delta\theta$, $\delta P + \delta F = \delta W \tan(\alpha + \varphi)$

A travers la figure 2.10 on peut déduire l'équation d'équilibre suivante :

Selon Steinfeld (1958)

$$\delta P + \delta F = \delta W \tan(\alpha - \varphi) \quad (2.21)$$

$$\delta F \approx T\delta\theta \quad \rightarrow \quad \delta F = 2T \sin\left(\frac{\delta\theta}{2}\right)$$

Après substitution δF dans l'équation (2.21) on obtient l'équation suivante :

$$\delta P + 2T \sin\left(\frac{\delta\theta}{2}\right) = \delta W \tan(\alpha - \varphi) d\theta \quad (2.22)$$

avec :

$$T = \int \sigma_\theta dA = \int_0^z \lambda \sigma_z \frac{z - z_1}{\tan \alpha} dz_1 = \lambda \gamma \int_0^z z_1 \frac{z - z_1}{\tan \alpha} dz_1 = \frac{\lambda \gamma z^3}{6 \tan \alpha} \quad (2.23)$$

$$F = 2T \sin\left(\frac{\delta\theta}{2}\right) \quad (2.24)$$

$$W = \gamma \delta\theta \left(\frac{z^3}{6(\tan \alpha)^2} + \frac{r_0 z^2}{2 \tan \alpha} \right) \quad (2.25)$$

La substitution des équations (2.24) et (2.25) dans l'équation d'équilibre (2.21) entraîne l'expression de la pression de la terre agissant sur l'écran de soutènement

$$\delta p = \gamma \delta \theta \left(\frac{Z^3}{6(\tan \alpha)^2} + \frac{r_0 Z^2}{2 \tan \alpha} \right) \tan(\alpha + \varphi) - \frac{\lambda \gamma Z^3}{6 \tan \alpha} \delta \theta$$

$$\delta P = \gamma \delta \theta \left(\frac{Z^3}{6(\tan \alpha)^2} + \frac{r_0 Z^2}{2 \tan \alpha} \right) \tan(\alpha + \varphi) - \frac{\lambda \gamma Z^3}{6 \tan \alpha} \delta \theta$$

$$\delta P = \frac{\gamma \delta \theta Z^2}{2 \tan \alpha} \left[\left(\frac{Z}{3 \tan \alpha} + r_0 \right) \tan(\alpha + \varphi) - \frac{\lambda Z}{3} \right] \text{ on la multiplier par le rapport } \frac{z}{Z}$$

$$\delta P = \frac{\gamma \delta \theta Z^3}{2 \tan \alpha} \left[\left(\frac{1}{3 \tan \alpha} + \frac{r_0}{Z} \right) \tan(\alpha + \varphi) - \frac{\lambda}{3} \right]$$

On peut ecrire que $n = \frac{r_0}{Z}$

$$\delta P = \frac{\gamma \delta \theta Z^3}{2 \tan \alpha} \left[\left(\frac{1}{3 \tan \alpha} + n \right) \tan(\alpha + \varphi) - \frac{\lambda}{3} \right]$$

D'où la pression de la terre totale peut s'écrire comme suit

$$P = \int_0^Z \frac{\gamma Z^2}{2 \tan(\alpha)} \left\{ \tan(\alpha + \beta) \left(\frac{Z}{3 \tan(\alpha)} + r_0 \right) - \frac{\lambda Z}{3} \right\} dh \quad (2.26)$$

Prater 1977 a trouvé la formule de la poussée active totale par unité de longueur de paramètres d'écran suivante :

$$P_t = \frac{\pi \gamma Z^3}{\tan(\alpha)} \left\{ \tan(\alpha + \varphi) \left(\frac{1}{3 \tan(\alpha)} + n \right) - \frac{\lambda}{3} \right\} \quad (2.27)$$

avec $n = \frac{r_0}{Z}$

Afin d'obtenir la valeur de α critique (α_{critique}) qui donnera la valeur maximale de la pression

P_t , il faut de dériver la pression et faire égalé à zéro $\frac{\partial P}{\partial \alpha} = 0$

$$n = \frac{r_0}{Z}$$

$$= \frac{\frac{\tan(\alpha + \varphi)}{3(\tan \alpha)^3 \cos(\alpha)^2} - \frac{1}{3 \tan(\alpha)^2 \tan(\alpha + \varphi)^2} + \frac{\tan(\alpha + \varphi)}{3 \tan(\alpha)^3 \cos(\alpha)^2} - \frac{\lambda}{3 \tan(\alpha)^2 \cos(\alpha)^2}}{\frac{1}{\cos(\alpha + \varphi)^2 \tan(\alpha)} - \frac{\tan(\alpha + \varphi)}{\tan(\alpha)^2 \cos(\alpha)^2}} \quad (2.28)$$

La figure 2.11. présente la différence de distribution des pressions en faisant varier l'angle de forttement interne du sol.

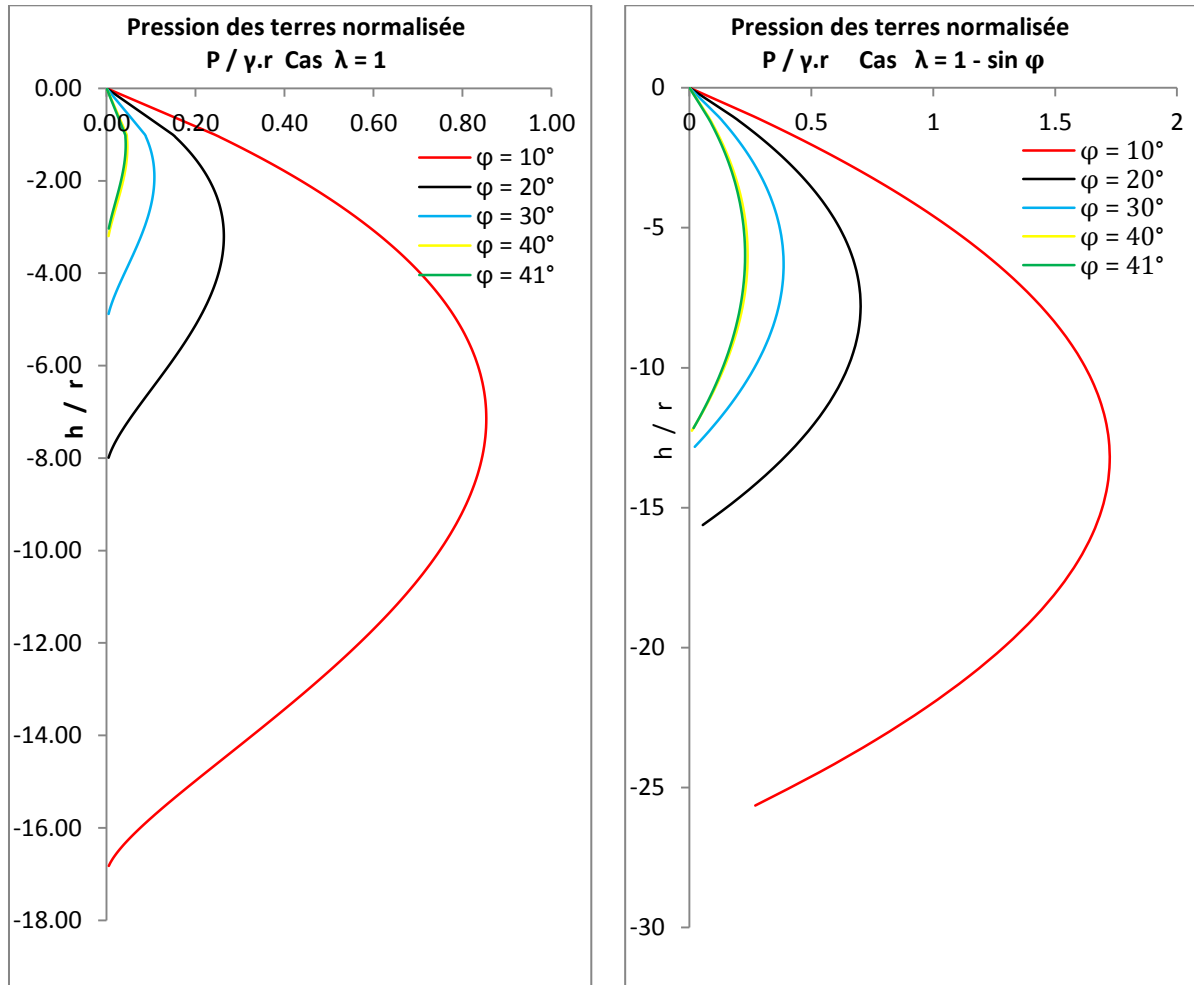


Figure 2.11. Répartition de la pression active des terres, cohésion nul ($c = 0$) [D'après Prater (1977)]

La figure 2.12. présente la différence de distribution des pressions en faisant varier le coefficient de pression (λ).

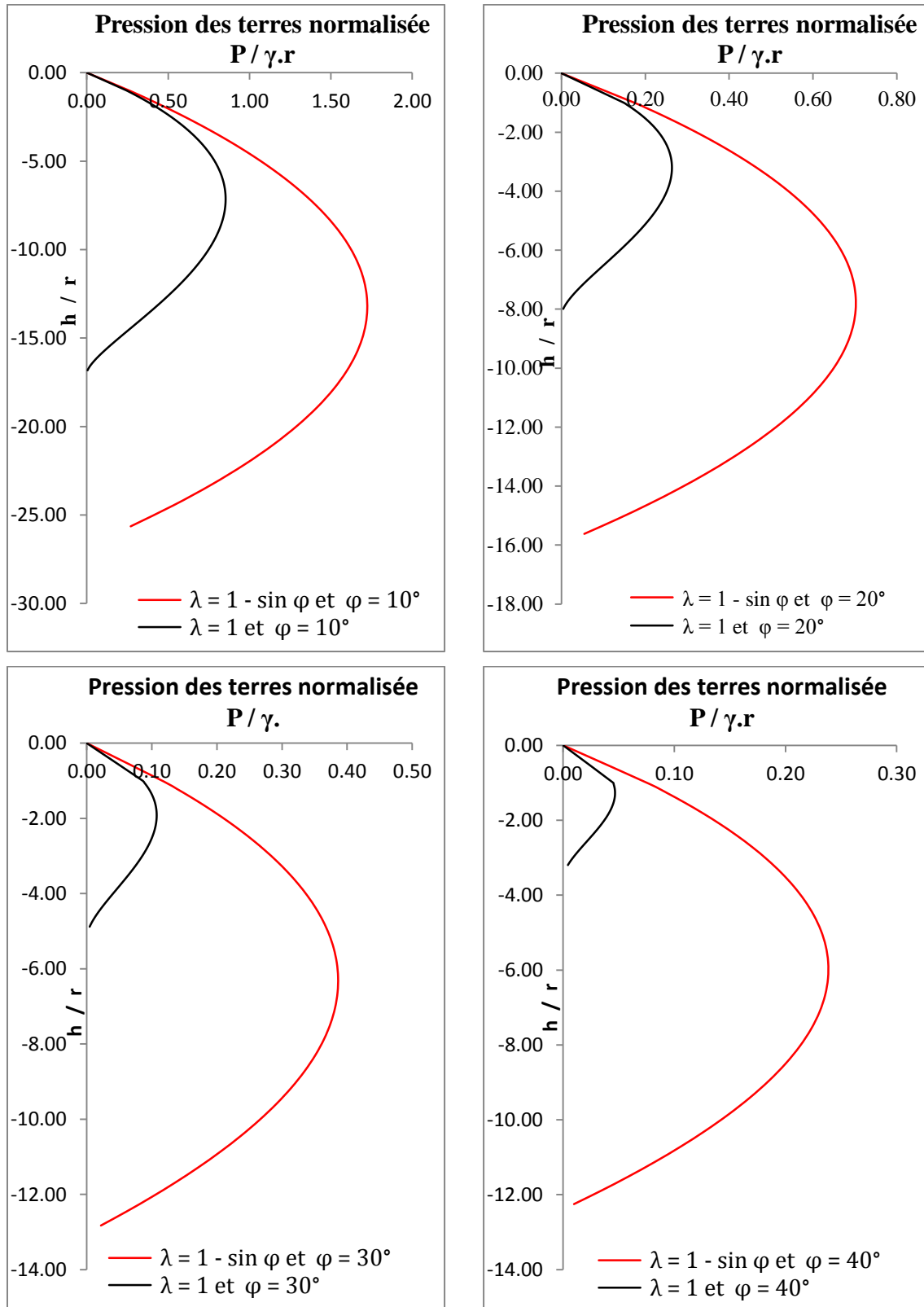


Figure 2.12. Répartition de la poussée pour un sol pulvérulent, compte tenu $\lambda=1$ et $\lambda= K_0$ [D'après Prater (1977)].

Remarque: L'utilisation de l'hypothèse de Harr & Von Karman donne un état des contraintes minimales, donc cette hypothèse ne doit pas être utilisée dans les applications d'ingénierie.

2.3.1.2. Méthode des lignes de glissement:

2.3.1.2.1. Berezantzev (1958):

Il a proposé une extension de la méthode des lignes de glissement pour calculer la pression de la terre agissant sur les murs cylindriques suivants les indications de figure 2.13. Et aussi, il a basé sur les suppositions suivantes :

- 1- L'hypothèse Haar-Von Karman, implique l'égalité principale, les efforts de l'équation.

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{II} = \sigma_1 = \sigma_z \tag{2.29}$$

et

$$\sigma_r = \sigma_{III} \tag{2.30}$$

- 2- A l'intérieur de la zone plastique, les contraintes tangentielles sont égales aux contraintes principales et les contraintes radiales sont égales aux contraintes minimales,

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{II} = \sigma_1 = \sigma_z \tag{2.31}$$

et

$$\sigma_r = \sigma_{III} \tag{2.32}$$

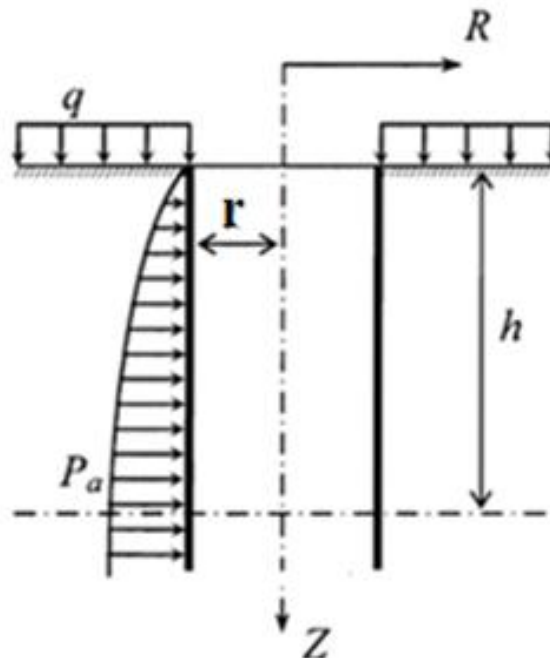


Figure 2.13. Pression agissante sur un écran de soutènement cylindrique [Adapté par Berezantzev (1958)]

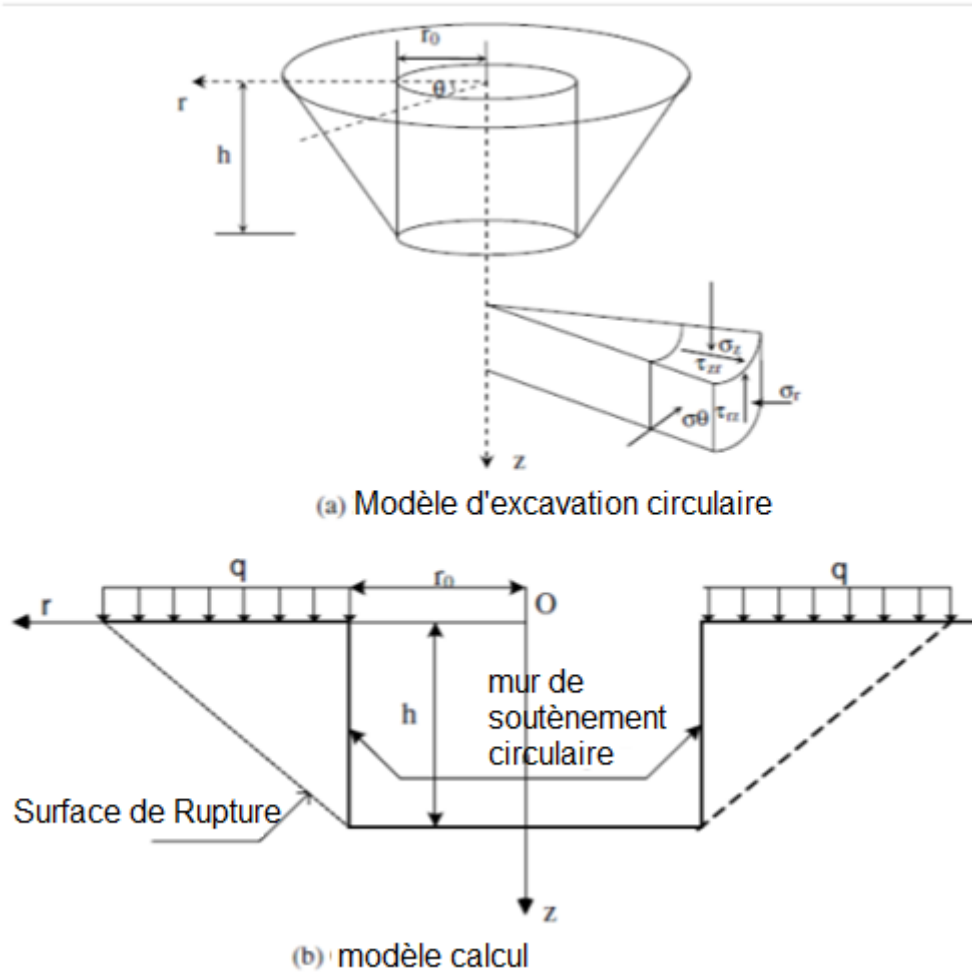


Figure 2.14. Le modèle d'analyse d'écran de soutènement circulaire Calculate model of circular excavation

$$P_a = r_0 \gamma \frac{\tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\eta - 1} \left(1 - \frac{r_0^{\eta-1}}{R_b^{\eta-1}}\right) + q_0 \frac{1}{R_b^n} \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - C \left[1 - \frac{1}{R_b^n} \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \cot \varphi \quad (2.33)$$

Cette équation est la formule originale de Berезentzav (1958) pour calculer la pression active des terres on condition axisymétrie avec :

$$R_b = 1 + \frac{z}{r_0} \sqrt{K_a} \quad \text{et} \quad K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$R_b = r_0 + z \cdot \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad \eta = 2 \tan(\varphi) \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Dans le cas ou $c = 0$ et $q = 0$ la formule originale de Berезentzav (1958) prend la forme suivante

$$P_a = r_0 \gamma \frac{\tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\eta - 1} \left(1 - \frac{r_0^{\eta-1}}{R_b^{\eta-1}}\right) \quad (2.34)$$

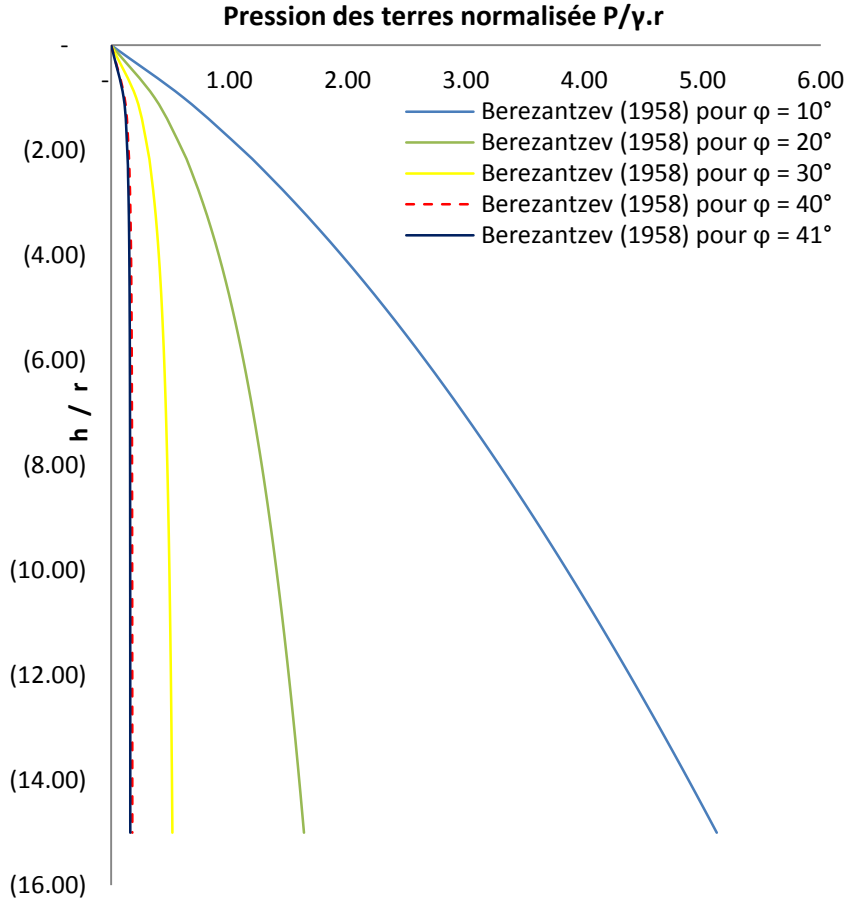


Figure 2.15. Distribution de la pression de la terre à l'aide de la solution simplifiée de la ligne de glissement ($c = 0$) [D'après Berezantzev (1958)]

2.3.1.2.2. Cheng et Hu (2005):

Ils ont développé la méthode des lignes de glissement pour calculer la pression des terres agissante sur les murs verticaux, rigides et circulaires en modifiant l'hypothèse de Haar-Von Karman qui a employé une valeur λ égale 1.

À partir d'élément toroïdal Figure 2.16 on peut obtenir les équations d'équilibre en coordonnées cylindriques les suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.35)$$

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} = \gamma \quad (2.36)$$

$$\sigma_r = \sigma(1 + \sin\varphi \cdot \cos 2\Psi) - c \cdot \cot\varphi \quad (2.37)$$

$$\sigma_z = \sigma(1 - \sin\varphi \cdot \cos 2\Psi) - c \cdot \cot\varphi \quad (2.38)$$

$$\tau_{rz} = \sigma \cdot \sin\varphi \cdot \sin 2\Psi \quad (2.39)$$

$$\sigma_\theta = \lambda \cdot \sigma_1 = \lambda \cdot \sigma(1 + \sin\varphi) - \lambda \cdot c \cdot \cot\varphi \quad (2.40)$$

$$\sigma = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + c \cdot \cot\varphi \tag{2.41}$$

λ : c'est le rapport entre σ_θ et σ_1 , et pris comme 1 par la plupart des chercheurs dans la littérature pour la simplicité (connu également sous le terme hypothèse de Harr et Von Karman), mais en général, ce ratio devrait se situer entre 1 et k_a et devrait être pris comme une variable.

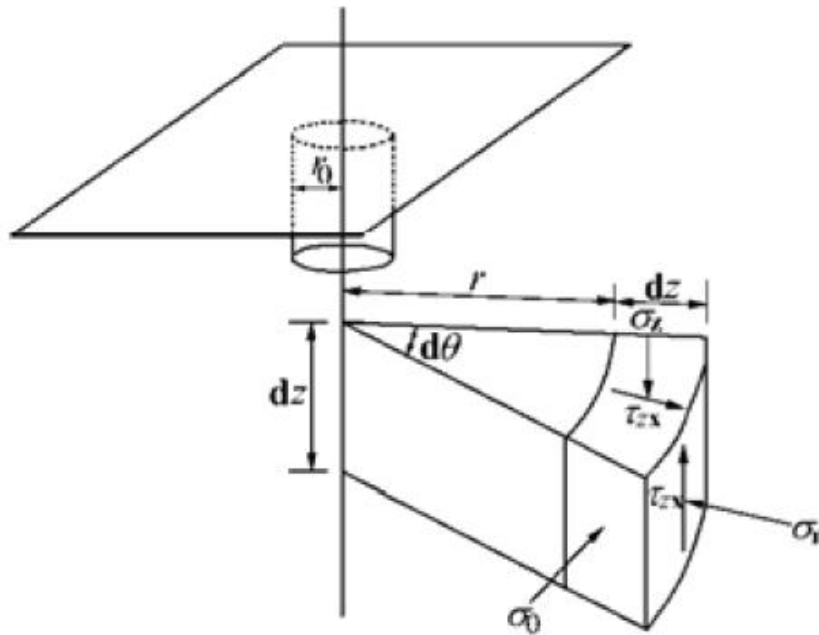


Figure 2.16. Système de coordonnées cylindriques et composantes de contraintes [D'après Cheng et Hu (2005)]

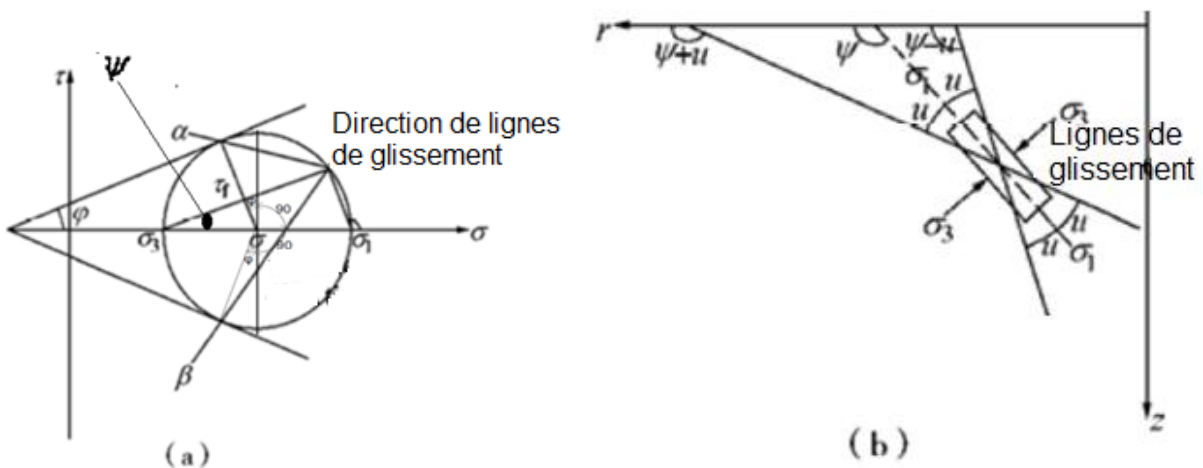


Figure 2.17. (a) Cercles de Mohr en condition de rupture (B) Convention de signer et notation [D'après Cheng et Hu (2005)]

Les lignes caractéristiques qui vont incarner la solution sont des lignes α et β sur lesquelles la résistance au cisaillement est mobilisée. Dans la littérature, ces lignes sont souvent désignées

comme les lignes de glissement (Slip lines) mais leur signification est relative aux équations d'équilibre et non aux déplacements

La géométrie dicte que les inclinaisons de ces lignes peuvent être écrites comme

$$\frac{dz}{dr} = \tan(\Psi + m\mu) \quad (2.42)$$

$$\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (2.43)$$

$$m = \pm 1 \quad (2.44)$$

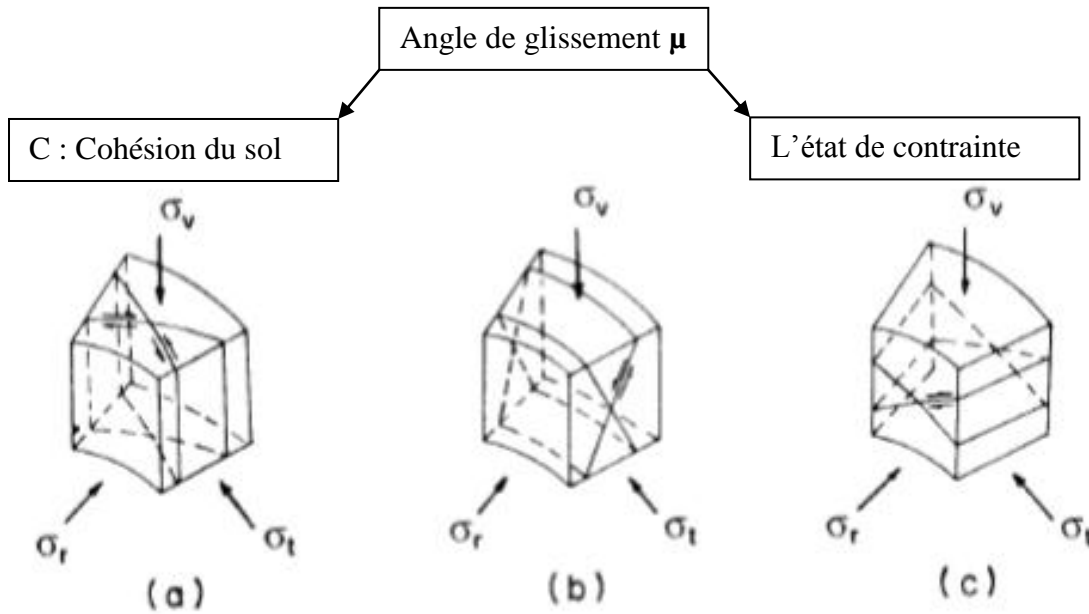


Figure 2.18. Mode élastique : (a) Mode A, $\sigma_1 - \sigma_r = \max$, (b) Mode B, $\sigma_v - \sigma_r = \max$, (C) Mode C, $\sigma_t - \sigma_v = \max$ [D'après par Wong et Kaiser (1988)]

$$d\sigma + m2\sigma \tan\varphi. d\Psi + ((1 - \lambda - \lambda \sin \phi)\sigma - c(1 - \lambda)\cot \phi)/r dr + m (\lambda(1 + \sin \varphi) \sigma + c(1 - \lambda)\cot \phi)/r \tan\varphi dz = \gamma(m. \tan\varphi dr + dz) \quad (2.45)$$

Pour simplifier l'étude, les variables seront normalisées avec le rayon d'écran circulaire sous la forme

$$\Omega = \frac{\sigma}{\gamma r_0}, \quad R = \frac{r}{r_0}, \quad Z = \frac{z}{r_0}, \quad C = \frac{c}{\gamma r_0}, \quad Q_0 = \frac{q_0}{\gamma r_0}$$

$$d\Omega + m2\Omega \tan\varphi. d\Psi + \frac{(1 - \lambda - \lambda \sin \phi)\Omega - C(1 - \lambda) \cot \phi}{R} dR + m \frac{\lambda(1 + \sin \varphi)\Omega + C(1 - \lambda) \cot \phi}{R} \varphi \tan\varphi. dZ = m \tan\varphi. dR + dZ \quad (2.46)$$

Si on suppose que les lignes de glissement sont des droites dans le plan R-Z. D'après l'hypothèse utilisée par Berezantzev (1958), l'inclinaison de la ligne de glissement β est: $m=1$,

$$\Psi = \frac{\pi}{2} = const \quad (2.47)$$

$$dZ = \tan\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) dR \quad (2.48)$$

La formule originale de Cheng et Hu (2005) pour calculer la pression active des terres en condition axisymétrie c'est la suivante :

$$P_a = r_0 \gamma \frac{\sqrt{K_a}}{\eta-1} \left(1 - \frac{1}{R_b^{\eta-1}}\right) + q_0 \frac{K_a}{R_b^\eta} - C \left[\frac{1-\lambda+\eta}{\eta} - \varepsilon \frac{K_a}{R_b^\eta} \right] \cot\varphi \quad (2.49)$$

$$K_a = \left(\tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2 \quad (2.50)$$

$$R_b = 1 + \frac{z}{r_0} \sqrt{K_a} \quad (2.51)$$

$$\eta = \lambda \left(\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2 - 1 \quad (2.52)$$

$$\xi = \frac{1-\lambda}{\eta} \left(\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2 + 1 \quad (2.53)$$

La formule originale de Cheng et Hu (2005) pour calculer la pression active des terres en condition d'axisymétrie en cas $c = 0$ et $q_0 = 0$ c'est la suivante :

$$P_a = r_0 \gamma \frac{\sqrt{K_a}}{\eta-1} \left[1 - \frac{1}{R_b^{\eta-1}} \right] \quad (2.54)$$

Il convient de mentionner que, dans le cas où λ égale à 1, l'équation (2.49) se réduit à l'expression obtenue par Berezantzev (1958).

Les figures 2.19(a), à 2.19(d) présentent la distribution des pressions actives en faisant varier le coefficient de pression (λ).

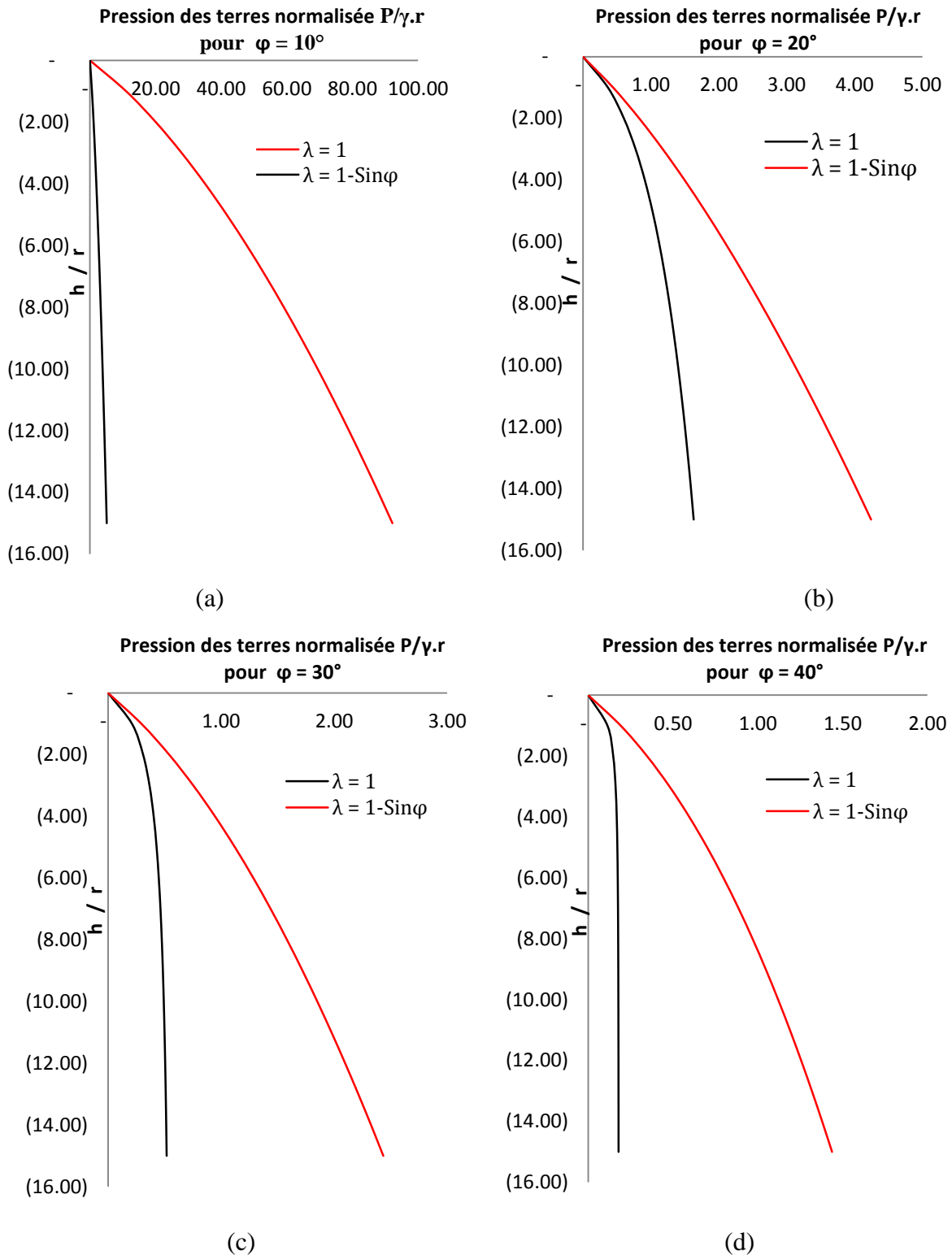


Figure 2.19. Variation de pression des terres active avec h/r [D'après par Cheng et Hu (2005)]

Remarque: L'utilisation de l'hypothèse de Harr & Von Karman donne un état des contraintes minimales, donc cette hypothèse ne doit pas être utilisée dans les applications d'ingénierie.

L'effet de λ sur les contraintes est diminué avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol.

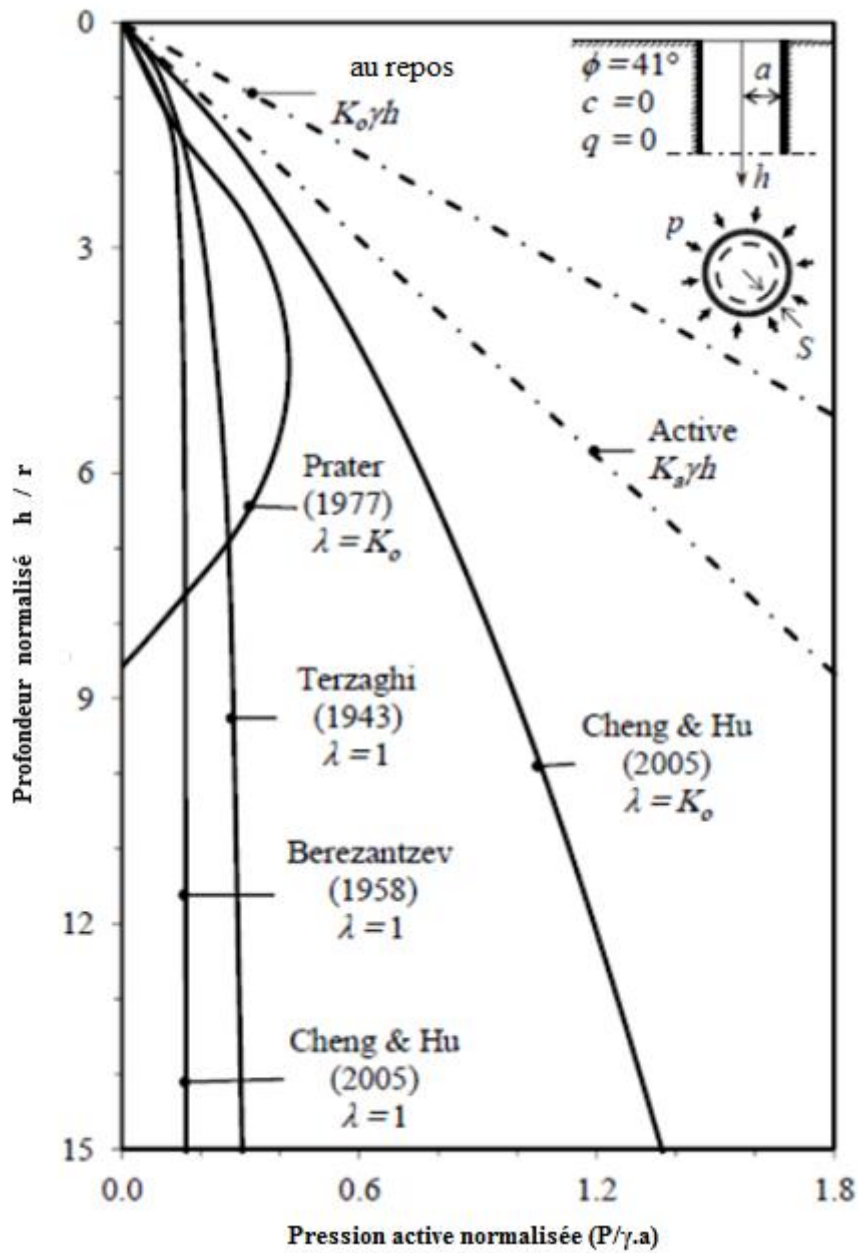


Figure 2.20. Distributions de la pression des terres sur un écran de profondeur h , de rayon a , en sol sans cohésion ($c = 0$) et sans surcharge ($q = 0$)

La méthode d'équilibre limite	La méthode des lignes de glissement
<p align="center">Basée sur l'équilibre limite $\sum F = 0$</p> <p>Prater(1977)</p> <p>Surface de rupture est identique a seul de Coulomb</p> $k_a \leq \lambda = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_v} \leq k_0 = 1 - \sin\phi$ $\lambda \neq 1$	<p align="center">Equations d'équilibre en coordonné cylindrique</p> <p>Chang et Hu (2005)</p> <p>Surface de rupture est identique a seul de Coulomb</p> $k_a \leq \lambda = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_v} \leq k_0 = 1 - \sin\phi$ <p>λ Peut égale à 1</p>
<p align="center">Basée sur l'équilibre limite $\sum F = 0$</p> <p>Terzaghi(1943)</p> <p>Surface de rupture est identique a seul de Rankine</p> $\lambda = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_v} = 1$	<p align="center">Berezantzev(1958)</p> <p>Surface de rupture est identique a seul de Coulomb</p> $\lambda = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_v} = 1$ <p>Basé sur l'hypothèse Haar Von Karman $\sigma_\theta = \sigma_v$ Pour rendre le problème Isostatique,</p>
<p>La surface de glissement est conique</p> <p>La solution estimée une pression nulle en profondeur $h = 8.5 \times$ Rayon qui est incompatible avec les données expérimentales</p>	<p>La surface de glissement est conique</p> <p>La solution estimée une pression constante en profondeur qui est compatible avec les données expérimentales</p>
<p>La surface de glissement est conique</p>	<p>La surface de glissement est conique</p>

Tableau 2.1. Tableau de comparaison entre différente méthodes théoriques

2.3.2. Méthodes expérimentales:

Les méthodes expérimentales reposent sur différentes techniques de simulation de procédure d'excavation pour l'installation d'un écran rigide, circulaire et vertical dans un sol granulaire et ceci pour étudier la répartition de la pression active de la terre, on peut regrouper ces techniques en trois groupes:

a. Technique de renforcement de l'écran (Sinking technique) : Consiste à avancer un petit modèle d'écran avec un vide S, ce vide est utilisé pour simuler le déplacement du sol induit lors de l'excavation.

b. Technique de stabilisation temporaire en utilisant une pression de fluide (Temporary stabilization using fluid pressure): Dans cette technique, le sol à excaver est remplacé par un sac en caoutchouc souple rempli de liquide ou de gaz. Le niveau de liquide, ou de pression du gaz, abaissé par étapes pour simuler le processus d'excavation.

c. Technique de dispositif réglable mécaniquement. (Mechanically adjustable device): Cette technique est basée sur un mécanisme mécanique pour faire déplacer un écran rigide dans le but de simuler le déplacement du sol lors de l'excavation.

2.3.2.1. Walz (1973):

Il a étudié la pression latérale des terres agissant sur l'écran rigide, circulaire et verticale en fonction du mouvement de l'écran en utilisant la technique de renforcement (Sinking technique).

Model d'écran: Walz (1973) il a adopté un modèle d'écran ayant un diamètre de ($2a = 105\text{mm}$) et une hauteur de ($H = 630\text{mm}$), composé de 12 anneaux en acier avec un vide S allant de 0 à 5 mm, comme illustré sur la figure 2.21 et des pièces en forme de Z ont été équipées d'un appareil pour détecter directement la pression des terres normalisée agissante contre l'écran.

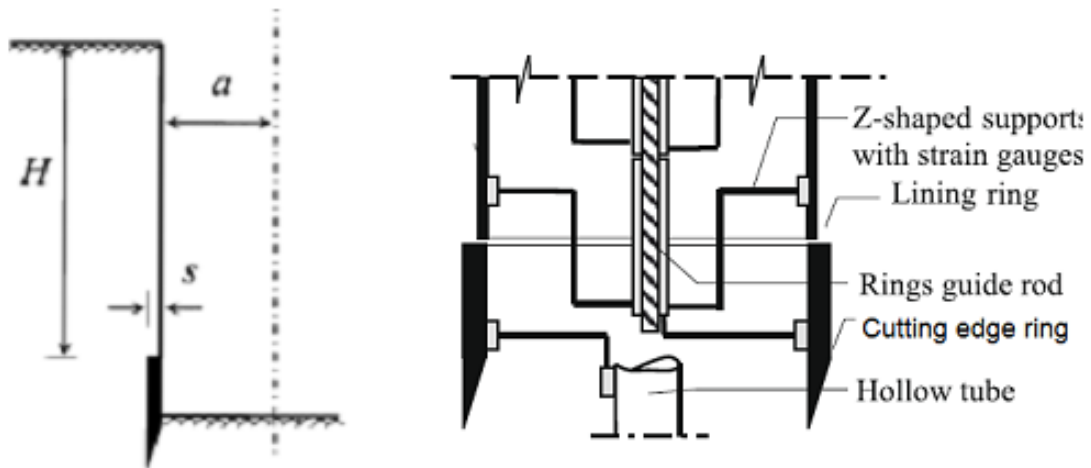


Figure 2.21. Model d'écran utilisé en cas de sinking technique [D'après Walz (1973)]

Model de récipient:

Walz (1973) a adopté un support (récipient) cylindrique en forme de cuve de 1 m de diamètre et 1 m de profondeur rempli par un sable sec.

Avant de commencer le remplissage du support cylindrique, un tube creux de petit diamètre a été installé verticalement dans le récipient.

Procédure d'essai:

Le tube glissé vers le bas à l'aide d'un moteur pour le but de renforcement du modèle d'écran dans le sol. Pendant que l'écran avancé dans le sol, des morceaux du sol sont dirigés à travers le tube à l'extérieur du récipient.

Résultat et Analyse:

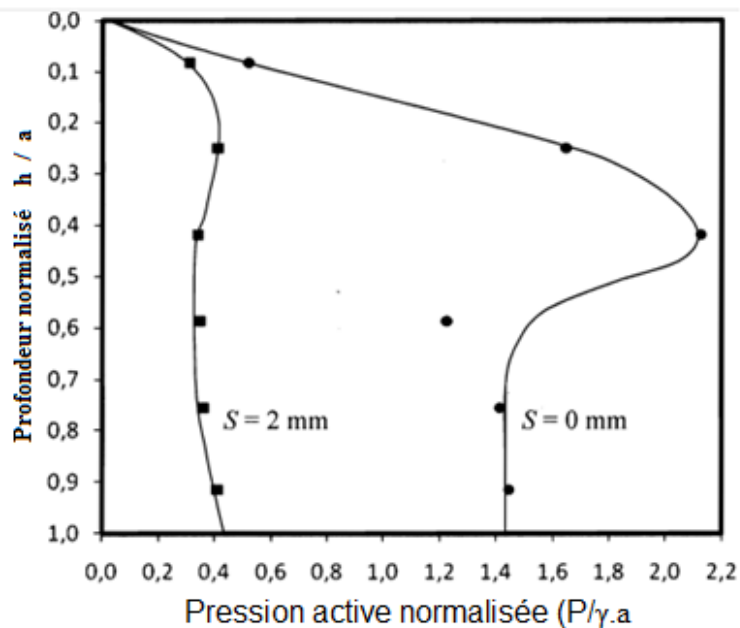


Figure 2.22. Pression de la terre normalisée $p / \gamma.r$ avec la variation de rapport h / r [D'après Walz (1973)]

- La pression active a diminué de manière significative en fonction de déplacement d'écran
- A l'état actif Walz (1973) a remarqué que la pression est constante avec la profondeur
- A l'état de repos Walz (1973) a remarqué que sur la moitié supérieure d'écran, la pression mesurée augmente avec la profondeur, mais sur la moitié inférieure d'écran, la pression diminuée et puis prendre une valeur constante.

2.3.2.2. Lade et al. (1981):

Ils ont étudié la pression latérale des terres agissant sur les écrans rigides, circulaires et verticales en utilisant la technique de stabilisation temporaire en utilisant une pression de fluide (Temporary stabilization using fluid pressure).

Model d'écran: Ils ont adopté un modèle d'écran ayant les dimensions suivantes

Test	H (mm)	2a (mm)
Test 2	240	83
Test 2	450	115
Test 2	540	78

Ils ont installé huit appareils (Cellules de pression) pour mesurer la pression latérale le long de l'écran, et LVDT ont été utilisés pour définir la planéité de la surface.

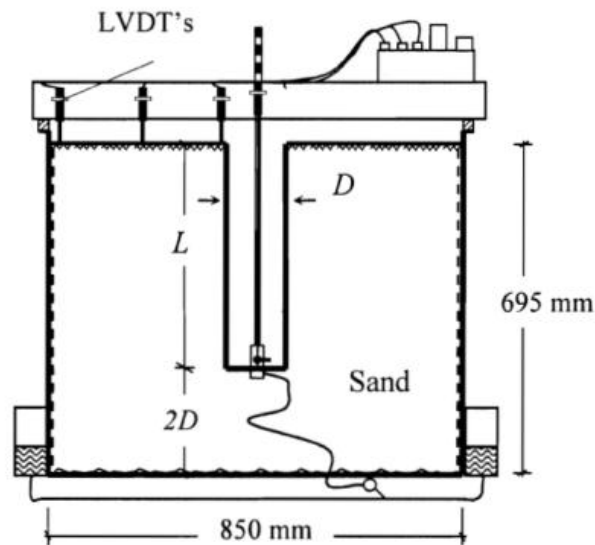


Figure 2.23. Configuration du test [D'après Lade et al. (1981)]

Model de récipient: Ils ont adopté un support cylindrique en forme de cuve de 850mm de diamètre et 695mm de profondeur, rempli par un sable fin ($\gamma = 15.35-15,5kn / m^3$, $\phi = 38,3^\circ$).

Procédure d'essai: Le processus d'excavation a été simulé par rabattement du niveau du liquide en quatre phases.

Résultat et Analyse:

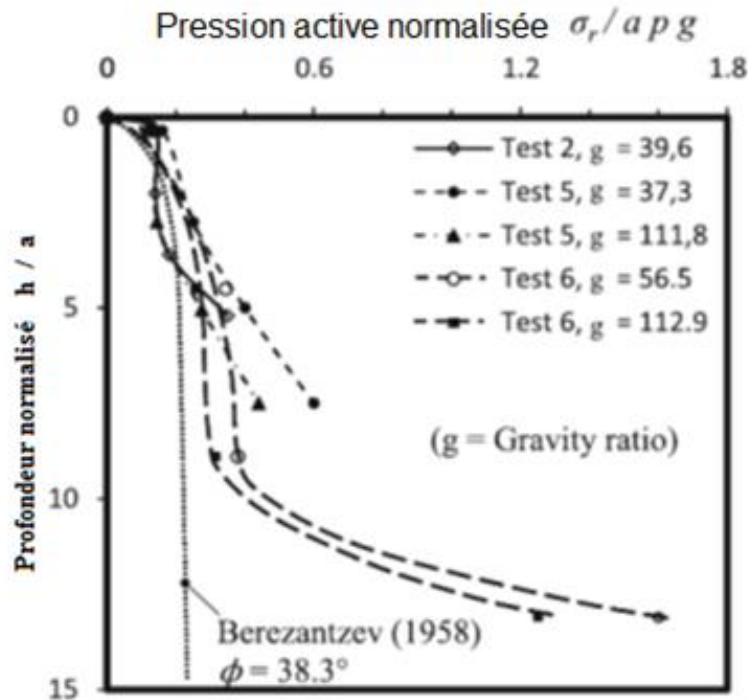


Figure 2.24. Résultats des essais, pression normalisée par rapport à la profondeur normalisée h/a [D'après Lade et al. (1981)]

- Les pressions mesurées sont plus élevées que les pressions calculées à l'aide de la méthode de Berezantzev (1958).

2.3.2.3. Fujii et al (1994):

Ils ont étudié l'effet de frottement de la paroi sur la pression latérale des terres agissantes sur les écrans rigides, verticaux et semi cylindrique en fonction de déplacement de l'écran en utilisant la technique du Dispositif Réglable Mécaniquement (Mechanically adjustable device)

Model d'écran:

Ils ont adopté un modèle d'écran ayant un diamètre de 60mm et une hauteur de 200mm formé en aluminium.

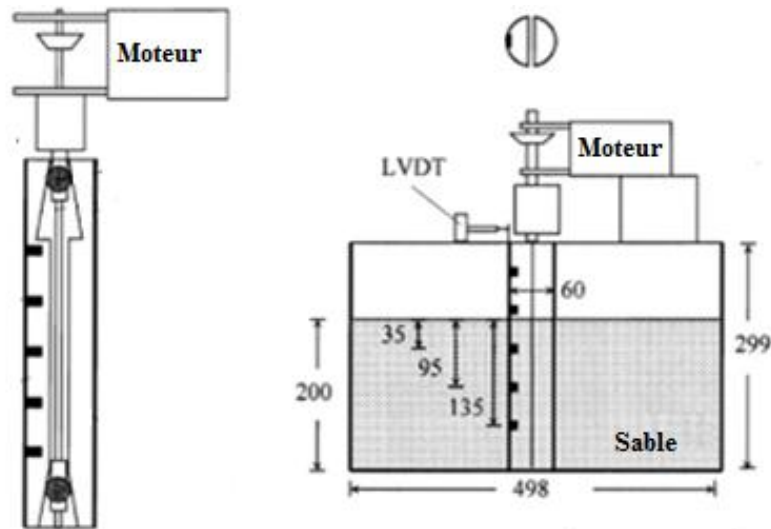


Figure 2.25. Modèle d'écran semi-cylindre [D'après Fujii et al. (1994)]

Model de récipient:

Ils ont adopté un support rectangulaire en forme de cuve de 498×498mm en plan et 299mm de profondeur, rempli par un sable dense ($\gamma = 14.7\text{Kn/m}^3$, $\phi = 42^\circ$).

Procédure d'essai:

Ils ont imposé un déplacement horizontal et uniforme sur toute la longueur de l'écran. Ce mouvement horizontal a été effectué à l'aide d'un mécanisme mécanique simple composé de deux disques reliés à une tige axiale telle que la tige axiale a été déplacée verticalement, les disques glissés sur des piliers se déplaçant vers l'intérieur Figure 2.25.

Résultat et Analyse:

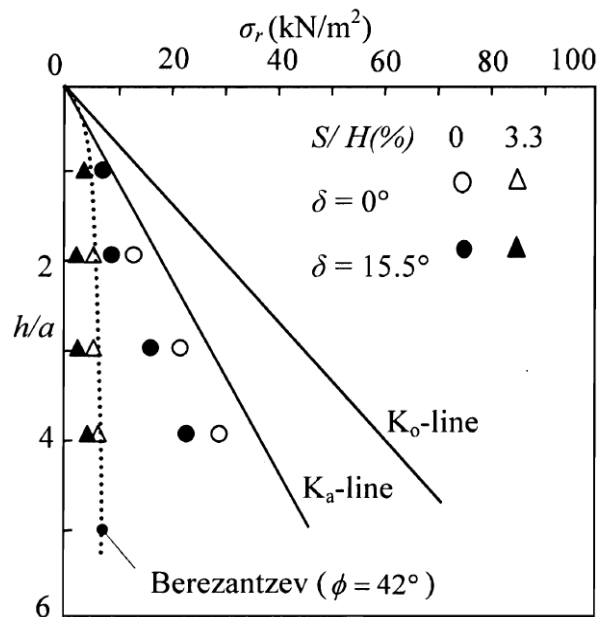


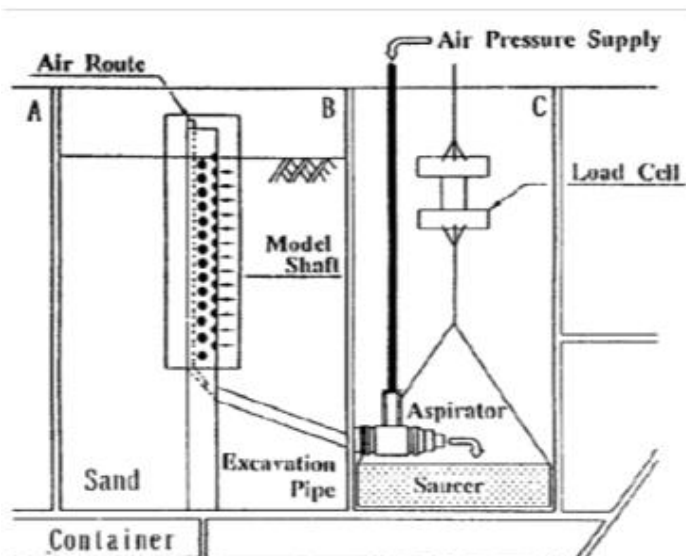
Figure 2.26: Pression de la terre par rapport à la profondeur normalisée pour un écran lisse et rugueuse [D'après Fujii et al. (1994)]

- Ils ont remarqué que la pression calculée théoriquement à l'état actif (Théorie de Rankine) est supérieure à la pression mesurée expérimentalement à l'état actif dans les deux cas ($\delta = 0^\circ$ ou $\delta \neq 0^\circ$) δ : l'angle de frottement de l'écran.
- Ils ont remarqué que la distribution de pression au repos est linéaire en fonction de la profondeur dans les deux cas ($\delta = 0^\circ$ ou $\delta \neq 0^\circ$) et aussi ils ont remarqué une différence entre ces résultats expérimentaux et les résultats théorique de Rankine.
- En état actif ils ont remarqué que les résultats expérimentaux sont relativement en bien accord avec la solution théorique de Berezantzev (1958).
- Ils ont constaté un effet faible de frottement de la paroi sur la distribution de pression des terres.
- Ils ont constaté que la pression a diminuée de manière significative avec le déplacement du mur.

2.3.2.4. Ueno et al. (1996):

Ils ont modélisé des écrans circulaires verticaux et flexibles ancrés dans un sable dense, et ils ont aussi établi une méthode de prédiction de la pression des terres, en tenant compte de l'influence de la rigidité de l'écran par définir un module de Young apparent $\frac{Et}{R}$ selon une théorie du tube élastique mince proposé par Pierrick et Young (1975). La théorie élastique du tube mince est uniquement applicable pour un tube ayant une épaisseur inférieure à un dixième de son rayon.

Model d'écran:



R_m (mm)	t_m (mm)	Z_{0m} (mm)	Tt/R (Gpa)
23.9	3.00	16.50	0.392
23.9	0.25	16.50	1.40
23.9	0.30	16.50	1.72
23.9	0.40	16.50	2.38
23.9	0.50	16.50	2.58

Figure 2.27: Modèle d'écran [Adopté par Ueno et al. (1996)]

Model de récipient:

Ils ont utilisé un support en forme d'une boîte rectangulaire en plaques d'acier, et une pelle électrique spéciale. La boîte ayant des dimensions de 500×500mm en plan, et 300mm de profondeur et 200mm d'épaisseur, a été divisée en trois cellules nommées A, B et C. La cellule A n'a pas été utilisée dans ses études, la cellule B, contient le sable et l'écran, la Cellule C a pour but de garder le sable excavé.

Procédure d'essai:

Lorsque l'épaisseur du sable versé atteint 9Cm, le modèle d'écran a été placé verticalement au centre de la cellule B. La succession des coulés a été faite jusqu'à 26 Cm d'épaisseur,

Résultat et Analyse:

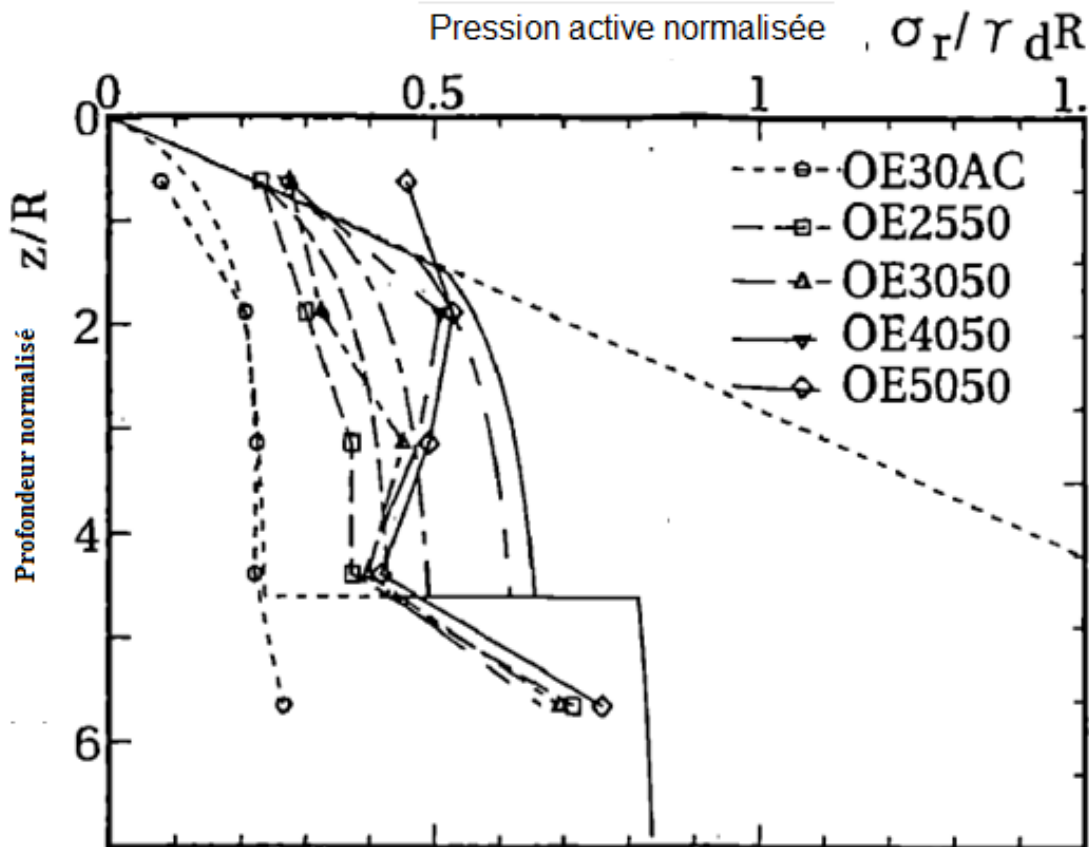


Figure 2.28. Les distributions prédites et mesurées de $\sigma_r / \gamma_d R$ [D'après par Ueno et al. (1996)]

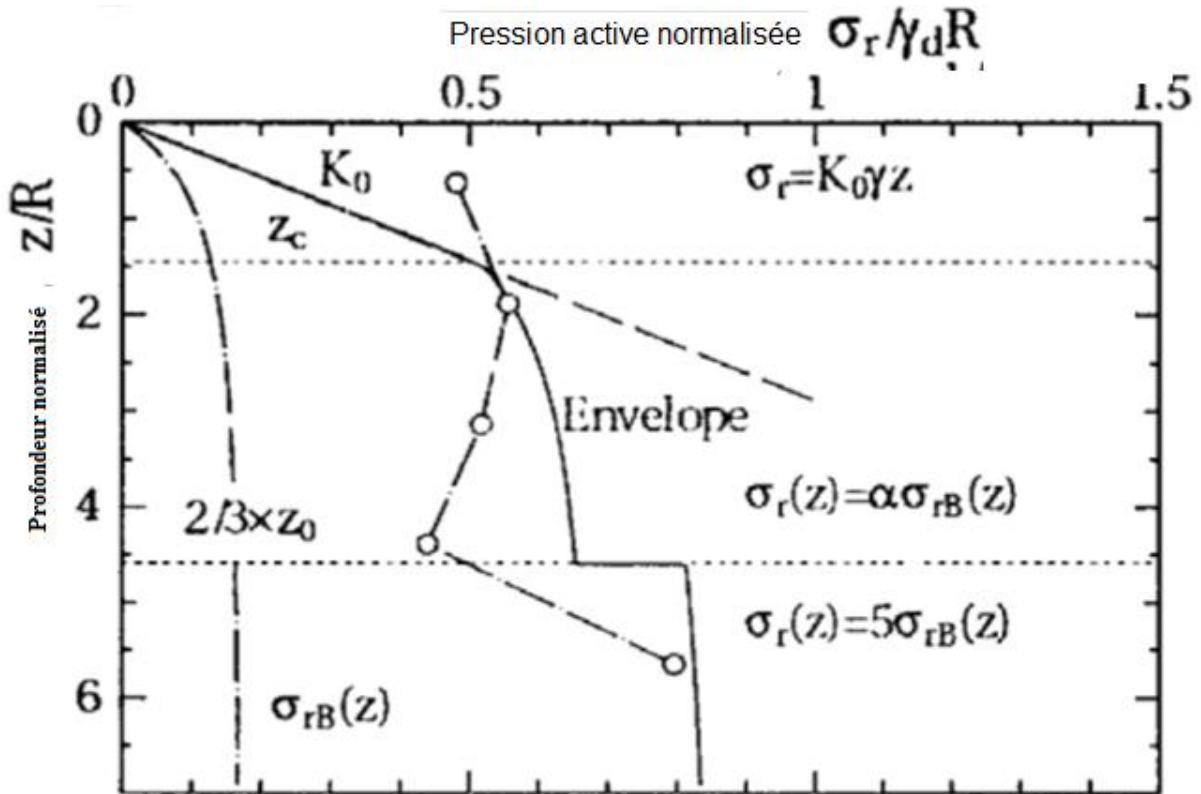


Figure 2.29. Méthode de prédiction empirique [Adopté par Ueno et al. (1996)]

- La conception de la méthode de prédiction empirique de pression est montrée dans la figure 1.29.

➤ Si Z est moins profonde que la profondeur z_{ch} : Le sol est supposé être à son état de repos. La profondeur z_{ch} peut être obtenu à partir de:

$$\sigma_r(z) = k_0 \gamma_a z \quad z \leq z_{ch} \quad (2.55)$$

$$\frac{z_{ch}}{R} = 6.610^{-5} k_0 \frac{E_t}{\sigma_a} - 0.32 \quad (2.56)$$

Où z_{ch} , R , t , E et σ_a Qui représentent respectivement la profondeur de changement, le rayon d'écran, l'épaisseur de revêtement d'écran, le module de Young de l'écran et la contrainte donnée égale 98kPa.

➤ Si $z_{ch} \leq Z \leq \frac{2z_0}{3}$ Ueno et al. (1996) ont observé que la pression radiale de la terre est proportionnelle à la pression radiale de Berezantzev (1958) par un coefficient α_r qu'est aussi proportionnel au module de Young apparent de l'écran et cette relation est donnée comme suite :

$$\sigma_r(z) = \alpha_r \sigma_{rB}(z) \quad z_{ch} \leq z \leq \frac{2}{3} Z_0 \quad (2.57)$$

$$\alpha_r = 1.15 * 10^{-4} \frac{E_t}{R} \frac{1}{\sigma_a} + 1 \quad (2.58)$$

- $Z > \frac{2z_0}{3}$ Ueno et al. (1996) ils ont observé que la pression radiale de la terre est proportionnelle à la pression radiale de Berezantzev (1958) par une valeur constante égale à 5 :

$$\sigma_r(z) = 5 \sigma_{rB}(z) \quad \frac{2}{3} Z_0 \leq z \leq Z_0 \quad (2.59)$$

Où $\sigma_r(z)$, $\sigma_{rB}(z)$, K_0 , γ_d , z_0 , z_{cd} et z Qui représentent respectivement la pression radiale en fonction de profondeur, pression radiale de Berezantzev (1958), le coefficient de pression au repos, poids volumique du sol, la hauteur totale d'écran, la profondeur de changement et la profondeur de l'écran à laquelle la pression calculée respectivement.

- Ils ont observé que la pression radiale normalisée de la terre $\frac{\sigma_r}{\gamma_r R}$ augmente avec le module de Young apparent $\frac{Et}{R}$. Par conséquent, ils ont conclu que la rigidité des écrans est un facteur important influençant sur la valeur de la pression du sol agissante sur les écrans.
- Ils ont confirmé que la pression active des terres sur un écran circulaire vertical est constante correspond bien à la pression des terres calculée en utilisant la formule de Berezantzev (1958).

2.3.2.5. Herten et Pulsfort (1999):

Ils ont étudié la pression latérale des terres agissant sur un quart d'écran circulaire, rigide et vertical en fonction de déplacement de l'écran en utilisant la technique du Dispositif réglable mécaniquement (Mechanically adjustable device)

Model d'écran:

Ils ont adopté un quart d'un écran cylindrique de 40Cm de diamètre et 100Cm de la hauteur

Model de récipient:

Ils ont utilisé un support en forme d'une boîte rectangulaire 100 x 100 Cm en plan et 120 Cm de profondeur. Afin de minimiser le frottement des parois. Le récipient de test a été rempli par un sable fin dense, avec $\phi = 41^\circ$.

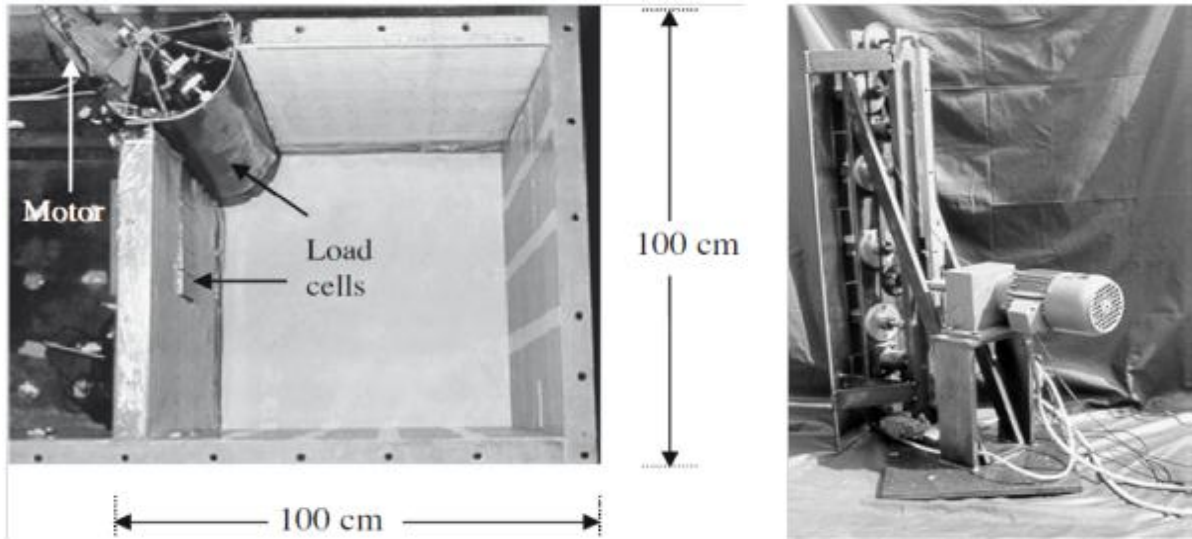


Figure 2.30. Modèle d'écran quart de cylindre [Adopté par Herten et Pulsfort (1999)]

Procédure d'essai:

L'écran a été placé le long d'un coin de la boîte, et a été déplacé radialement à l'aide d'un moteur dans le but de simuler le déplacement du sol lors de l'excavation.

Résultat et Analyse:

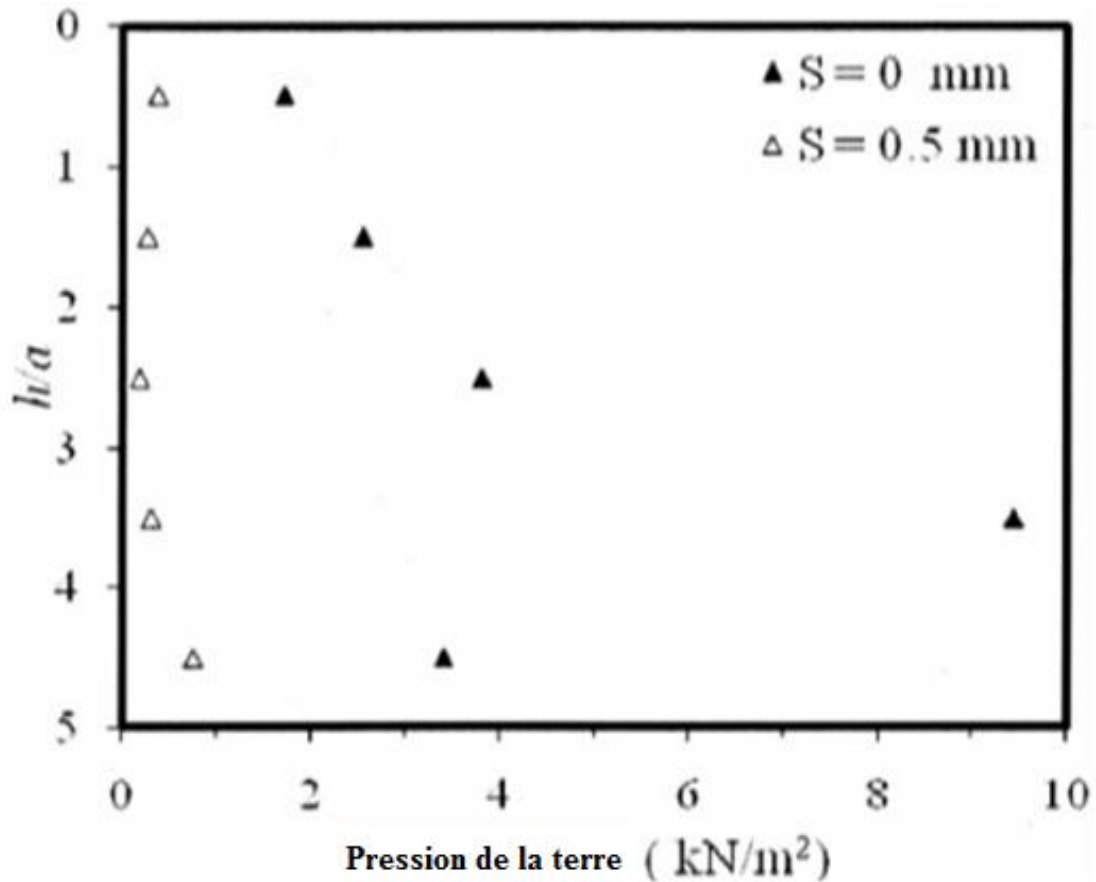


Figure 2.31. Pression de la terre mesurée en fonction de la profondeur à différentes valeurs de déplacement d'écran [D'après Herten et Pulsfort (1999)]

- A l'état de repos Herten et Pulsfort (1999) a remarqué que sur la moitié supérieure d'écran, la pression mesurée augmente avec la profondeur. Mais sur la moitié inférieure d'écran, la pression diminuée
- A l'état actif Herten et Pulsfort (1999) remarqué que la pression est constante avec la profondeur

2.3.2.6. Imamura et al. (1999):

Ils ont étudié la pression latérale des terres agissante sur un écran rigide, verticale et demi cylindrique en utilisant la technique du Dispositif Réglable Mécaniquement. (Mechanically adjustable device).

Model d'écran:

Ils ont développés un modèle d'écran similaire à celui utilisé par Fujii et al (1994) ayant des dimensions de 120 mm de diamètre et 500 mm de la hauteur.

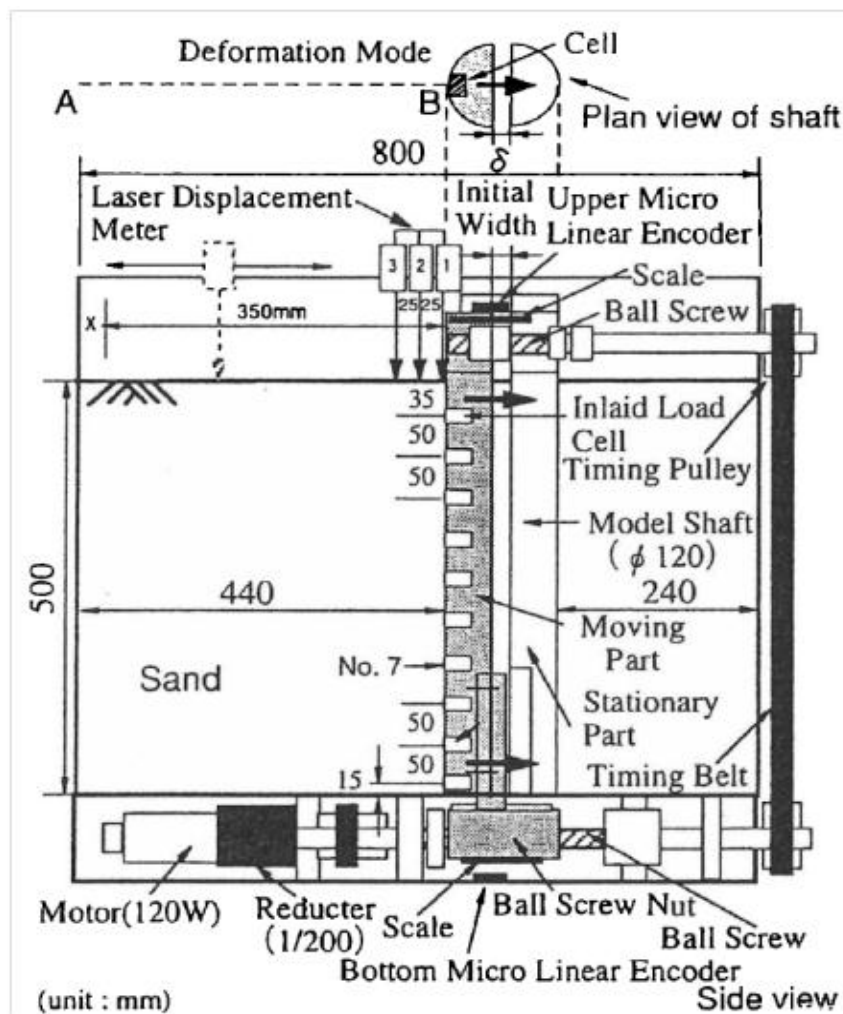


Figure 2.32. Modèle d'écran semi-cylindre [Adopté par Imamura et al. (1999)]

Model de récipient:

Ils ont utilisé un support en forme d'une boîte rectangulaire 800 x 800 mm en plan et 500 mm de profondeur. Ils ont utilisé au cours des quatre essais un sable dense avec $\phi = 42^\circ$ et $\gamma = 15,2 \text{ kn/m}^3$

Procédure d'essai:

L'écran de forme de demi-cylindre a été déplacé horizontalement à l'aide d'un mécanisme externe relié à un moteur.

Résultat et Analyse:

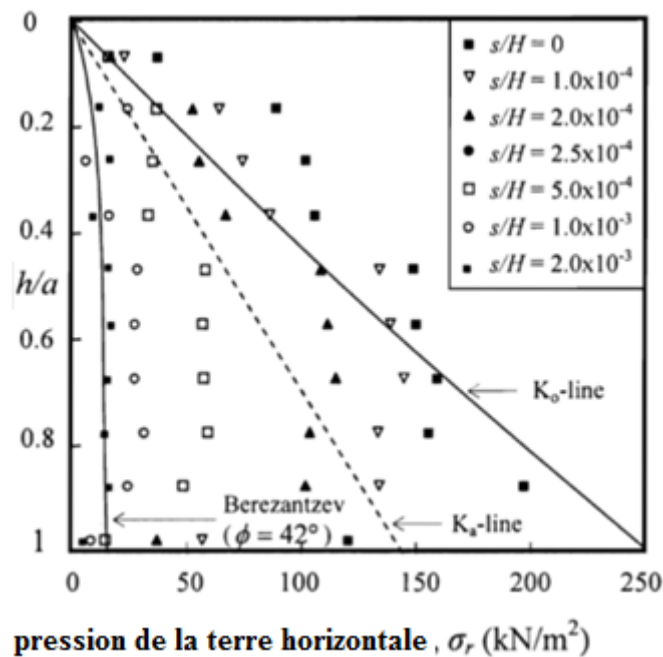


Figure 2.33. Répartition de la pression active des terres par rapport à la profondeur normalisée pour un modèle de prototype 50 m de profondeur [D'après Imamura et al. (1999)]

- Ils ont conclu que la pression des terres diminuée avec l'augmentation du déplacement de l'écran jusqu'à ce qu'elle coïncide avec la solution de Berezantzev (1958) à un déplacement d'écran correspond à 0,2% de la hauteur d'écran (1,6% du rayon de l'écran).
- Ils ont observé des résultats similaires à ceux de Herten & Pulsfort (1999).

2.3.2.7. Chun et Shin (2006):

Ils ont étudié l'effet de diamètre d'écran sur la distribution de la pression latérale des terres agissant sur un écran rigide, verticale et demi cylindrique en fonction de déplacement d'écran en utilisant la technique du Dispositif Réglable Mécaniquement. (Mechanically adjustable device).

Model d'écran:

Ils ont adopté un écran composé:

- Longitudinalement en trois segments égaux, pour recevoir les changements de rayon au cours des essais. Trois rayons différents (0,175m, 0,15m et 0,115m) et une hauteur constante, $H = 0,75$ m.
- Transversalement en cinq segments égaux.

Model de récipient:

Ils ont adopté un support en forme d'une boîte rectangulaire de 0,7 x 1 m en plan et 0,75 m de profondeur rempli de sable dense ($\phi = 41,6^\circ$, $\gamma = 16,4$ kN/m³, $D_r = 81\%$).

Résultat et Analyse:

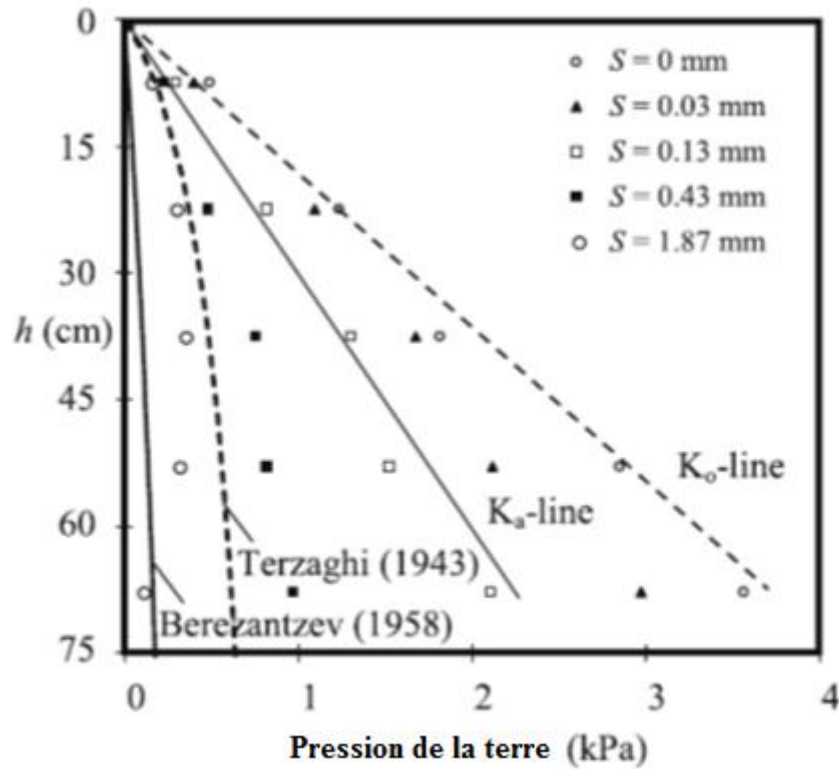


Figure 2.34. Pression de la terre mesurée en fonction de la profondeur à différents déplacements de paroi ($h/a = 4.3$) [D'après Chun et Shin (2006)]

- Ils ont remarqué que la pression de la terre a diminué avec l'augmentation du déplacement de l'écran et devenue minimum lorsque le déplacement de l'écran atteint (0,6% ____ 1,8%) de la hauteur d'écran.
- Ils ont remarqué que les pressions des terres mesurées sont supérieures à celles calculées par la méthode de Berezantzev (1958).

2.3.2.8. Tatiana Tobar and Mohamed A. Meguid (2011):

Ils ont étudié la pression latérale des terres agissant sur l'écran rigide, circulaire et vertical en fonction de déplacement de l'écran en utilisant la technique du Dispositif réglable mécaniquement (Mechanically adjustable device)

Model d'écran:

Ils ont adopté un modèle d'écran développé et contrôlé mécaniquement. Le modèle d'écran est placé dans la cuve sur une plaque de base, pour garder le modèle d'écran en position verticale.

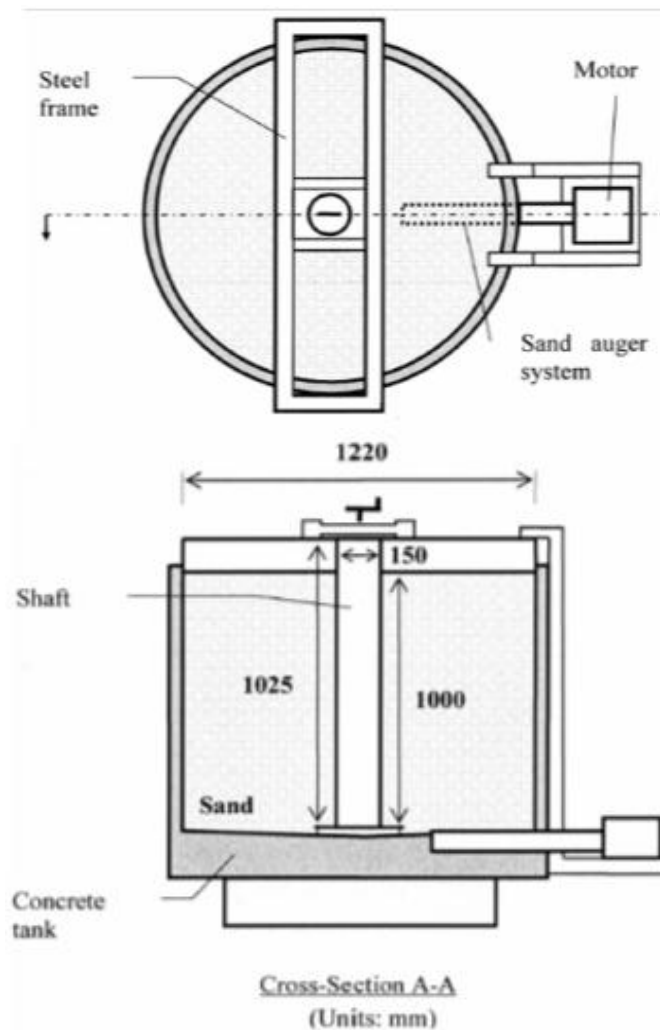


Figure 2.35. Schéma du dispositif d'essai [Adopté par Tatiana Tobar et Mohamed A. Meguid (2011)]

Model de récipient:

Ils ont adopté un réservoir cylindrique en béton, car il fournit la rigidité nécessaire pour comporter la grande quantité de sable utilisée dans l'essai. Les dimensions intérieures de la cuve en béton sont de diamètre 1220 mm, 1070 mm de profondeur. Les frontières intérieures de la cuve étaient lissées et peintes pour éliminer le frottement.

Sur la base de littérature, ils ont choisir un grand diamètre du réservoir pour assurer une distance entre le périmètre de l'écran et la paroi du réservoir au moins égale sept fois le diamètre de l'écran, pour minimiser l'effet de la rigidité des limites sur les pressions des terres mesurées sur le long d'écran.

Résultat et Analyse:

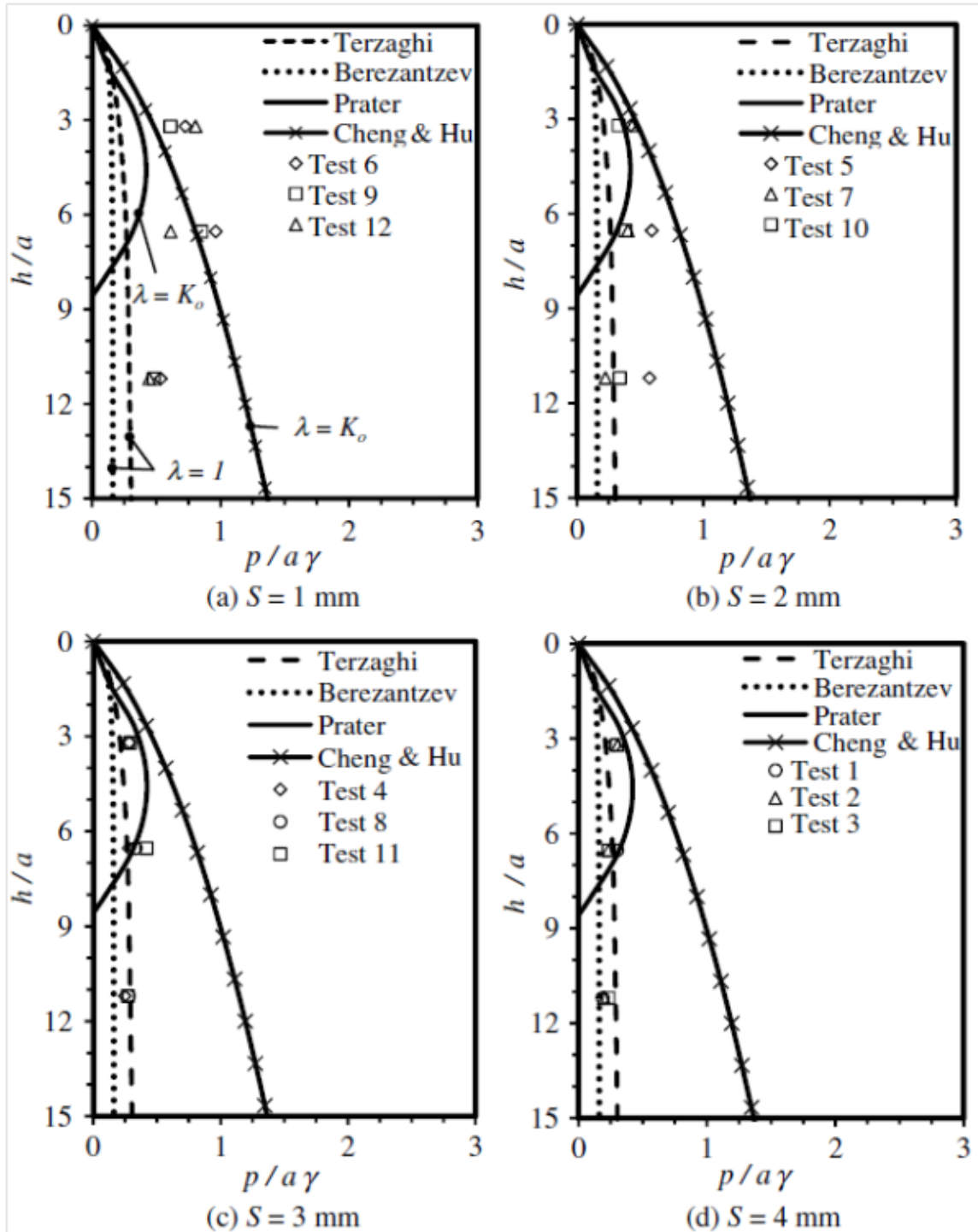


Figure 2.36. Comparaison des pressions de terre mesurées et théoriques le long de l'écran en (a) 1-mm; (b) 2 mm; (c) 3 mm; et (d) déplacement de 4 mm [D'après Tatiana Tobar et Mohamed A. Meguid (2011)]

- Ils ont constaté que les solutions de Terzaghi (1943) et Berezantzev (1958) fournissent des estimations des pressions actives raisonnables.
- Ils ont conclu que quand le déplacement d'écran augmente, la distribution de pression normalisée diminue jusqu'à une valeur constante.

2.3.2.9. Kim et al (2013):

Ils ont étudié l'effet de voûte en trois dimensions sur la pression latérale des terres agissant sur un demi écran rigide, circulaire et vertical en utilisant la technique du Dispositif réglable mécaniquement. (Mechanically adjustable device)

Model d'écran:

Ils ont réalisé un modèle d'écran en alliage d'aluminium avec un 200 mm de hauteur, et 80 mm de diamètre figure 2.37 il est équivalent à un écran vertical en béton armé de dimension à l'échelle du prototype (15 m de la hauteur, 6 m de diamètre extérieur). Le modèle d'écran a été divisé en deux sections.

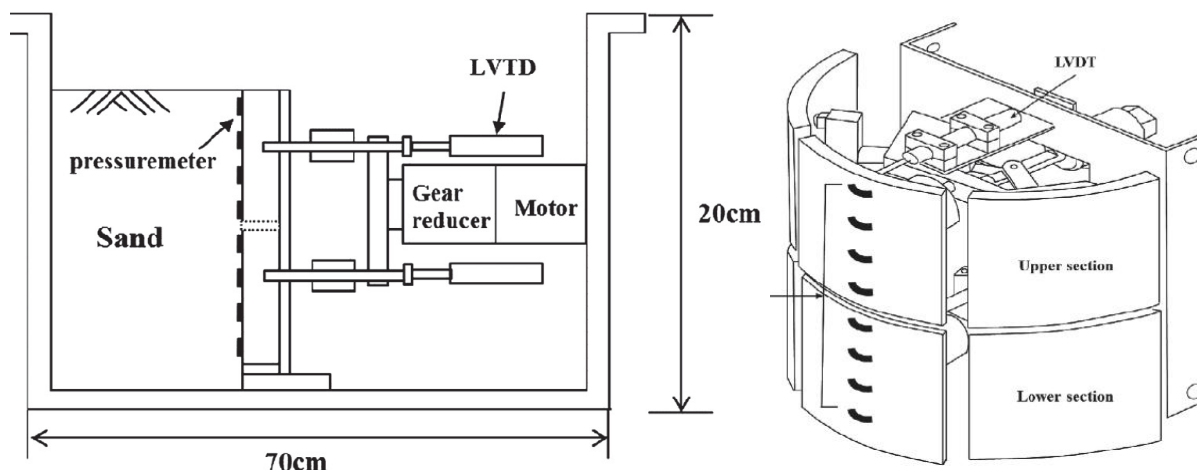


Figure 2.37. Schéma du dispositif d'essai [Adopté par Kim et al (2013)]

Model de récipient:

Ils ont adopté un support (récipient) en forme carrée de 70 x 70 Cm en plan et 20 Cm de profondeur rempli par un sable sec ($\gamma = 12.66 \text{ KN/m}^3$, $\phi = 36.95^\circ$).

Procédure d'essai:

Ils ont appliqué un incrément de déplacement de l'écran ($\delta_h/H = 1,0\text{mm}/140\text{s}$)

δ_h : Déplacement horizontal,

H: Hauteur de l'écran vertical

Le déplacement de l'écran vertical a été mesuré par deux appareils de type (LVDTs) situés en deux côtés de la surface de l'écran qui sont représentées sur la Figure 2.37.

Résultat et Analyse:

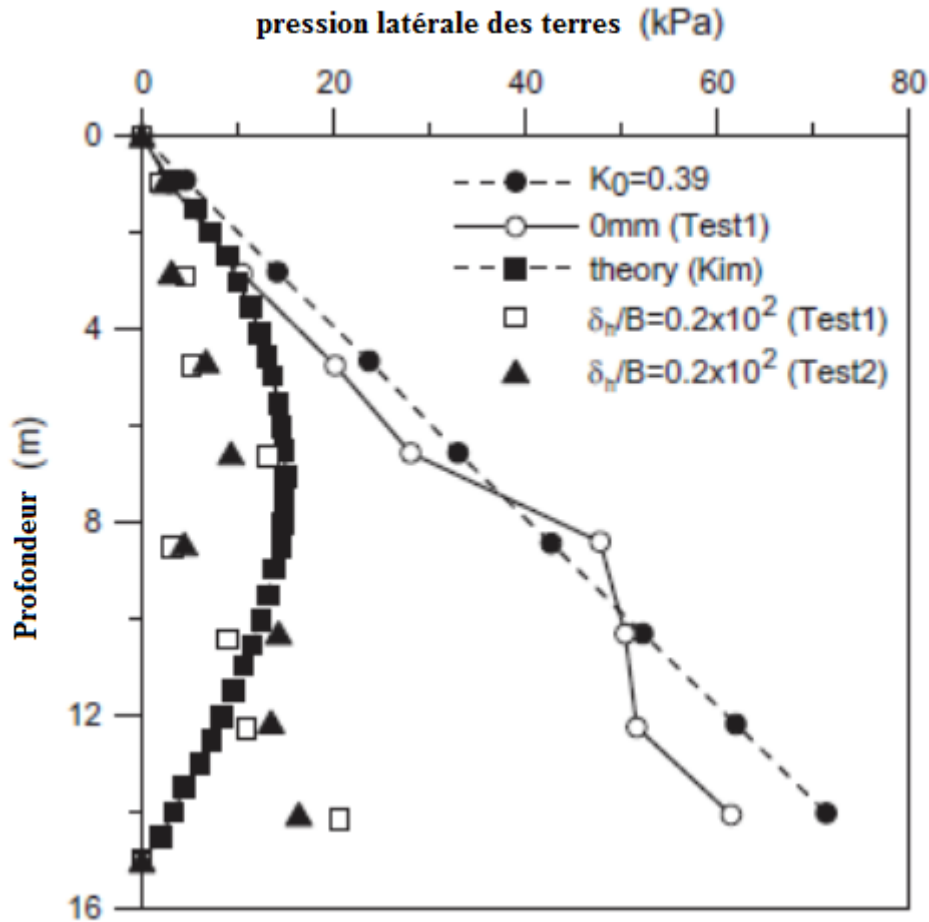


Figure 2.38. Comparaison des pressions de terre mesurées et théoriques le long de l'écran [D'après Kim, et al (2013)]

- Ils ont conclu que la pression des terres exercée sur l'écran n'est pas linéaire avec l'augmentation de la profondeur d'excavation.
- Ils ont conclu que l'équation de Rankine donne une surestimer de la pression latérale des terres.

2.4. Conclusion:

- Les quatre méthodes (Terzaghi 1943; Berezantzev 1958; Prater 1977; Cheng & Hu 2005) donnent des pressions inférieures à celles obtenues par les différentes méthodes théoriques à savoir la théorie Rankine (1857) et la théorie Coulomb (1773)
- Dans le cas $\lambda = K_0$ La pression augment linéairement avec l'augmentation de la profondeur d'excavation Cheng, Y. M., and Hu, Y.Y. (2005).

- Dans le cas ou $\lambda = 1$ La distribution des pressions est constante avec l'augmentation de la profondeur d'excavation (Terzaghi 1943; Berezantzev 1958; Prater 1977; Cheng & Hu 2005).

- Une divergence entre les prévisions de pressions actives données par les méthodes théoriques (Terzaghi 1943; Berezantzev 1958; Prater 1977; Cheng & Hu 2005) et celles mesurées réellement par les investigations, à savoir (Fujii et al. 1994 ; Herten and Pulsfort 1999 ; Imamura et al. 1999 ; Chun and Shin 2006 ; Tatiana and Mohamed 2011 ; Cho et al. 2015)

- Aucun accord n'a été conclu entre les chercheurs en ce qui concerne la valeur de déplacement d'écran.

Donc d'autres investigations sont nécessaires, dans le but d'aboutir à une meilleure compréhension sur la conception des structures de soutènement rigides, verticales et circulaires.

CHAPITRE 3

PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION ET MODELES DE COMPORTEMENT

3.1. Introduction:

L'estimation des pressions active et passive exercées contre un écran rigide, vertical et circulaire en condition axisymétrie est un problème complexe qui met en jeu des phénomènes de diversité des angles de dilatances du sol ψ , angles de frottements de l'interface δ et des angles de frottements du sol ϕ d'une part et d'une autre part l'estimation de l'influence de la géométrie d'écran de soutènement (D : Diamètre et H : hauteur) sur les pressions de terre. Il met aussi en jeu le phénomène technique d'excavation. Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'étude. La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité du code de calcul utilisé. De plus, les matériaux présentent généralement un comportement fortement non linéaire et des déformations irréversibles. Le code de calcul Flac a ainsi été utilisé tant pour les simulations bidimensionnelles que tridimensionnelles. On va présenter dans ce chapitre les modèles de comportement et l'outil de calcul.

3.2. Présentation de l'outil de simulation numérique Flac 2D:

Le logiciel de modélisation en deux ou trois dimensions Flac est l'un des logiciels les plus utilisés actuellement pour résoudre les problèmes en géotechnique problèmes en contraintes - déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu. Les matériaux sont représentés par des éléments, ou des zones, qui forment un maillage ajusté par l'utilisateur pour bien correspondre à la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon la loi linéaire ou non linéaire prescrite en réponse aux forces ou aux contraintes appliquées aux bords du modèle. Le matériau peut se plastifier, et le maillage peut se déformer et se déplacer avec le matériau.

Flac permet de réaliser une modélisation numérique avec des différents types de sollicitations. On distingue:

- Sollicitation mécanique «statique ou dynamique»
- Sollicitation hydraulique sollicitation thermique

Il existe également un couplage entre les différents modes de sollicitation. On réalise avec Flac des couplages hydromécanique, thermomécanique,.....etc.

Flac est un code permettant de traiter le milieu continu, mais les éléments «joints» et «interfaces» sont disponibles afin de prendre en compte:

- La modélisation des interfaces ou des joints (failles);
- Le soutènement avec des éléments de structure;
- Le comportement viscoélastique (fluage).

Flac dispose également d'un langage puissant de programmation dit FICH intégré. Il permet d'écrire nos propres fonctions, de calculer des paramètres particuliers et de mettre en application nos propres modèles constitutifs si désiré.

Le programme est basé sur la méthode des différences finies, les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale.

Le logiciel Flac est un code de calcul en différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée «méthode des éléments lagrangiens» (Billiaux et Cundall, 1993).

3.2.1. Description du code de calcul:

3.2.1.1. Méthode des différences finies:

La méthode des différences finies est une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en terme des variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

3.2.1.2. Analyse Lagrangienne:

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisés à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc «Lagrangienne», par opposition à la formulation «Eulérienne», pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

3.2.1.3. Eléments d'interface:

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction (fissures).

Side A

S : Patin

T : Containte

K_n : Raideur normal

K_s : Raideur tangentielle

L_n : Longueur associée
au point N

Side B

Segments adjacents
(au milieu de deux
points adjacents)

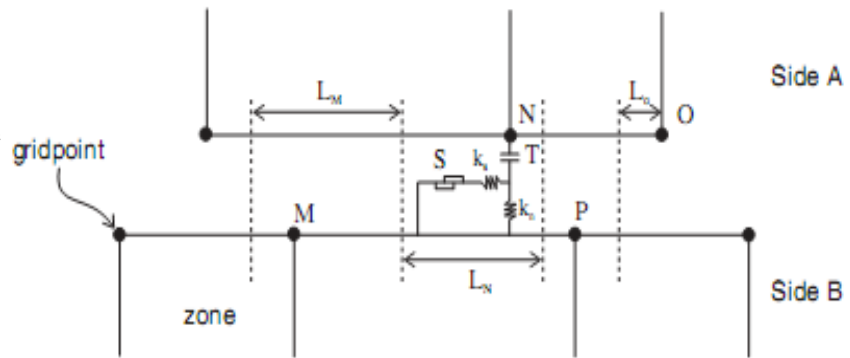


Figure 3.1. Eléments d'interface

Les caractéristiques des interfaces sont :

- La raideur normale k_n (contrainte/déplacement)
- La raideur tangentielle k_s (contrainte/déplacement)
- La cohésion c (contrainte)
- L'angle de dilatance ψ ,
- L'angle de frottement φ ,
- La résistance à la traction T (force)

Le critère de Coulomb est adopté. La force de cisaillement sur un élément de longueur L est limitée par la relation :

$$F_{smax} = c \times L + \tan \varphi \times F_n \quad (3.1)$$

F_n : Est la force normale. Si le critère est atteint,

F_s : F_{smax} avec conservation du signe.

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Les raideurs k_n et k_s sont plus difficiles à estimer.

3.2.1.4. Principe de calcul:

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac il faut suivre les étapes logiques suivantes:

- Définir la géométrie
- Introduire les modèles de comportement

- Introduire les éléments de structure s'il y a lieu
- Préciser les conditions aux frontières
- Application du poids propre s'il y a lieu
- Résoudre pour calculer les contraintes initiales au repos
- Remettre à zéro les déplacements
- Introduire le déplacement
- Résoudre ou appliquer le nombre de cycles requis

3.2.1.5. Analyse axisymétrie avec Flac:

FLAC peut être utilisé pour modéliser le problème de distribution des contraintes dans des corps de révolution (c'est à dire des solides axisymétries). Le modèle FLAC est configuré pour une telle analyse en spécifiant la commande CONFIG axisymmetry au début du fichier de données. Pour cette configuration, un système de coordonnées cylindriques est invoqué: $x = 0$ est l'axe de symétrie, la direction des x positifs correspond à la coordonnée radiale, et la direction des y correspond à la coordonnée axiale. La coordonnée hors-plan (direction z) est la coordonnée circumférentielle. Les points du maillage qui ont $x = 0$ sont automatiquement retenus dans la direction des x . Le maillage axisymétrie est considéré comme un coin infiniment mince (secteur égal à une unité adian) dont le déplacement est retenu dans la direction circumférentielle. Tout déplacement dans le plan xy induit automatiquement des contraintes dans la direction circumférentielle.

Les quatre composantes des déformations et des contraintes impliquées dans une analyse axisymétrie sont représentées sur la figure 3.2.

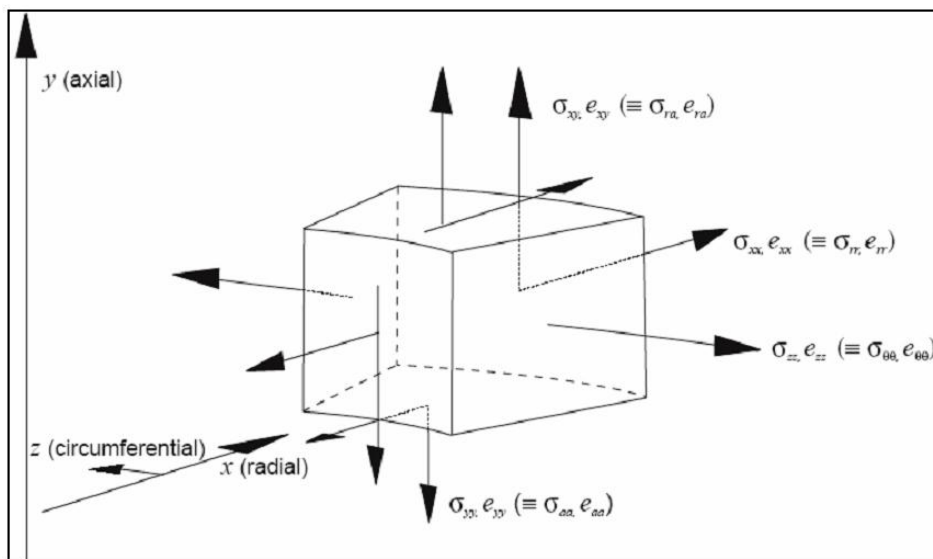


Figure 3.2. Déformations et contraintes dans une analyse axisymétrique

3.3. Les modèles de comportement mécanique dans le logiciel Flac 2D:

Un certain nombre de modèles de comportement (Équation $\sigma_n = f(\sigma_p, \varepsilon, k)$) sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- Les modèles plastiques avec entre autres :
 - 1) Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb,
 - 2) Le modèle élasto-plastique avec écrouissage de Cam Clay.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel Flac. Cela est possible avec Flac-2D par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage FISH). En 3D, le modèle doit être implémenté implanté en langage C++, puis compilé en un fichier DLL (Dynamic Link Library). Cette méthode est également utilisable pour Flac-2D.

3.3.1. Modèles du comportement élasto-plastique (Comportement du sol):

La plasticité des matériaux est caractérisée par l'apparition des déformations élastiques et des déformations irréversibles, qui se manifestent lorsque la contrainte atteint un certain seuil. L'essai classique de traction sur une éprouvette d'un matériau, ayant un comportement élasto-plastique avec écrouissage figure 3.3 permet de mettre en évidence la non-linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique. L'effet du temps est supposé négligeable.

Le comportement du matériau jusqu'au point A est élastique linéaire. En déchargeant, on revient au point de départ O, toutes les déformations sont réversibles. En continuant le chargement jusqu'au point B et en déchargeant des déformations irréversibles apparaissent. Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastique ε^e et plastique ε^p

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.2)$$

Le point A est appelé le seuil de plasticité initial.

Lors d'une recharge CB, la plastification réapparaît à partir du point de décharge B, qui définit le seuil de plasticité actuel.

- Si le seuil actuel σ_B est constant, le matériau est dit parfaitement plastique.

- Si σ_B est toujours croissant ou décroissant, le matériau est dit écrouissable à écrouissage positif ou négatif respectivement.

L'une des caractéristiques des géo-matériaux (sols, roches, bétons) peut être proche de l'origine O, la détermination expérimentale des seuils de plasticité et du comportement élastique devient délicate.

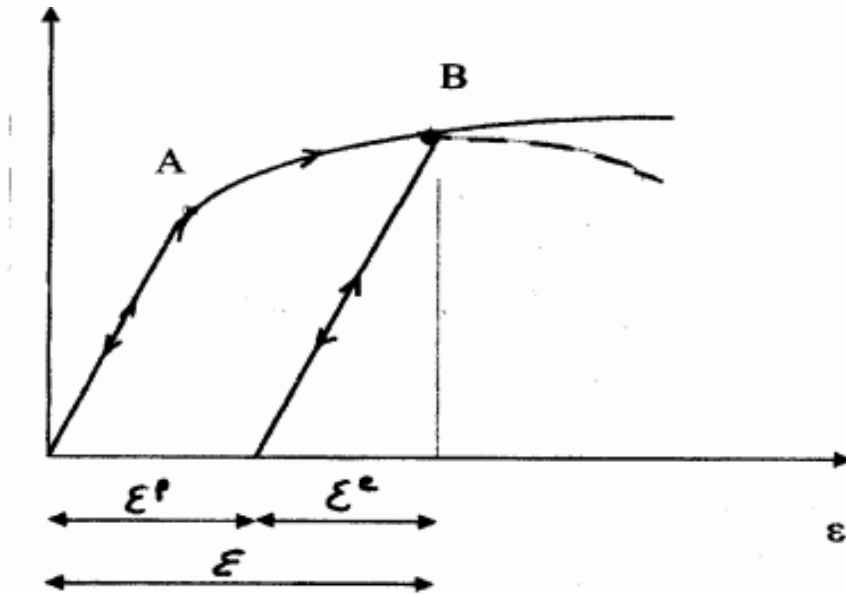


Figure 3.3. Comportement élasto-plastique avec écrouissage.

3.3.1.1. Notions de bases fondamentales:

Les modèles de comportement élasto-plastiques sont basés sur trois notions fondamentales:

- La surface de charge,
- La règle d'écrouissage
- La règle d'écoulement.

Nous allons maintenant exposer les bases pour chacune de ces notions.

a. La surface de charge:

Au cours de la sollicitation, le sol subit des déformations plastiques (ou permanentes). Les observations expérimentales montrent cependant qu'il existe un domaine dans l'espace des contraintes à l'intérieur duquel le comportement des sols est élastique. Pour une sollicitation quelconque, ce domaine d'élasticité est délimité dans l'espace des contraintes par une surface $f(\sigma_{ij})$ appelée surface de charge. La condition $f(\sigma_{ij}) = 0$ est appelée critère de plasticité.

Lorsqu'elle est vérifiée, le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge et le comportement du matériau dépend de la direction de l'incrément de contrainte.

La fonction de charge est donc une fonction scalaire du tenseur des contraintes telle que

- Lorsque $f(\sigma_{ij}) < 0$, on est à l'intérieur du domaine élastique, les déformations sont réversibles,
- Lorsque $f(\sigma_{ij}) = 0$, on est à la frontière du domaine, et des déformations plastiques peuvent alors avoir lieu, à condition que

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \quad (3.3)$$

On est alors dans le cas du chargement,

- $f(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible à atteindre.

La figure 3.4. illustre la notion de surface de charge, de chargement et de déchargement dans le plan déviatorique.

La surface de charge peut dépendre de l'état de contrainte seul, on parlera alors de plasticité parfaite, ou alors dépendre également de l'état de déformation, et on parlera d'érouissage.

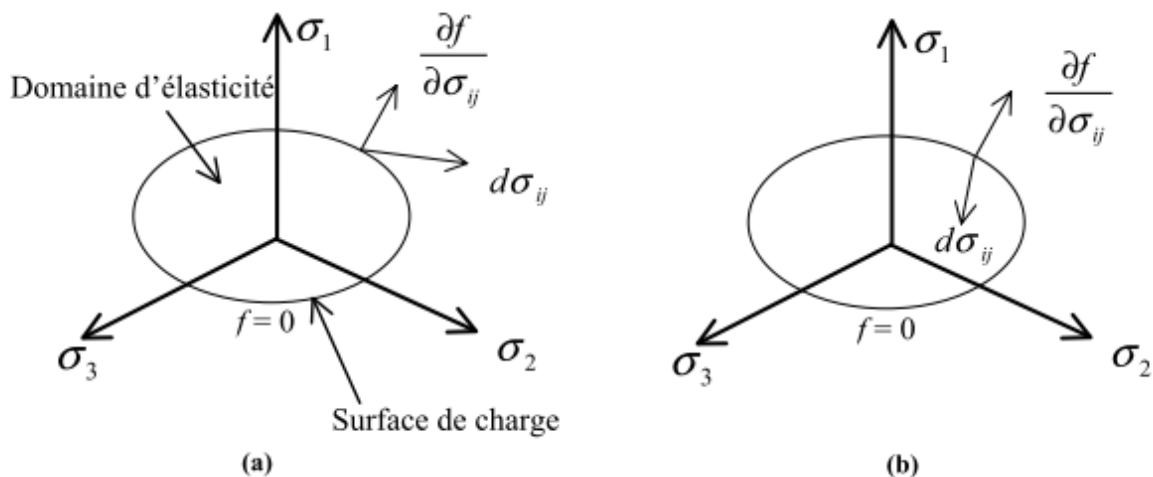


Figure 3.4. Surface de charge. Cas de charge (a) et de décharge (b)

b. La règle d'érouissage:

Un érouissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation. Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'érouissage. La loi d'érouissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'érouissage.

- Pour un érouissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.
- Pour un érouissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.

- Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation. La figure 3.5. illustre l'évolution de la surface de charge dans les cas de l'écrouissage isotrope (a) et de l'écrouissage cinématique (b). Lorsque l'on veut prendre en compte une plasticité apparaissant au cours d'une décharge, ou lorsque l'on veut traduire la réalité expérimentale d'un essai cyclique (phénomène de rochet), l'écrouissage cinématique s'avère nécessaire.

Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écrouissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écrouissage introduit dans l'expression de la surface de charge. L'écrouissage isotrope nécessite un paramètre d'écrouissage scalaire alors que l'écrouissage cinématique nécessite un paramètre d'écrouissage de nature tensorielle.

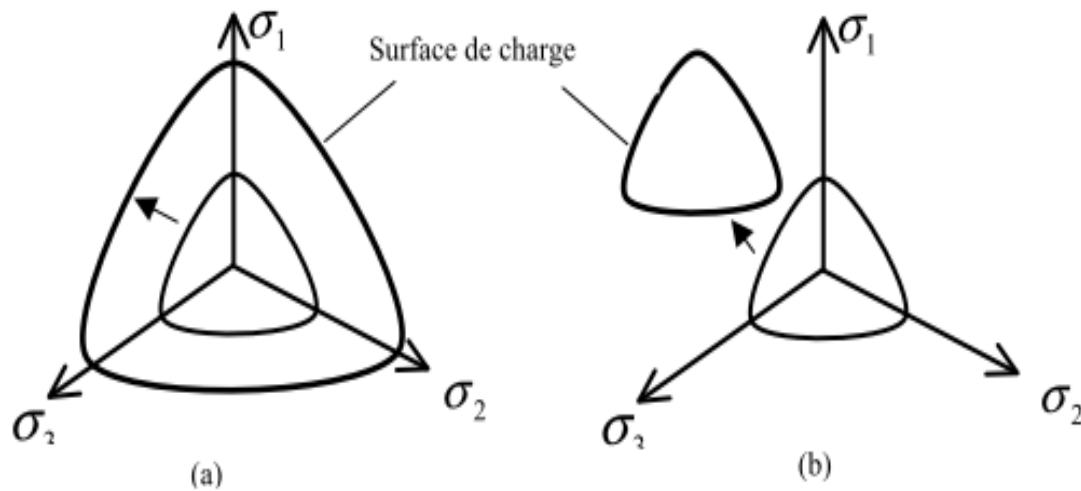


Figure 3.5. Ecrouissage isotrope (a) et cinématique (b)

c. La règle d'écoulement:

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.4)$$

La loi d'écoulement est dite soit associée, soit non associée.

c.1. Lois d'écoulement associées:

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer $F = G$.

La direction du vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principale) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F = 0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.5)$$

Où λ : Est le multiplicateur plastique (scalaire positif)

Pour un état de contrainte σ tel que $F = 0$, deux cas sont possibles :

➤ 1^{er} cas :

$$F(\sigma, R) = 0 \quad \frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma < 0 \quad d\varepsilon = d\varepsilon^e \quad \text{et} \quad \text{donc} \quad d\varepsilon^p = 0$$

C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.

➤ 2^{ème} cas :

$$F(\sigma, R) = 0 \quad \frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma > 0 \quad d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux ou des sols purement cohérents.

c.2. Lois d'écoulement non associées:

Dans le cas des sols flottants, les lois d'écoulement sont non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique, $G(\sigma_{ij})=0$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij})=0$.

3.3.2. Modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb:

Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour les sols pulvérulents (sables) et pour les sols cohérents à long terme (argiles et limons). Le critère de Tresca est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb.

La surface de charge $f(\sigma_{ij})$ s'exprime de la façon suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$).

Le paramètre c est la cohésion du matériau et φ l'angle de frottement interne.

Lorsque $\varphi = 0$, on retrouve le critère de Tresca.

La figure 3.6 donne des représentations du critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

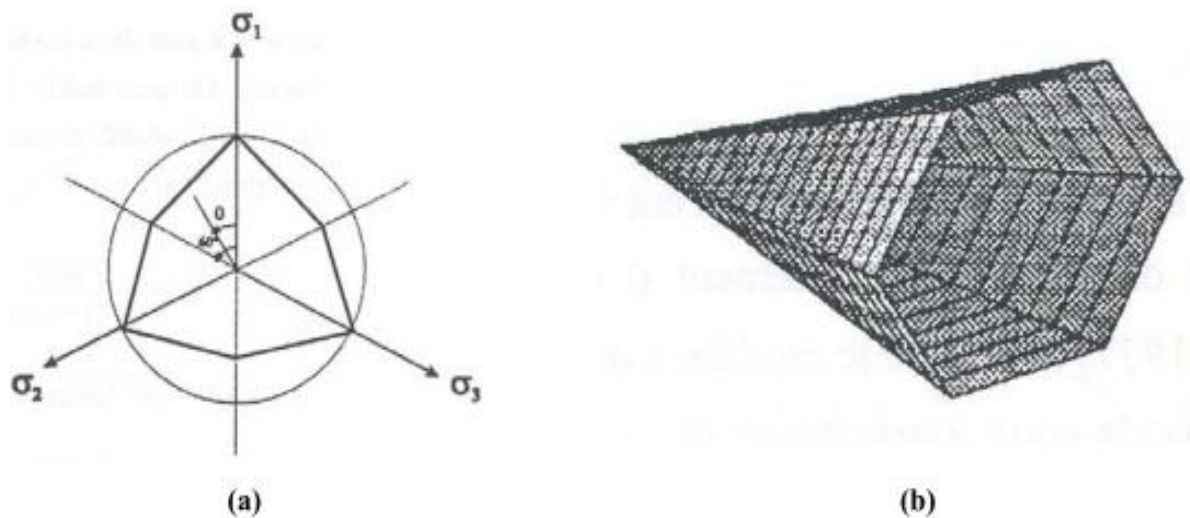


Figure 3.6. Représentations du critère de Mohr-Coulomb : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales (Lee, 1994)

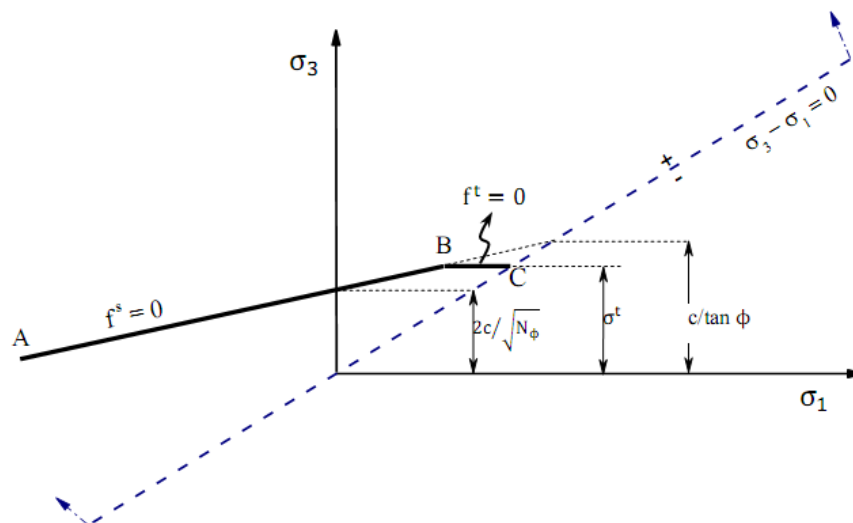


Figure 3.7. Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans Flac (Itasca 2005).

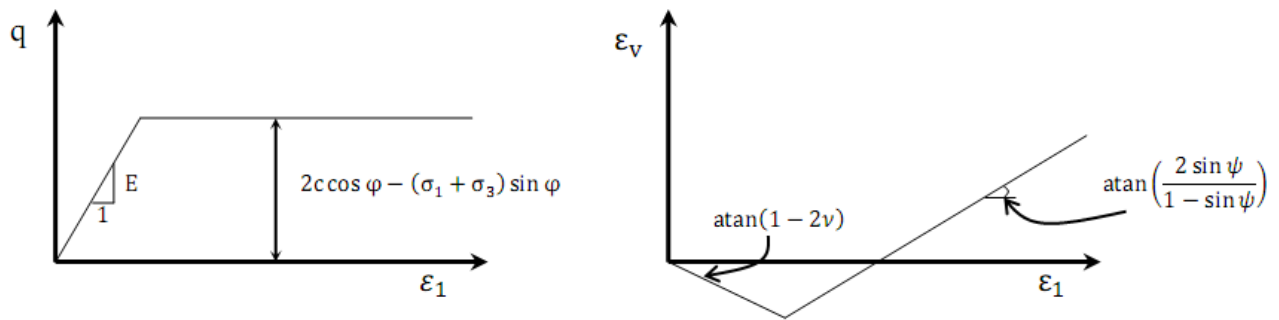


Figure 3.8 : Détermination des paramètres du modèle de base de Mohr-Coulomb.

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres sont nécessaires. Deux paramètres (E , ν) pour définir la phase élastique du modèle et trois paramètres pour le critère de plasticité (ϕ , c et ψ). Ces paramètres sont identifiés à partir d'essais expérimentaux Figure. 3.8. Le module d'Young (E) correspond à la pente de la courbe contrainte déviatorique-déformation axiale. La pente initiale de la courbe déformation volumique-déformation axiale conduit à la détermination du coefficient de Poisson (ν) et la pente plastique de cette courbe détermine l'angle de la dilatance (ψ). Les deux paramètres plastiques (c , ϕ) se déterminent à partir du seuil plastique atteint.

3.4. Conclusion:

Les conditions complexes relatives au problème de condition axisymétrique nécessitent un outil numérique bien adapté. Nous avons utilisé dans cette présente thèse le code de calcul Flac-2D qui, grâce à son mode de résolution explicite en éléments lagrangiens, permet de simuler les problèmes non linéaires avec une bonne stabilité numérique.

Pour ce qui est des lois de comportement nous avons retenu le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr Coulomb pour le sol derrière da la structure de soutènement.

CHAPITRE 4

EVALUATION NUMERIQUE DES PRESSIONS ACTIVE ET PASSIVE SUR LES STRUCTURES DE SOUTÈNEMENT RIGIDE

4.1. Introduction:

L'évaluation des pressions active et passive de terre agissant sur un écran de soutènement est très importante dans la conception de beaucoup des structures géotechniques, en particulier les murs de soutènement. Les ingénieurs ont traditionnellement calculé les pressions active et passive de terre contre les murs rigides en utilisant la théorie de Coulomb ou la formulation de Rankine. Tous les deux supposent que la distribution des pressions active et passive de terre exercées contre le mur est triangulaire. Néanmoins, ces théories n'ont pas été appropriées aux problèmes de conception des structures de soutènement surtout en ce qui concerne les structures circulaires, en raison de la non prise en compte de l'influence d'effet des voutes horizontaux et verticaux due au déplacement de la structure.

Ce chapitre présente en premier lieu la validation de la procédure de simulation sur deux cas de référence (Tobar et Meguid, 2011) et (Cho et al 2015). En second lieu une étude paramétrique de l'influence de certains facteurs tant pour les paramètres du sol que pour la géométrie d'écran et l'influence des phases d'excavation sur la distribution des pressions active et passive exercées sur l'écran rigide, verticale et circulaire en condition axisymétrie. En utilisant le code de calcul Flac-2D, décrit dans le chapitre 3.

4.2. Travaux antérieurs:

4.2.1. Méthodes théoriques:

Westergaard (1941) dans ces études sur l'état des contraintes autour des ouvrages cylindriques non profonds, a étudié les conditions de contrainte autour des petites fouilles sans revêtement, sur la base d'équilibre statique du coin de glissement du sol.

Terzaghi (1943) dans son extension de la théorie de (Westergaard 1941), a proposé une méthode relative à la détermination de la poussée de terre sur les revêtements des puits cylindriques profonds dans les sols pulvérulents. Cette méthode, basée sur l'utilisation des conditions d'équilibre statique du coin de glissement du sol en supposant:

$\sigma_{\theta} = \sigma_v = \sigma_1$ et $\sigma_r = \sigma_3$, l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb. Terzaghi a proposé l'utilisation d'un angle de frottement interne du sol dit «Angle réduit», $\varphi^* = \varphi - 5$ dans le cas $30^\circ < \varphi < 40^\circ$, a pour but de tenir compte l'effet des contraintes de cisaillement non nulles.

Berezantzev (1958) a développé la méthode des lignes de glissement pour déterminer la pression active de terre exercée sur un mur cylindrique, en conditions actives supposés par Berezantzev $\sigma_{\theta} = \sigma_v = \sigma_1$ et $\sigma_r = \sigma_3$, avec le rapport $\lambda = \frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_v} = 1$

ce qui est demandé, l'utilisation de la méthode Sokolovski, qui est basée sur le système d'équations différentielles d'équilibre, cette méthode nécessite des calculs longs et fastidieux qui ne peuvent pas être exécutés, que par un ordinateur pour chaque cas particulier.

Prater (1977) dans ses études en conditions axi-symétries, a utilisé la théorie de Coulomb qui est basée sur la méthode d'équilibre limite d'un coin conique du sol. Prater a supposé que $k_a \leq \lambda = \frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_v} \leq k_0 = 1 - \sin\varphi$ avec $\lambda \neq 1$

Cheng et Hu (2005) avaient développé une solution plus générale avec un coefficient de pression de terre variable(λ), se basent sur la théorie de Berezantzev. Ils ont trouvé que dans le cas $\lambda = 1$ une pression latérale faible ce qui est identique à celle calculée par la méthode de Berezantzev. Les limites supérieure et inférieure de la pression latérale de terre peuvent alors être obtenues en utilisant $\lambda = k_0$ et $\lambda = k_a$, respectivement.

4.2.2. Méthodes Expérimentales:

Walz (1973) a étudié la pression latérale de terre agissant sur l'écran rigide, circulaire et verticale en fonction de déplacement radiale en utilisant la technique de Renforcement (Sinking technique).

Fujii et al (1994) ont étudié les effets de frottement de l'écran sur la pression latérale de terre agissant sur les écrans rigides, verticaux et semi cylindriques en fonction du déplacement radial en utilisant la technique du Dispositif Réglable Mécaniquement (Mechanically adjustable device). Ils ont constaté que l'effet de frottement d'écran est faible sur la distribution des pressions de terre.

Imamura et al. (1999) ont étudié la pression latérale de terre agissant sur un écran rigide, vertical et demi cylindrique en utilisant la technique du Dispositif Réglable Mécaniquement.

(Mechanically adjustable device). Ils ont conclu que la pression de terre diminue avec l'augmentation du déplacement radial jusqu'à ce qu'elle coïncide avec la solution de Berezantzev (1958) à un déplacement correspondant à 0,2% de la hauteur d'écran (1,6% du rayon de l'écran).

Chun et Shin (2006) ont étudié l'effet de la variation de rayon de l'écran sur la distribution de pression latérale de terre agissant sur un écran rigide, vertical et demi cylindrique en fonction de déplacement radial en utilisant la technique du dispositif Réglable Mécaniquement. (Mechanically adjustable device). Ils ont remarqué que les pressions de terre mesurées sont supérieures à celles calculées par la méthode de Berezantzev (1958).

Tatiana Tobar and Mohamed A. Meguid (2011) ont étudié la pression latérale de terre agissant sur l'écran rigide, cylindrique et vertical en fonction du déplacement radial en utilisant la technique du Dispositif réglable mécaniquement. (Mechanically adjustable device). Ils ont conclu que les solutions de Terzaghi (1943) et Berezantzev (1958) fournissent des estimations raisonnables.

Kim, et al (2013) ont étudié l'effet de voute en trois dimensions sur la pression latérale de terre agissant sur un écran rigide, demi cylindrique et vertical en utilisant la technique du dispositif réglable mécaniquement. (Mechanically adjustable device)

Hyungung Lim, Sangseom Jeong, Kyoungyul Kim (2015) ont étudié expérimentalement et numériquement l'effet de voute sur la pression active en changeant les paramètres géométrie du puits et les caractéristiques du sol, ils ont conclu que l'effet de voute sur la pression latérale du sol dépend fortement du diamètre, la hauteur d'écran, l'angle de frottement interne du sol et la valeur de cohésion du sol.

Vasiliki N. Georgiannou, Andreas Serafis et Eleni-Maria Pavlopoulou (2017) ont déterminé la répartition des contraintes autour d'un écran rigide vertical et circulaire. Ils ont constaté qu'il y a une concentration de contrainte au niveau de la section inférieure de chaque fouille excavée.

4.3. La procédure de modélisation proposée:

La procédure proposée pour la modélisation de la distribution de pressions de terre active et passive sur les écrans cylindriques suit deux étapes:

- Dans la première étape, l'installation de l'écran et les contraintes géostatiques sont calculées en supposant que le sol est élastique et l'écran relié au sol par l'intermédiaire de l'élément d'interface. Dans ce stade, la force des éléments de l'interface est assignée à être nulle et quelques pas sont indispensables pour amener le modèle à l'équilibre;
- Dans la deuxième étape, une vitesse radiale est appliquée aux points de grille, représentant le revêtement d'écran. On applique d'abord, une vitesse relativement élevée de 10^{-6} m/pas sur les points de grille, jusqu'à ce qu'un écoulement plastique stable soit atteint (c.-à-d. jusqu'à ce qu'une pression constante soit réalisée).

4.4. Validation de la procédure de simulation sur un cas de référence:

4.4.1. L'étude expérimentale rapportée par (Tobar et Meguid 2011):

L'étude réalisée par Tobar et Meguid, (2011) a été retenue pour la validation de la procédure de simulation à l'aide du code numérique Flac-2D.

Le sol utilisé a supposé un comportement, élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (MC) encodé dans Flac2D. Les caractéristiques physiques et mécaniques utilisées dans ce cas sont: un module de cisaillement $G = 10$ MPa, un module volumique d'élasticité $K = 30$ MPa, un poids volumique du sol $\gamma = 20$ KN/m³, une série de quatre valeurs représentant l'angle de frottement interne du sol, $\phi = 10^\circ$ à 40° avec un incrément de 10° . Afin de développer un schéma d'analyse acceptable pour les calculs ultérieurs, des simulations préliminaires ont été effectuées, en testant la taille du domaine d'étude, du maillage, et les conditions aux frontières.

Maillage:

Le maillage a été pensé afin de répondre aux recommandations disponibles dans la littérature. À cette fin, le maillage a été raffiné au voisinage de l'ouvrage de soutènement (zone la plus sollicitée et déformée) et élargi progressivement vers les limites du modèle figure 4.1.

L'ouvrage de soutènement:

Dans un modèle axisymétrie, on ne peut pas utiliser les éléments de structure. À cette fin, nous avons réalisé une modélisation d'un écran circulaire avec des éléments massifs et de

densité du sol 20.00 kn/m^3 , avec une épaisseur égale à $0,05 \text{ m}$, un module de cisaillement $G = 11.25 \text{ MPa}$ et un module volumique d'élasticité $K = 30 \text{ MPa}$. Cet écran est connecté au sol via des éléments d'interface de type Mohr-Coulomb attachés sur les deux côtés des éléments de massif.

Caractéristiques de l'interface:

L'interface est caractérisée par un angle de frottement δ , une cohésion nulle, une raideur normale $K_n = 10^9 \text{ Pa/m}$ et une raideur de cisaillement $K_s = 10^9 \text{ Pa/m}$. Les valeurs de rigidité de l'interface sont choisies de manière à simuler un contact rigide entre le sol et l'écran.

Conditions aux limites:

Les conditions imposées aux limites du modèle sont des conditions en déplacement. En règle générale pour les conditions aux limites, on suppose que la limite inférieure soit fixe dans la direction verticale, la limite latérale gauche est fixée dans la direction horizontale. Tout déplacement est toléré sur la limite supérieure du modèle figure 4.2.

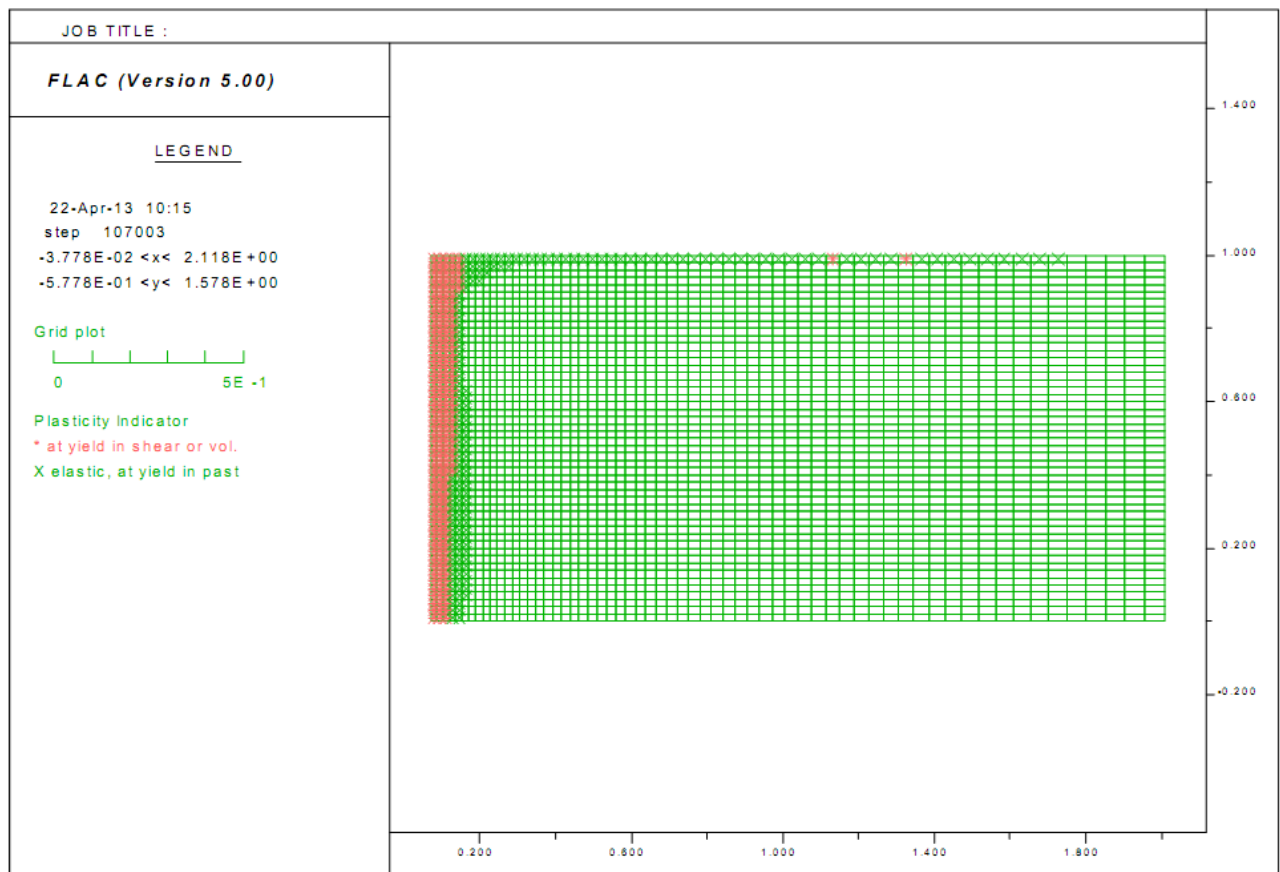


Figure. 4.1. Maillage retenu et Points plastiques du modèle de test de validation

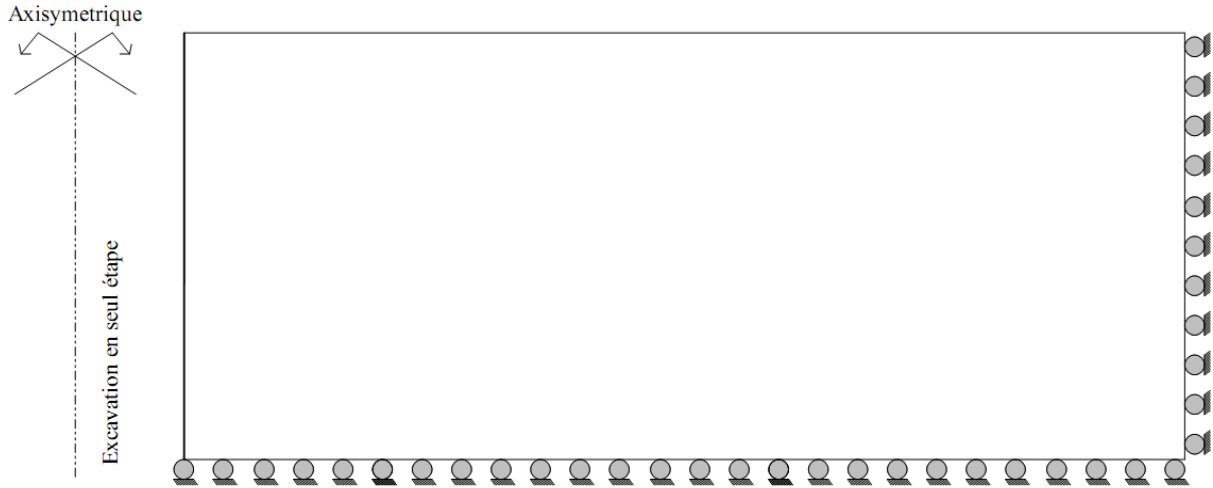


Figure. 4.2. Conditions aux frontières du modèle de test de validation

Résultats et discussion du test de validation:

La figure 4.3 montre les résultats numériques de la distribution de pression active de terre relative aux deux valeurs de coefficient de pression latérale de terre au repos $K_0 = 0,5$ et $K_0 = 1$. On peut confirmer que la variation de coefficient K_0 n'a pas un effet significatif sur la distribution de pression de terre active en condition axisymétrie.

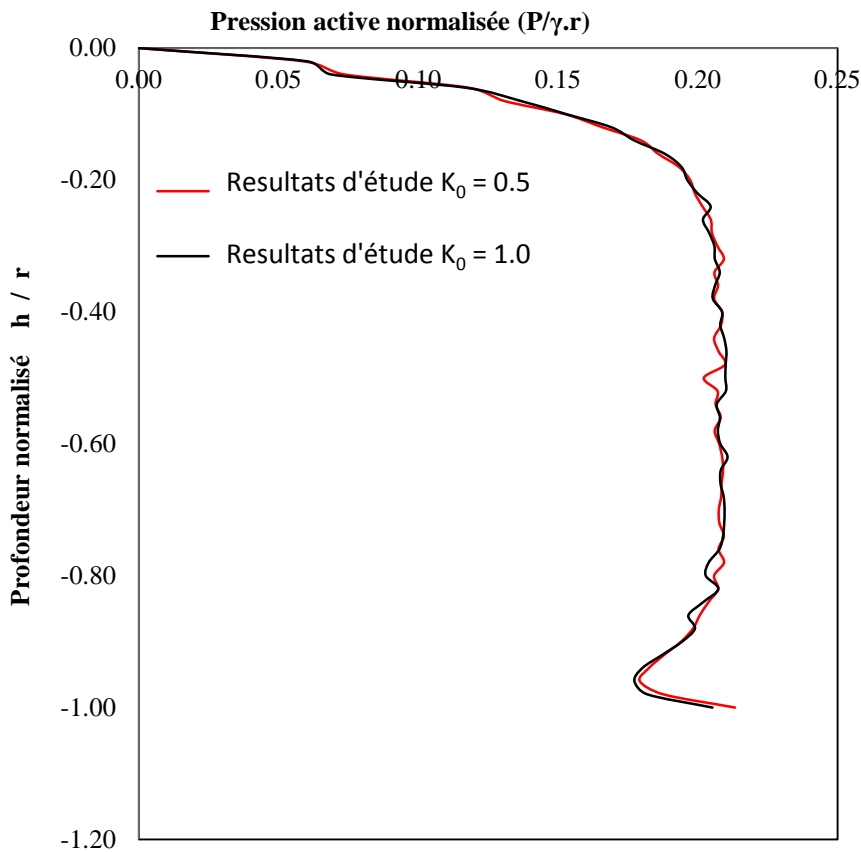
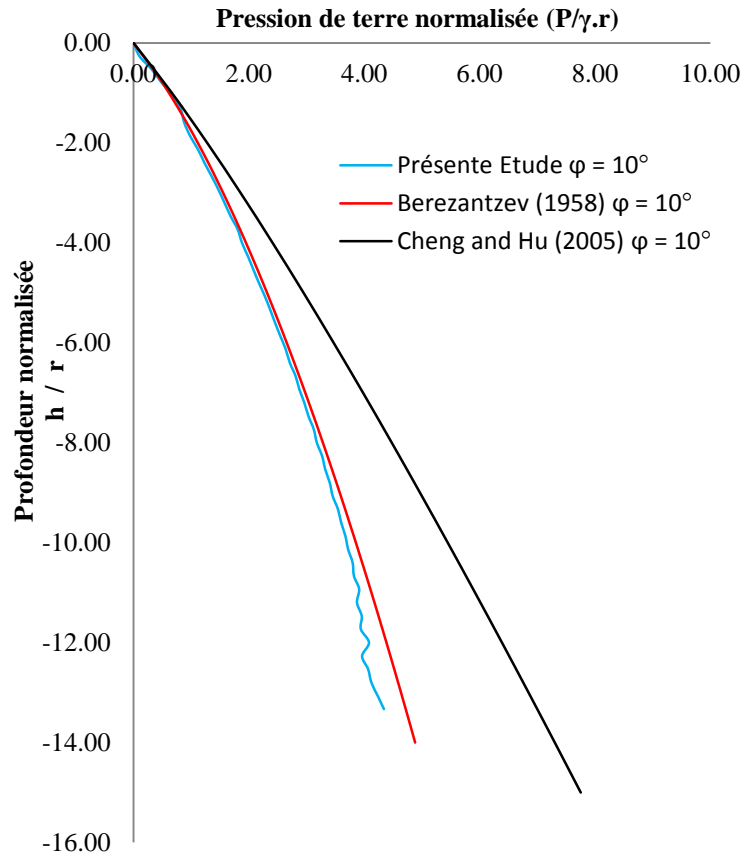


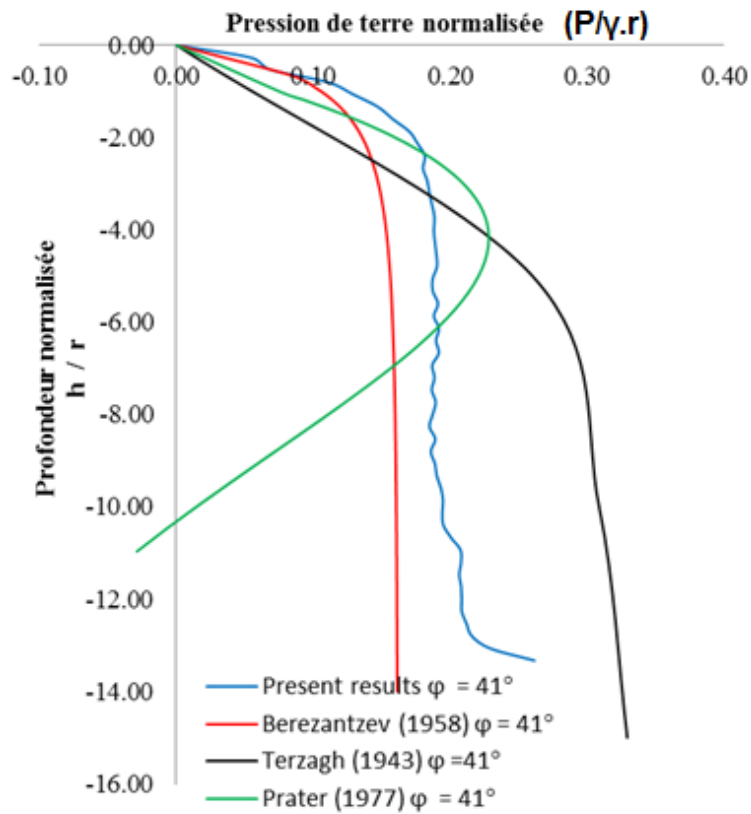
Figure. 4.3. Distribution de pression active de terre le long de l'écran rigide, vertical et circulaire

Comme le montre les deux figures 4.4(a) et 4.4(b), les résultats numériques obtenus (la distribution des pressions actives) sont en bon accord avec les résultats expérimentaux décrits par Tobar & Meguid, (2011), et les solutions théoriques décrites par Terzaghi (1943) et Berezantzev (1958) tous les deux supposent que λ égale à l'unité, En outre, comme illustré par la figure 4.4(b), la méthode de Prater (1977) donne une distribution de pression différente à celles obtenues par d'autres méthodes théoriques. Cette pression est croissante, puis diminue progressivement, jusqu'à atteindre une valeur nulle (à cette valeur, la distance à partir de la tête d'écran est $h/r = 10$).

Comme le montre la figure 4.4 les résultats numériques, théoriques et expérimentaux montrent que la distribution de la pression active de terre sur un écran rigide, vertical et circulaire en condition axisymétrie n'augmente pas linéairement avec la profondeur d'excavation, cette non-linéarité se traduit par une augmentation de mouvement de l'écran qui conduit à la réduction de pression du sol jusqu'à une distribution constante pour les valeurs élevées de l'angle de frottement interne du sol.



(a)



(b)

Figure. 4.4. Comparaison de pression active de terre le long de l'écran rigide, vertical et circulaire

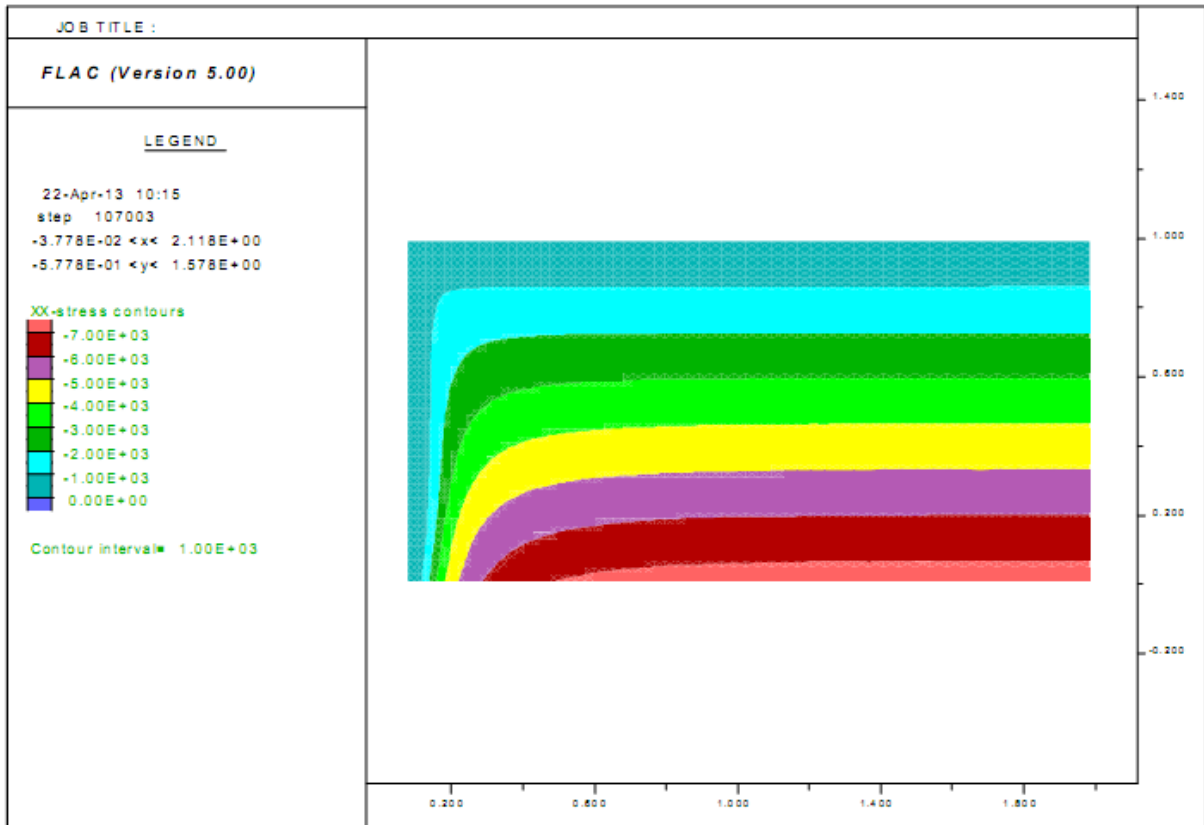


Figure. 4.5. Distribution des contraintes radiales (σ_r) à l'état limite

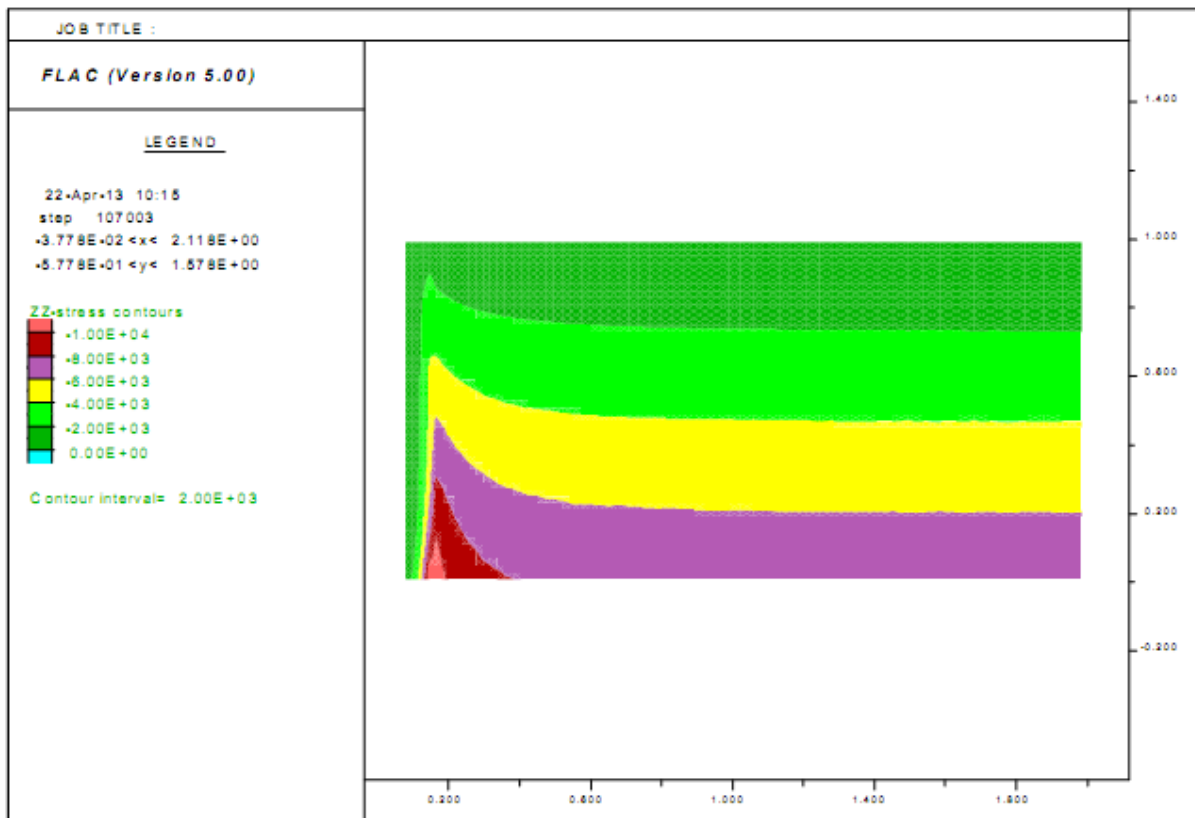


Figure. 4.6. Distribution des contraintes tangentielles (σ_θ) à l'état limite

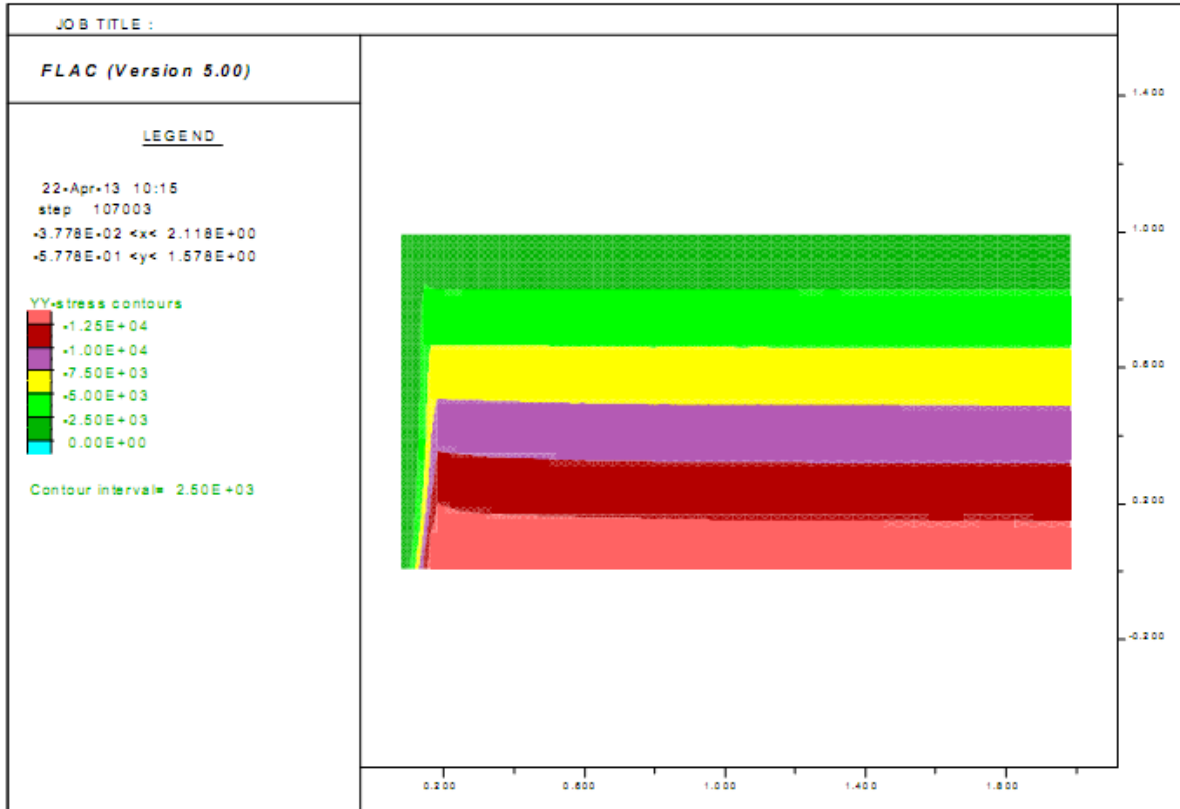


Figure. 4.7. Distribution des contraintes verticales (σ_v) à l'état limite

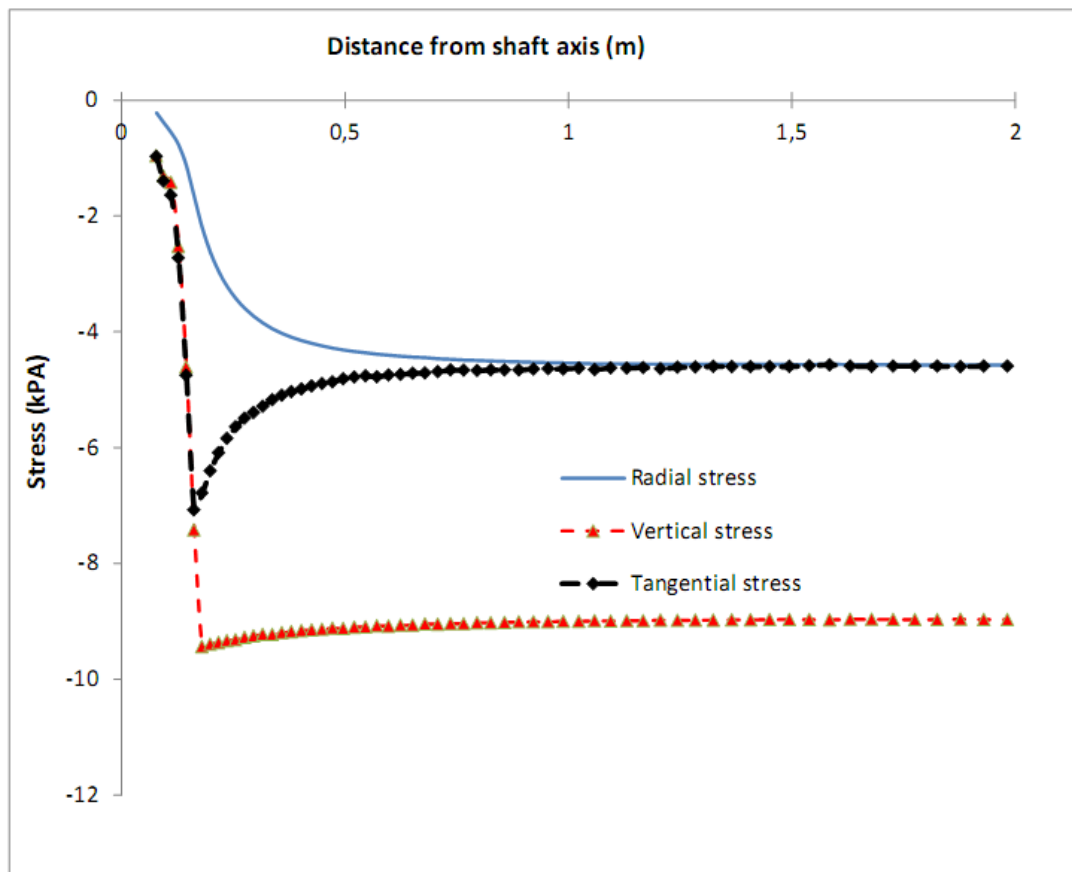


Figure. 4.8. Distribution des contraintes à 0.4h comptée à partir de la base

La distribution, des contraintes radiale, tangentielle et verticale au milieu, sont représentées sur les figures. 4.5, 4.6 et 4.7 respectivement. La figure. 4.8 présente la distribution des trois contraintes radiale, tangentielle et verticale dans la direction radiale à la moitié de la hauteur de modèle. Ces quatre figures montrent une légère augmentation de la contrainte verticale (σ_v) dans la zone élastique près de l'interface élastique-plastique suivie par une réduction importante dans la zone plastique. Ce comportement indique l'existence d'effet de voute dans les plans verticaux. Les contraintes tangentielles (σ_θ) augmentent vers le revêtement d'écran dans la zone élastique, puis diminuent brutalement et convergent vers des contraintes verticales dans la zone plastique. En outre, les contraintes radiales (σ_r) diminuent vers le revêtement d'écran dans la zone plastique.

Les résultats numériques de Flac montrent une réduction importante tant pour la contrainte verticale (σ_v) que pour la contrainte tangentielle (σ_θ) dans la région plastique devant l'écran de soutènement ce qui confirme l'hypothèse $\lambda = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_v} = 1$ assumée par Terzaghi (1943) et par Berezantzev (1958).

Les solutions théoriques montrent une discordance importante reliée à l'hypothèse concernant le coefficient de contrainte latérale $\lambda = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_v}$ qui ne peut être déterminée à partir des théories.

4.4.2. L'étude expérimentale rapportée par (Cho et al 2015):

L'étude expérimentale de la distribution des pressions de terre sur les écrans cylindriques rapportée par (Cho et al 2015) est numériquement étudiée en utilisant le code Flac.

Le sol utilisé a supposé un comportement, élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (MC) encodé dans Flac2D. Les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, d'écran et d'interface utilisées dans ce cas sont présentées dans le tableau 4.1 elles correspondent aux principales caractéristiques initialement adopté par (Cho et al 2015).

Le maillage, les conditions aux limites, sont présentés dans les figures 4.9 et 4.10 respectivement.

	Écran	sol	Interface
γ (Poids volumique du sol; KN/m ³)	27	12.60	/
ϕ (Angle de frottement interne du sol; °)	/	36.95	26.75
ψ (Angle de dilatance du sol; °)	/	0	0
c (Cohésion; Kn/m ²)	/	4500	3015
E (Module d'élasticité de Young; MPa)	72	10	/
ν (coefficient de poisson)	0.2	0.3	/
G (Module de cisaillement; MPa)	30	3.8	/
K (Module volumique de sol; MPa)	40	8.3	/
K_s (Rigidité de cisaillement; MPa)	/	/	1470.7
K_n (Rigidité normale; MPa)	/	/	133.7
σ_t (Résistance à la traction; MPa)	/	0	0

Tableau 4.1. Principaux paramètres initialement retenues

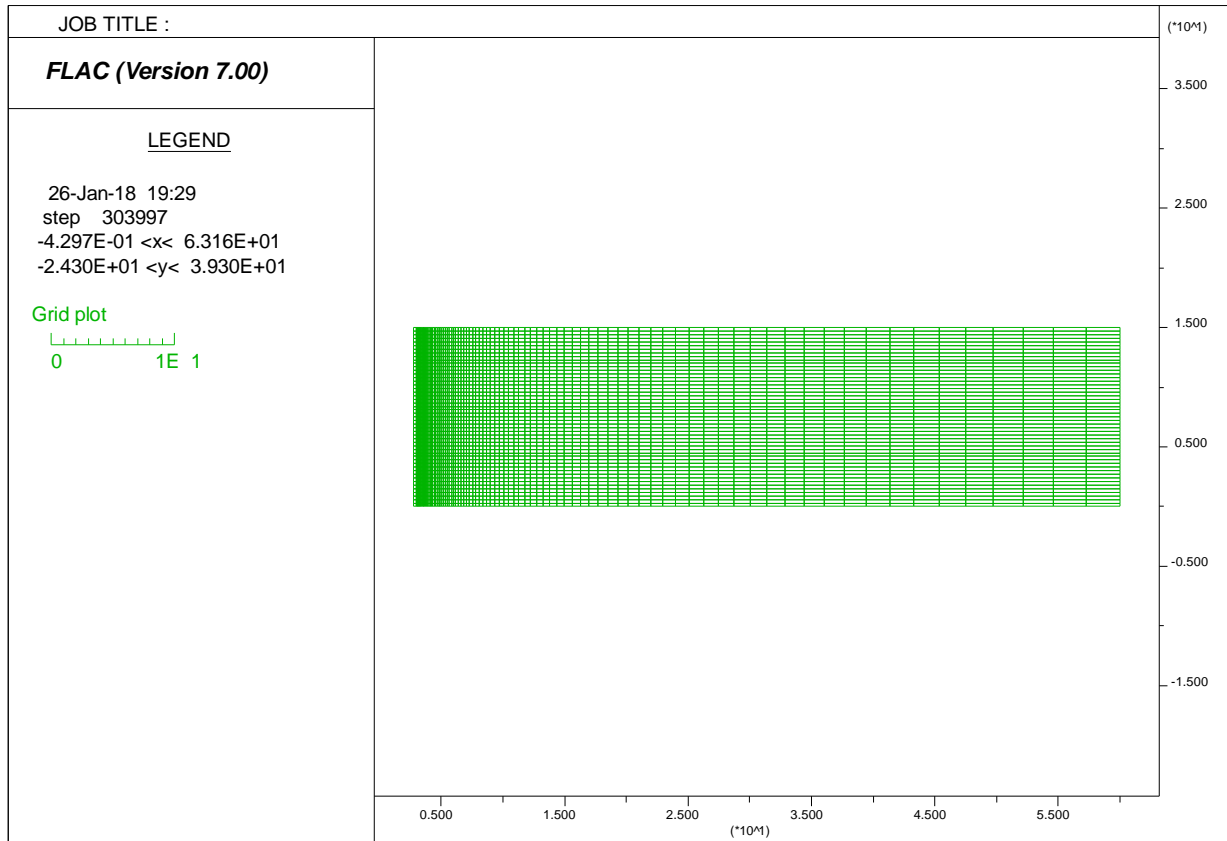


Figure. 4.9. Maillage retenu et Points plastiques du modèle de test de validation

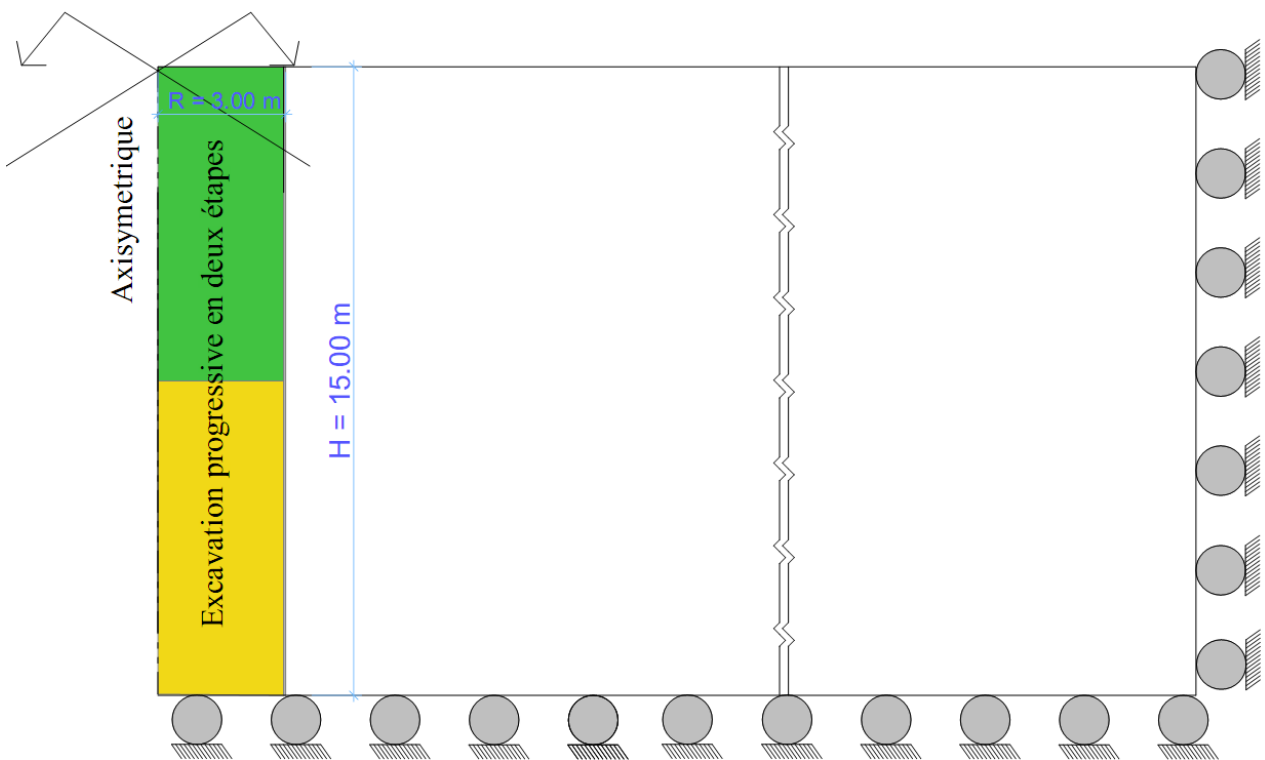
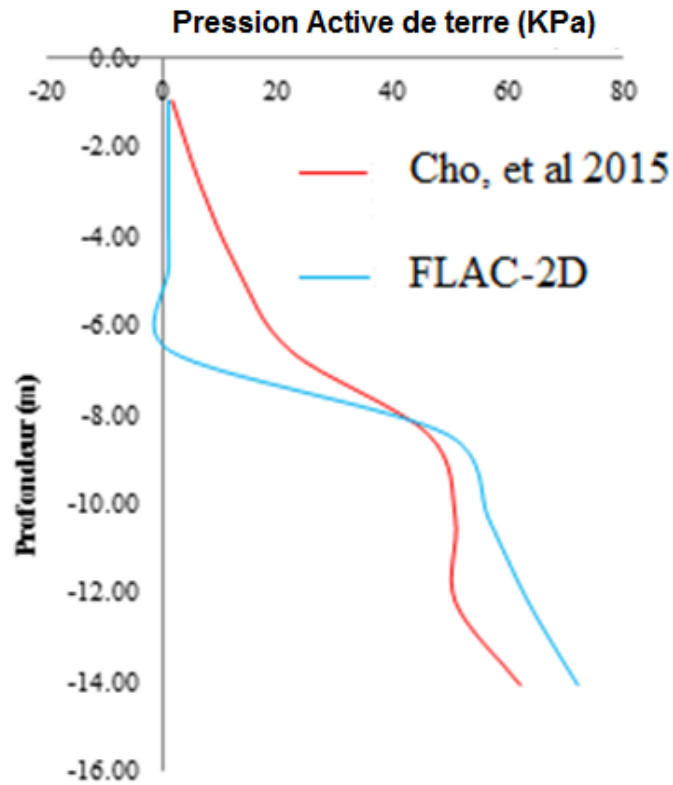
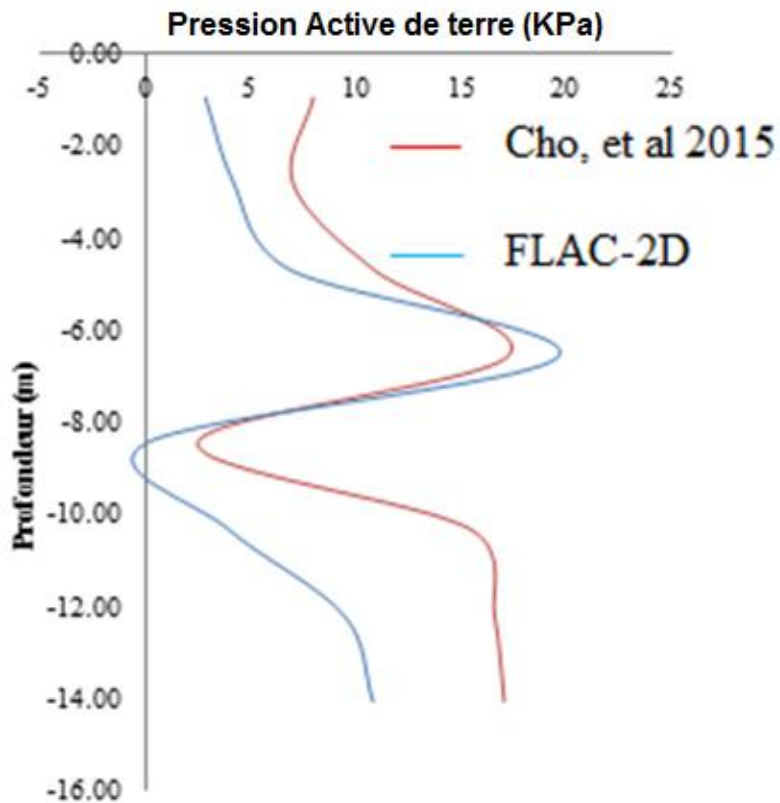


Figure. 4.10. Conditions aux frontières du modèle de test de validation

Résultats et discussion du test de validation:



(a). Section supérieur



(b). Section inférieure

Figure. 4.11. Comparaison de la distribution de la pression active du sol ($\delta_h / H = 0.2 \cdot 10^{-2}$)

Les résultats expérimentaux fournis par (Cho, et al 2015) et l'analyse des différences finies, Flac sont montrés sur la figure 4.11. Les résultats montrent que les pressions latérales actives calculées près de chaque section d'écran, sont légèrement inférieurs aux résultats expérimentaux fournis par Cho, et al (2015).

4.5. Etude paramétrique:

Un autre modèle physique a été utilisé pour étudier la répartition de la pression du sol en fonction des paramètres suivants: diamètre de l'écran (D), hauteur de l'écran (H), angle de frottement interne du sol (φ), angle d'interface écran-sol (δ), et la procédure d'excavation.

Les frontières de modèle, longitudinale et transversale, ont été arrêtées à une distance de $10 \times D$ et $5 \times H$ respectivement (avec D : diamètre d'écran et H : hauteur d'écran). La frontière inférieure selon l'axe vertical est placée à une profondeur égale à $4 \times H$, comme indiqué sur la figure 4.13. Ces dimensions ont été choisies pour réduire au minimum les effets de bords.

Tous les résultats de ces analyses sont donnés pour $\gamma = 20,00 \text{ kn/m}^3$, module d'élasticité $E = 7,8 \times 10^7 \text{ Pa}$ et coefficient de Poisson $\nu = 0,3$, différents angles de frottement interne ($\varphi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ et 40°), cohésion $c = 0$, le comportement du sol adopté est élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (MC), les caractéristiques de l'interface (angle de frottement δ ($\delta = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ et 40°), une cohésion nulle, une raideur normale $K_n = 10^9 \text{ Pa/m}$ et une raideur de cisaillement $K_s = 10^9 \text{ Pa/m}$). Le maillage et les conditions imposées aux limites du modèle sont donnés sur les figures 4.12 et 4.13.

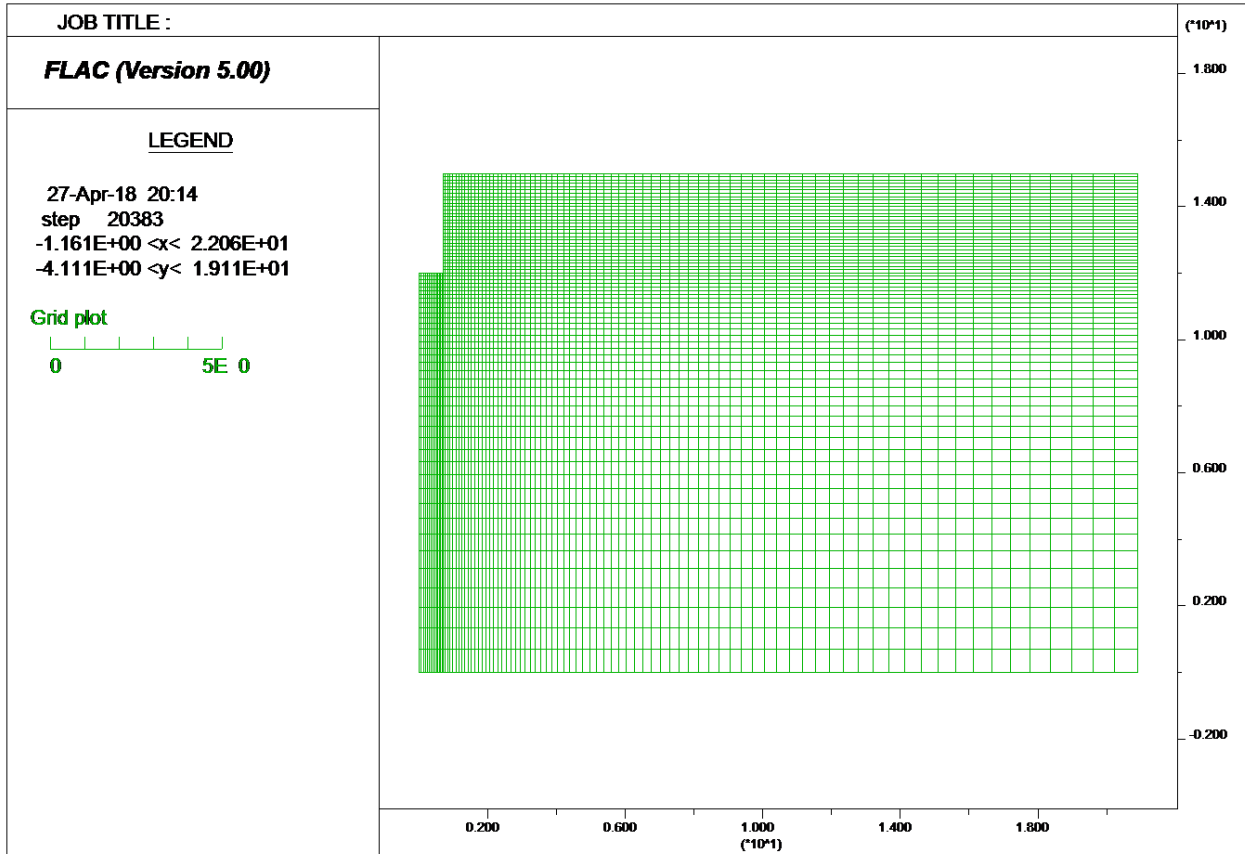


Figure. 4.12. Maillage retenu dans le modèle

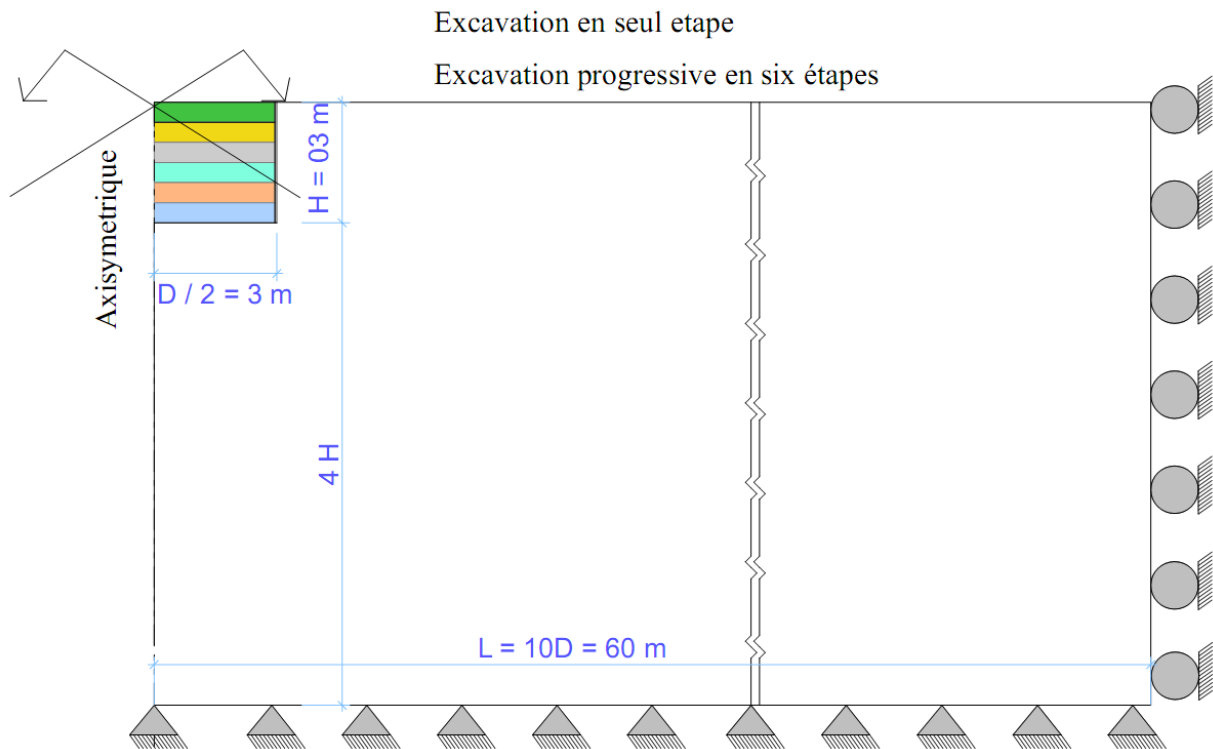


Figure. 4.13. Conditions aux frontières du modèle

4.5.1. Effet du diamètre de l'écran:

Les figures 4.14(a) et 4.14(b) montrent la répartition des pressions latérales active et passive de terre respectivement, pour un angle de frottement $\varphi = 40^\circ$ avec une interface lisse $\delta = 0^\circ$, avec différents diamètres d'écran ($D=1.5, 3, 6$ et 10 m) pour la même hauteur d'écran ($h=3$ m).

Les figures 4.15(a) et 4.15(b) montrent la répartition des pressions latérales active et passive de terre respectivement, pour un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ avec une interface rugueuse $\delta=30^\circ$, avec différents diamètres d'écran ($D = 1.5, 3, 6$ et 10 m) pour la même hauteur d'écran ($h=3$ m).

Sur les figures 4.14(a) et 4.15(a) les résultats indiquent l'augmentation des pressions latérales actives de terre avec l'augmentation de diamètre d'écran pour un angle de frottement avec une interface soit lisse ou rugueuse. Pour illustrer, la distribution de pression active de terre exercée sur les grands diamètres d'écran est similaire aux conditions de déformation plane. Ce résultat est similaire en premier lieu: à la description de l'effet de la forme des puits forés fournie par Liang et Zeng (2002), et ensuite au résultat fourni par Cho et al. (2015).

Sur la figure 4.14(b) les résultats indiquent que la variation de diamètre d'écran a un effet non significatif sur les pressions latérales passives de terre agissant sur un écran lisse ($\delta = 0^\circ$).

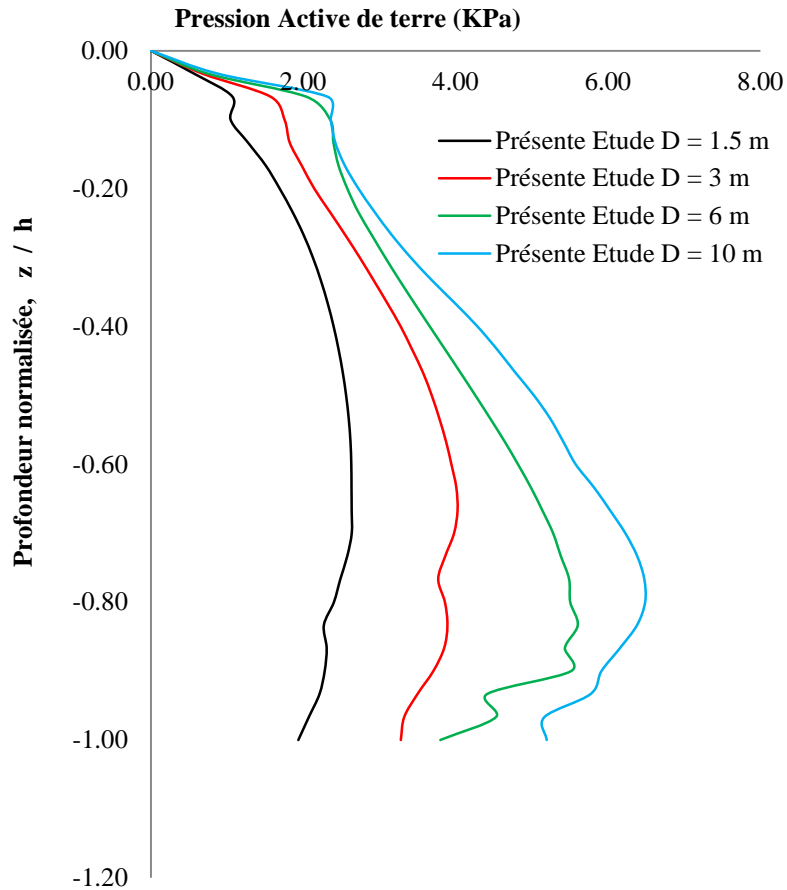
Sur la figure 4.15(b) les résultats indiquent la réduction des pressions latérales passives de terre avec l'augmentation de diamètre d'écran rugueux ($\delta \neq 0^\circ$).

4.5.2. Effet de l'angle de frottement interne du sol:

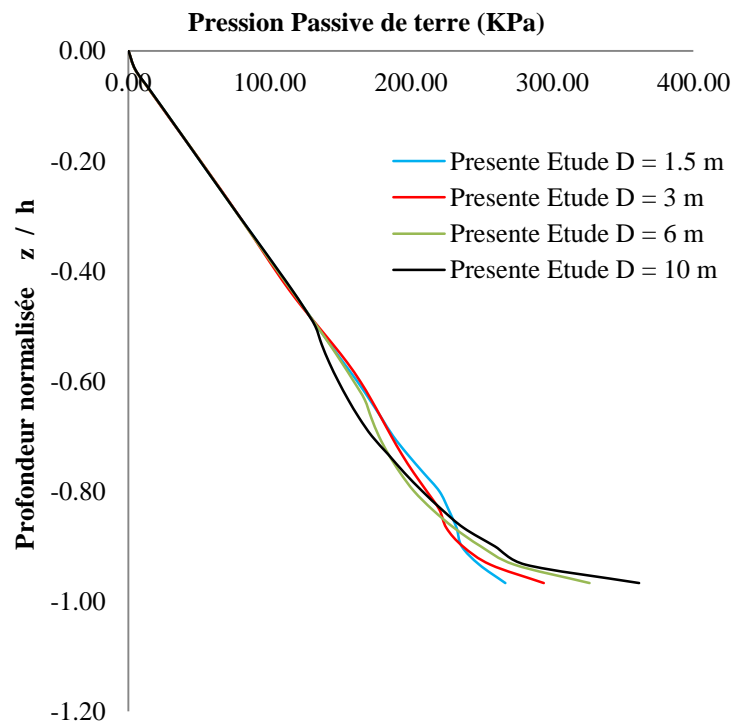
Les figures 4.16(a) et 4.16(b) illustrent la répartition des pressions active et passive de terre respectivement, avec différents angles de frottement interne du sol ($\varphi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ et 40°) pour la même hauteur de l'écran ($h = 3$ m).

Les résultats montrent que:

- La non linéarité / linéarité de distribution des pressions active et passive de terre respectivement, calculées à l'aide du code Flac pour tous les angles de frottement du sol, à l'exception des angles de frottement du sol inférieurs ou égaux à 10° où la distribution de pression active est linéaire.
- La réduction et l'augmentation de pressions active et passive de terre respectivement, avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol.
- L'effet de voûte est plus fort pour les angles de frottement élevés du sol.

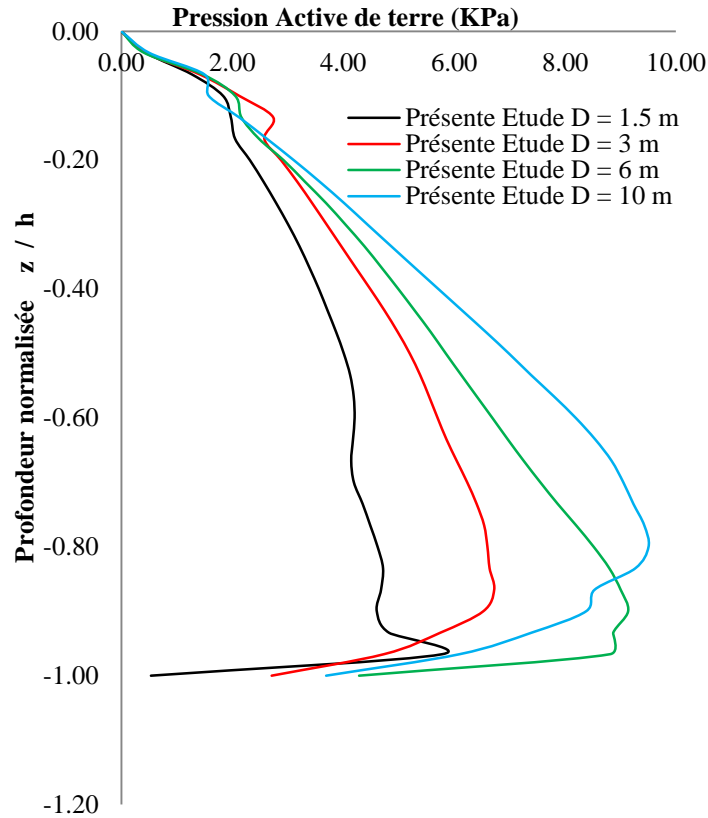


(a). Pression active pour un angle de frottement $\phi = 40^\circ$ avec une interface lisse $\delta = 0^\circ$

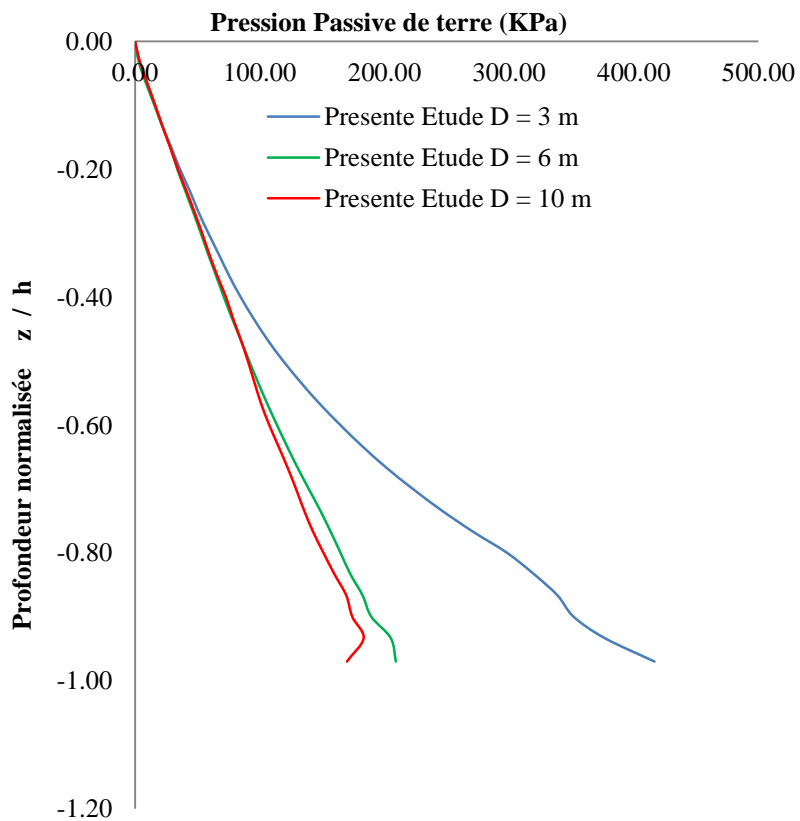


(b). Pression Passive pour un angle de frottement $\phi = 40^\circ$ avec une interface lisse $\delta = 0^\circ$

Figure. 4.14. Effet du diamètre de l'écran lisse

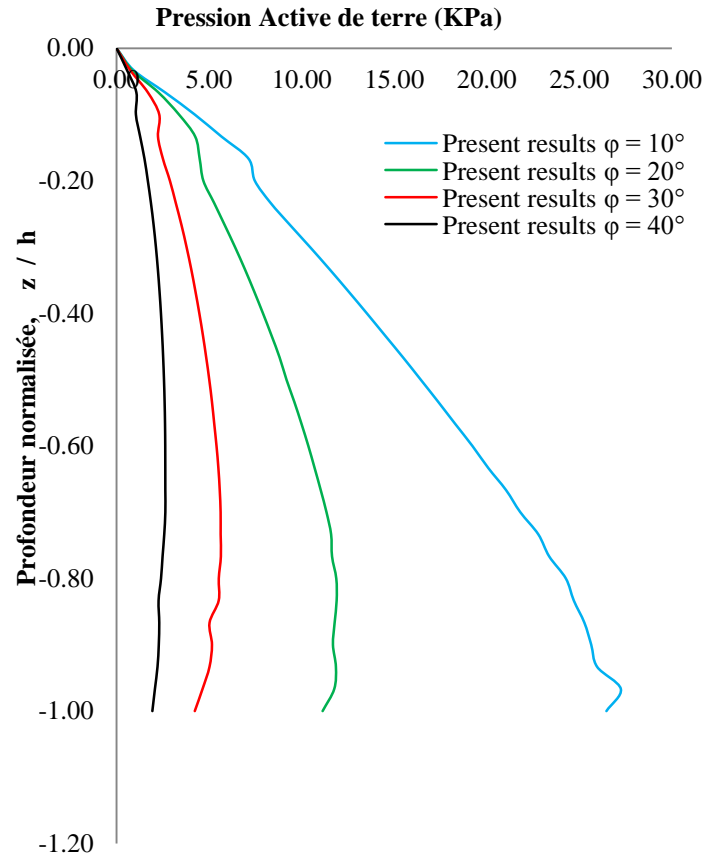


(a). Pression Active pour un angle de frottement $\phi = 30^\circ$ avec une interface rugueuse $\delta = 30^\circ$

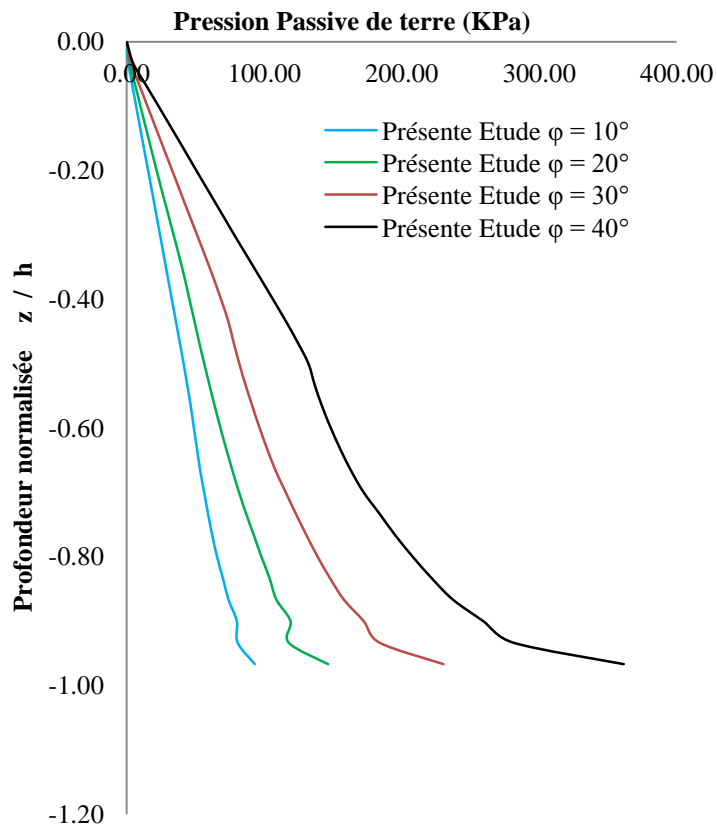


(b). Pression Passive pour un angle de frottement $\phi = 30^\circ$ avec une interface rugueuse $\delta = 30^\circ$

Figure. 4.15. Effet du diamètre de l'écran rugueux



(a). Pression active ($D = 1.5\text{m}$ et $\delta = 0^\circ$)



(b). Pression passive ($D = 10\text{m}$ et $\delta = 0^\circ$)

Figure. 4.16. Effet de l'angle de frottement interne du sol

4.5.3. Effet de l'interface écran-sol:

Les deux figures 4.17(a) et 4.17(b) illustrent la répartition des pressions latérales active et passive de terre respectivement, avec différents angles d'interface d'écran ($\delta = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ et 40°) pour la même hauteur d'écran ($h = 3$ m).

La figure 4.17(a) présente un effet non significatif de l'interface d'écran sur la distribution des pressions actives, qui est similaire aux résultats expérimentaux obtenus par Fujii & al (1994). La figure 4.17(b) présente un effet peu significatif de l'interface d'écran sur la distribution des pressions passives, qui est similaire aux résultats théoriques obtenus par Prater (1994).

4.5.4. Effet de la hauteur de l'écran:

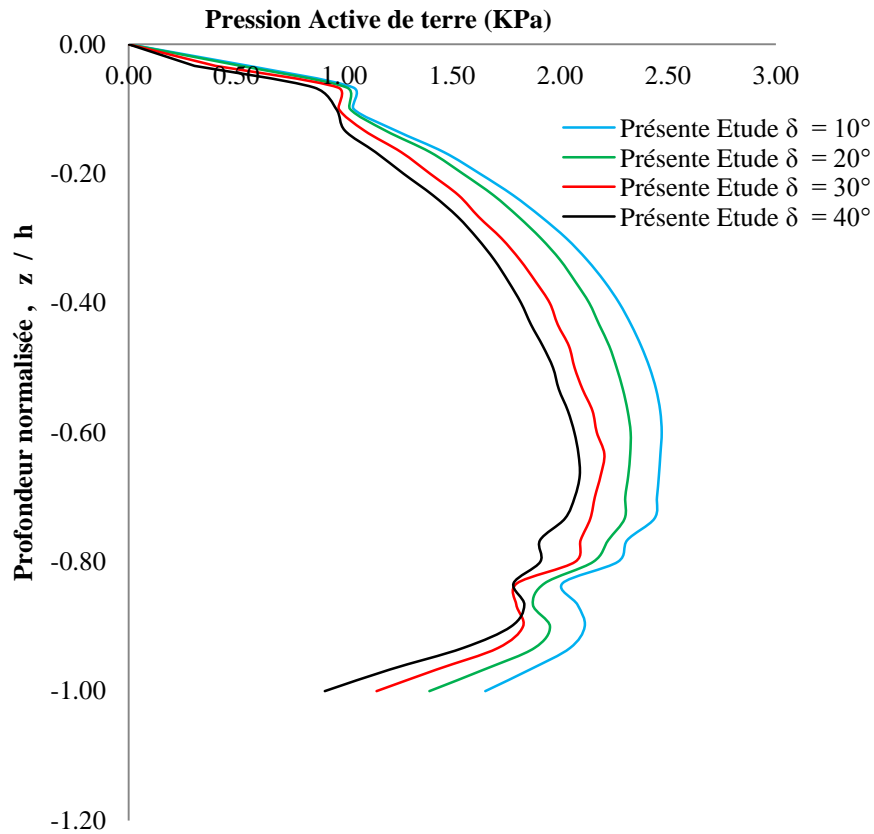
Les deux figures 4.18(a) et 4.18(b) montrent la distribution des pressions latérales active et passive de terre respectivement, avec différentes hauteurs d'écran ($H = 3$ m, 6 m et 9 m).

Les résultats indiquent que la distribution de pressions latérales de terre est clairement liée à la hauteur de l'écran et que la pression augmente considérablement avec l'augmentation de la hauteur comme le montre (Cho et al 2015) dans le cas de pression active.

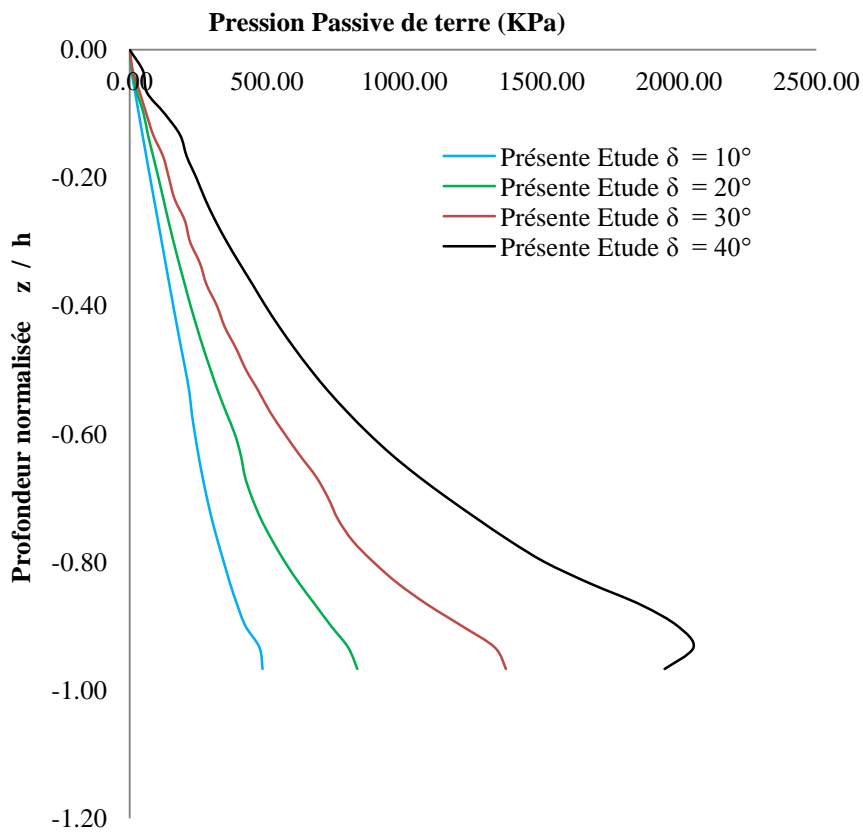
4.5.5. Effet de variation de coefficient de pression

Les deux figures 4.19(a) et 4.19(b) illustrent la répartition des pressions latérales active et passive du sol respectivement, avec différents coefficients de la pression ($K_0 = 0.39, 0.5$ et 1) pour la même hauteur d'écran ($h = 3$ m).

Ces figures présentent un effet non significatif de coefficient de pressions active et passive sur la distribution des pressions latérales de terre en condition axisymétrie.

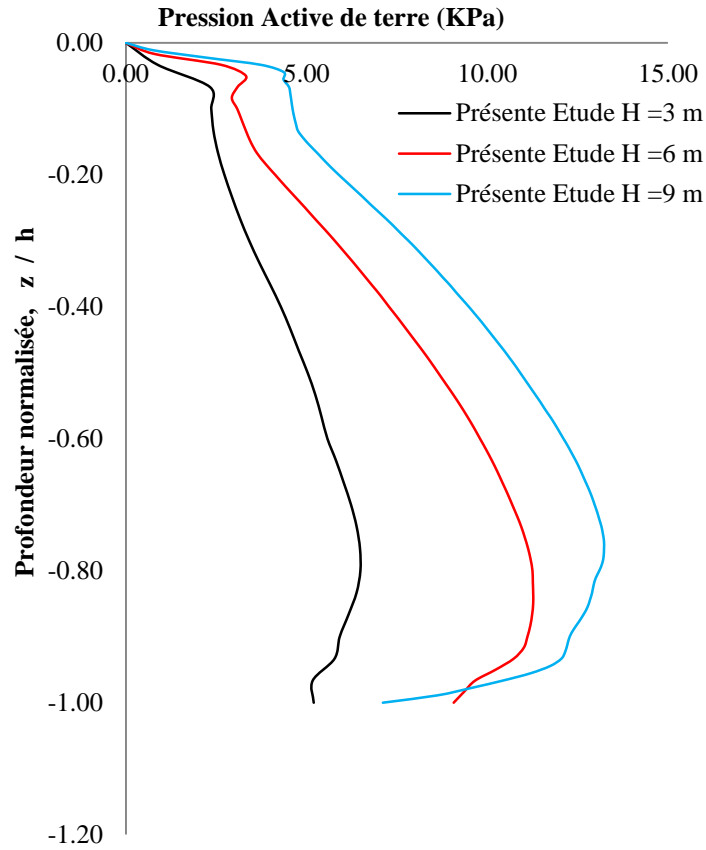


(a). Pression active ($\varphi = 40^\circ$ et $D = 1.5\text{m}$)

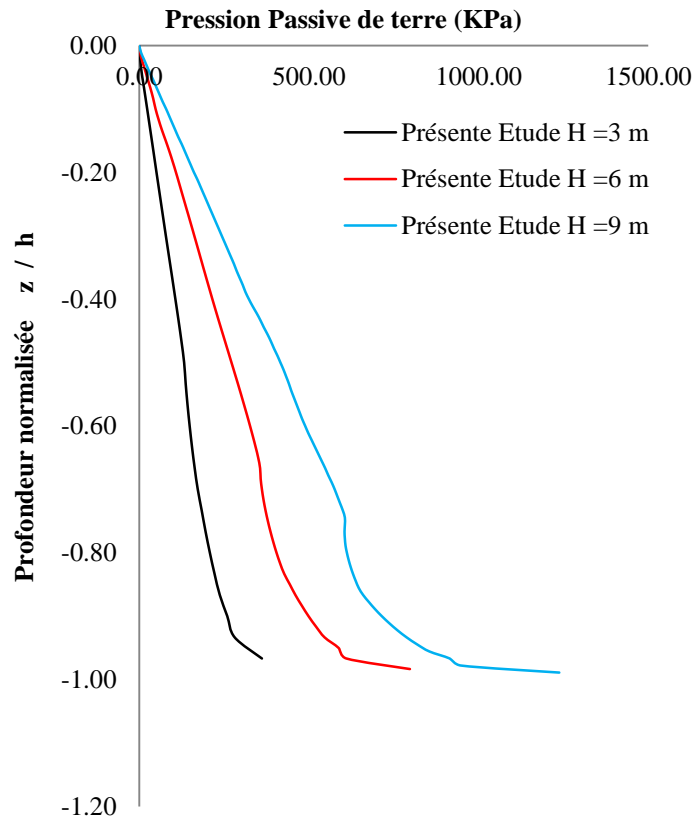


(b). Pression passive ($\varphi = 40^\circ$ et $D = 10\text{m}$)

Figure. 4.17. Effet de l'angle d'interface écran-sol

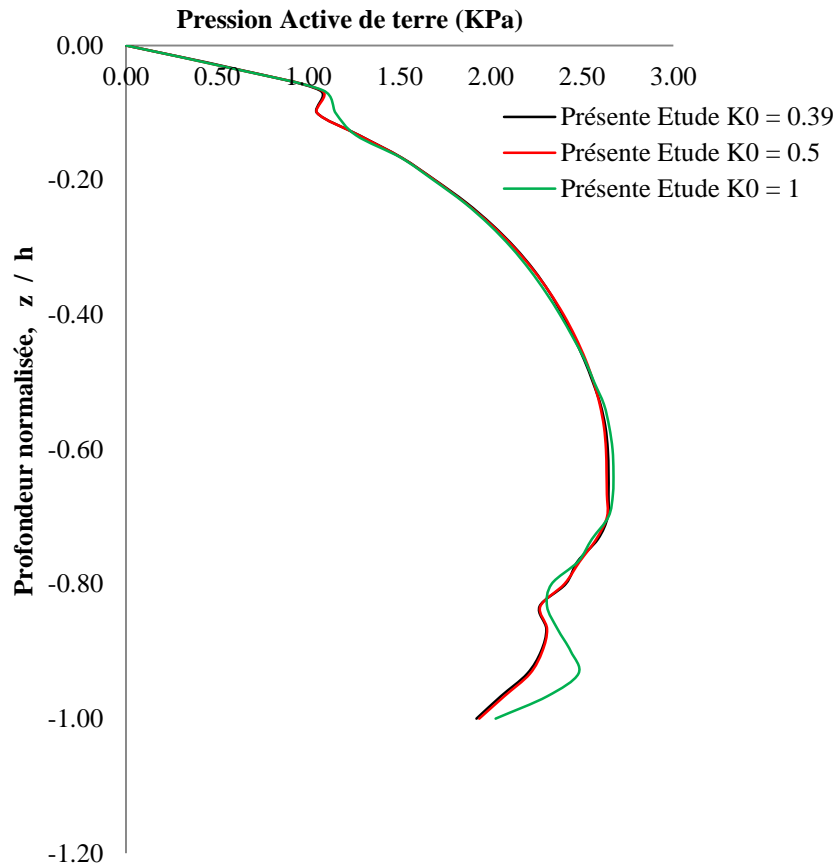


(a). Presson active ($D = 1.5\text{m}$, $\varphi = 40^\circ$ et $\delta = 0^\circ$)

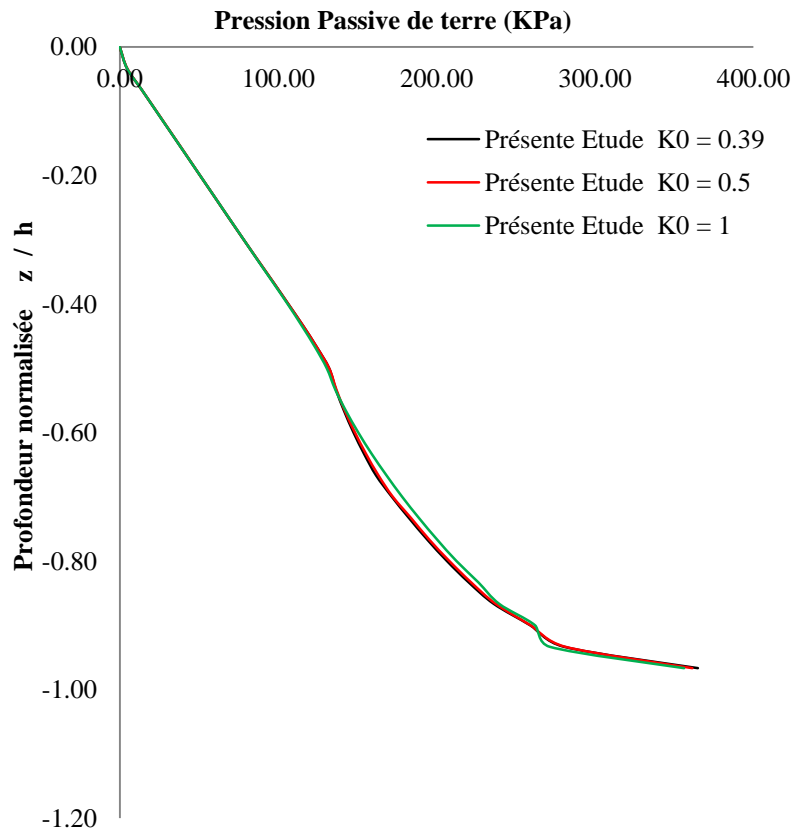


(b). Presson passive ($D = 10\text{m}$, $\varphi = 40^\circ$ et $\delta = 0^\circ$)

Figure. 4.18. Effet de la hauteur d'écran



(a). Pression active ($D = 1.5$ m, $\varphi = 40^\circ$ et $\delta = 0^\circ$)



(b). Pression passive ($D = 10$ m, $\varphi = 40^\circ$ et $\delta = 0^\circ$)

Figure. 4.19. Effet de coefficient de pression

4.5.6. L'effet de l'excavation progressive:

L'excavation était appliquée de manière progressive et avec six étapes de 0,50 m de longueur. Pour simuler une excavation en six étapes, la première section a été soumise à un déplacement radial homogène, suivie de la même manière les cinq excavations qui restent

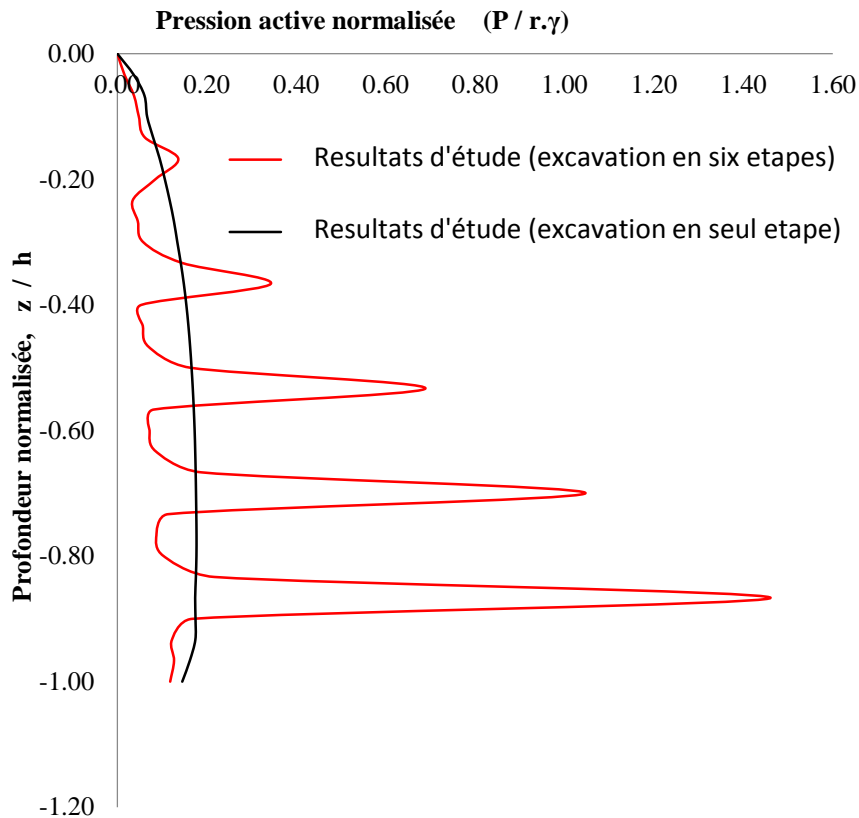


Figure. 4.20. Comparaison de la distribution de la pression active du sol $\phi = 40^\circ$ ($\delta_h / H = 0.2 \cdot 10^{-2}$)

Les résultats indiquent que la distribution de la pression latérale de terre sur un écran rigide, vertical et circulaire en cas d'excavation progressive est non linéaire, comme celle observée dans le cas d'excavation en une seule étape. On observe également à chaque étape de l'excavation une forte pression au fond de fouille excavée figure 4.20.

4.6. Conclusion:

L'utilisation des théories existantes, à savoir la théorie de Coulomb et la théorie de Rankine, pour la détermination de pressions active et passive de terre agissant contre les structures de soutènement n'est pas suffisante pour décrire la bonne conception de ces structures. Notons que, puisque ces théories ne prennent pas en considération le mode de déplacement de la structure, la distribution des pressions n'est pas réelle, ce qui signifie que ces théories peuvent mener à une surestimation de la pression latérale active ou passive.

En particulier, dans le cas des structures circulaires, l'utilisation des méthodes de Prater, de Terzaghi et de Berezantzev peuvent mener à une sous-estimation de la pression active de terre. Cependant, seul l'analyse numérique peut examiner l'effet de voute due au mode de déplacement de la structure.

Ce travail de recherche a fait l'objet de l'étude des pressions de terre active et passive contre un écran circulaire ancré dans un matériau granulaire soumis à un déplacement radial en utilisant le programme explicite en différences finies Flac-2D. Nous pouvons à la base de ces résultats numériques conclure que :

- L'angle de frottement interne a enregistré un effet plus significatif sur la pression latérale de terre que la géométrie (Hauteur ou Diamètre) d'écran rigide, verticale et circulaire.
- Les résultats confirment que la variation de coefficient de pression de terre au repos (K_0) a un effet non significatif sur la distribution des pressions active et passive en condition axisymétrie.
- Les résultats confirment que la variation de l'angle d'interface d'écran (δ) a un effet faible sur la distribution des pressions active en condition axisymétrie.
- Les résultats confirment que la variation de l'angle d'interface d'écran (δ) a un effet significatif sur la distribution des pressions passive en condition axisymétrie.
- Les résultats numériques montrent une réduction importante tant pour la contrainte verticale (σ_v) que pour la contrainte tangentielle (σ_θ) dans la région plastique devant l'écran de soutènement ce qui confirme l'hypothèse $\lambda = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_v} = 1$ assumée par Terzaghi (1943) et par Berezantzev (1958).

- Les résultats numériques fournissent une distribution réelle de la pression latérale active sur un écran rigide, vertical et circulaire, qui n'est pas linéaire. **Exception:** Dans le cas d'un angle de frottement interne du sol inférieur ou égal à 10° , la distribution des pressions est triangulaire.
- Les résultats numériques fournissent une distribution réelle de la pression latérale passive sur un écran rigide, vertical et circulaire, qui est linéaire.
- Les résultats indiquent que la distribution de la pression latérale de terre sur un écran rigide, vertical et circulaire en cas d'excavation progressive est non linéaire, comme celle observée dans le cas d'excavation en une seule étape. On observe également dans le cas d'excavation progressive une forte pression au fond de chaque excavation.

A partir de ce travail de recherche, on peut donc conclure que, les pressions déterminées par un calcul bidimensionnel en déformations planes, sont suffisamment correctes pour être prise en compte pour la conception d'ouvrage ayant des grands diamètres.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le code de différences finies Flac-2D en conditions axisymétries a été utilisé dans ce travail de recherche pour contribuer à l'étude numérique de la distribution des pressions active et passive sur une structure de soutènement rigide, vertical et circulaire, ancrée dans un matériau granulaire, soumise à un déplacement radial. Puisque dans un modèle axisymétrie, on ne peut pas utiliser les éléments de structure, la modélisation d'un écran circulaire et son comportement est réalisée seulement avec des éléments massifs.

Après une revue bibliographique (Chapitres 1, 2 et 3) permettant de mieux comprendre les phénomènes que nous voulons modéliser:

- L'axisymétrie
- L'excavation progressive
- Déplacement radial

Pour ce qui est des travaux antérieurs concernant les méthodes de calculs proposées par plusieurs chercheurs, à savoir Rankine 1857, la théorie Coulomb 1773; Westergaard 1941; Terzaghi 1943; Prater 1977; Berezantzev 1958; Cheng & Hu 2005; Cheng et al. 2006 ; Liu & Wang 2008 ; Liu et al. 2008, on a constaté des divergences entre les prévisions de pressions actives données par ces méthodes théoriques et celles mesurées réellement par un modèle réduit sous essais en centrifugeuse ou sous la gravité normale, à savoir (Fujii et al. 1994 ; Herten and Pulsfort 1999 ; Imamura et al. 1999 ; Chun and Shin 2006 ; Tatiana and Mohamed 2011 ; Cho et al. 2015). On peut noter que, la pression calculée en utilisant la méthode de Coulomb est essentiellement la même que celle de la théorie de Rankine, les distributions obtenues en conditions axisymétries pourraient différer considérablement d'une méthode à une autre. En outre, le déplacement de paroi requis pour atteindre l'état actif est aussi différer considérablement d'une méthode à une autre. En fin, on note que d'autres investigations sont nécessaires.

L'objectif de Chapitre 4 est de proposer une procédure permettant une évaluation numérique des pressions active et passive sur les structures de soutènement circulaires. Une série d'analyse axisymétrie 2D basée sur la méthode de différences finies utilisée dans Flac a été exécutée pour étudier le cas d'un écran de soutènement rigide, vertical et circulaire, dans le but d'aboutir à une meilleure compréhension sur la conception de ce type de structures.

La validation de nos modèles est considérée comme une étape prépondérante qu'elle ne peut se faire qu'à partir de données expérimentales réelles. Dans ce cadre, cette validation est faite sur deux cas de référence:

- L'étude expérimentale rapportée par (Tobar et Meguid 2011) a été numériquement étudiée. La profondeur du modèle $D = H$ ou (D : épaisseur du sol, H : la profondeur d'excavation). L'excavation est réalisée en une seule étape (similaire aux études théorique et expérimentale). On cherche les contraintes, qui correspondent au déplacement suffisant pour atteindre l'état actif ($\delta_h = 0.25\%$ de la hauteur d'écran similaire aux cas de Terzaghi 1943; Berezantzev 1958). La comparaison est faite entre les résultats issus de la présente étude avec les résultats expérimentaux et les solutions théoriques. Les conclusions majeures de cette étude sont:
 - ✓ Les résultats numériques de la présente étude concordent bien avec la pression active des terres mesurée par Tatiana & Mohamed (2011) et les solutions de Terzaghi (1943) et Berezantzev (1958),
 - ✓ Les résultats numériques montrent une réduction importante de la contrainte verticale (σ_v) et de la contrainte tangentielle (σ_θ) dans la région plastique contre la paroi du puits et confirment l'hypothèse $\lambda = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_v} = 1$ assumée par Terzaghi (1943) et Berezantzev (1958).
- L'essai expérimental rapporté par (Cho et al 2015) a été numériquement étudiée. La conclusion majeure de cette étude est:
 - ✓ Les résultats montrent que les pressions latérales calculées près de chaque section d'écran vertical sont légèrement inférieurs aux résultats expérimentaux fournis par (Cho, et al 2015), car la formulation explicite en différences finies ne permet pas de séparer entre l'écran et le sol, qui s'est produit lors des expériences,

Une étude paramétrique a été effectuée pour étudier la distribution des pressions active et passive contre la structure de soutènement rigide, verticale et circulaire sous l'effet des caractéristiques du sol ($\varphi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ et 40°), l'effet de différents paramètres géométriques d'écran ($H = 3\text{m}, 6\text{m}$ et $9\text{m} / D = 1.5\text{m}, 3\text{m}, 6\text{m}$ et 10m), l'interface d'écran ($\delta = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ et 40°), l'effet de coefficient de pression au repos ($k_0 = 0.39, 0.5$ et 1) et l'effet d'excavation progressif. La profondeur du modèle $f = H + 4 \times H$ ou (f : épaisseur du sol, H : la profondeur d'excavation, D : diamètre de l'écran). En outre, l'excavation est réalisée en une seule étape (similaire aux études théoriques de Terzaghi (1943); Prater (1977); Berezantzev (1958) et

expérimentales de Tobar et Meguid (2011)) d'une part et une excavation progressive (similaire à l'excavation réelle) d'autre part. On cherche les contraintes, qui correspondent au déplacement suffisant pour atteindre l'état actif ($\delta_h = 0.25\%$ de la hauteur d'écran similaire aux cas de Terzaghi 1943; Berezantzev 1958). Les résultats numériques sont comparés à ceux disponibles dans la littérature et provenant d'autres auteurs. Il est important de rappeler ici les remarques les plus importantes:

- ✓ Les résultats confirment que la variation de coefficient de pression au repos (K_0) ont un effet faible sur la distribution des pressions active ou passive en condition axisymétrie.
- ✓ Les résultats confirment que la variation de l'angle d'interface d'écran (δ) a un effet non significatif/significatif sur la distribution des pressions active/passive respectivement en condition axisymétrie.
- ✓ Les résultats numériques fournissent une distribution réelle de la pression latérale active sur un écran rigide, vertical et circulaire, qui n'est pas linéaire. **Exception:** Dans le cas d'un angle de frottement interne du sol est inférieur ou égal à 10° , la distribution des pressions active est triangulaire.
- ✓ Les résultats numériques fournissent une distribution réelle de la pression latérale passive sur un écran rigide, vertical et circulaire, qui est linéaire.
- ✓ On observe une forte pression au fond de chaque excavation en cas d'excavation progressive.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Benmebarek, S., A. Meftah, N. Benmebarek (2013) Numerical Study of the Earth Pressure Distribution on Cylindrical Shafts, International Symposium on Innovative Technologies in Engineering and Science, Sakarya University Congress and Culture center 283-292.
- [2] Bloodworth, A.G., Houlsby, G.T. (1999) Three Dimensional Analysis of Building Settlement Caused By Shaft Construction. International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 19-21, Tokyo, Japan, pg 607-612.
- [3] Berezantzev, V. G. (1958) Earth pressure on the cylindrical retaining walls. In: Conference on Earth Pressure Problems, Brussels. 21–27.
- [4] Chun, B.S., Shin, Y.W. (2006). Active earth pressure acting on the cylindrical retaining wall of a shaft. South Korea Ground Environ. Eng. J. 7 (4), 15–24.
- [5] Coulomb, C.A. (1773). Essai sur une application des règles de maximis & minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture. Mémoires de mathématique & de physique présentés à l'Académie Royale des Sciences par divers savans & lûs dans ses assemblées, 7, 343–382, Paris (printed in 1776).
- [6] Davis, R. O., Selvadurai, A. P. S. Plasticity and Geomechanics. Cambridge University Press. 2002.
- [7] Cheng, Y. M., Hu, Y. Y. (2005) Active earth pressure on circular shaft lining obtained by simplified slip line solution with general tangential stress coefficient. Chin. J. Geotech. Eng. 27(1): 110–115.
- [8] Cheng, Y. M., Hu, Y. Y., Wei., W.B (2007). General axisymmetric active earth pressure by method of characteristics – theory and numerical formulation. Int. J. Geomech. 7 (1):1–15.
- [9] Cho, J., H. Lim. S., Jeong, K. Kim (2015) Analysis of lateral earth pressure on a vertical circular shaft by considering the 3D arching effect, Tunnelling and Underground Space Technology 48: 11–19.
- [10] Chun, B., Shin, Y (2006). Active earth pressure acting on the cylindrical retaining wall of a shaft. South Korea Ground Environ. Eng. J. ;7(4):15–24.
- [11] CSTC, 2012. Infofiche 56.1 – Parois berlinoises. Type 1 : blindage mis en place en cours d'excavation
- [12] CSTC, 2012. Infofiche 56.2 – Parois berlinoises. Type 2 : blindage mis en place avant d'excavation

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [13] CSTC, 2012. Infofiche 56.3 – Rideaux de pieux. Type 1 : pieux s'emboîtant les uns dans les autres (paroi de pieux sécants)
- [14] CSTC, 2012. Infofiche 56.4 – Rideaux de pieux. Type 2 : pieux placés l'un à côté de l'autre (parois de pieux tangents)
- [15] CSTC, 2012. Infofiche 56.5 – Murs 'Soil mix'. Type 1 : parois faites de colonnes
- [16] CSTC, 2012. Infofiche 56.6 – Murs 'Soil mix'. Type 2 : parois faites de panneaux
- [17] FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua, ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis, 2005.
- [18] Liu, F. Q., J. H. Wang., (2008) A generalized slip line solution to the active earth pressure on circular retaining walls. *Comput. Geotech.* 35 (2): 155–164.
- [19] Fujii, T, Hagiwara, T., Ueno, K, (1994) Taguchi A. Experiment and analysis of earth pressure on an axisymmetric shaft in sand. *Proc., Int. Conf. on Centrifuge*, A. A. Balkema Rotterdam, Netherlands; 791–796.
- [20] Héctor, R. N. A (2015). evaluación numérica del empuje de suelo sobre revestimientos en piques circulares considerando el efecto del método constructivo. M.Eng. Thesis, University of CHILE.
- [21] Imamura, S., Nomoto, T., Fujii, T., Hagiwar, T. Earth pressures acting on a deep shaft and the movements of adjacent ground in sand. In: Kusakabe, O., Fujita, K., Miyazaki, Y. (Eds.), *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Balkema, Rotterdam, Tokyo, Japan ; 1999:647–652.
- [22] Itasca Consulting Group. *FLAC2D user's manual*. Minneapolis: Itasca Consulting Group; 2005
- [23] Kérisel, J. (1992) History of retaining walls design, *Proc. Of the Conf. Retaining Structures (Instnof Civ. Eng.,Cam-bridge 20-23, Londres, Thomas Telford, 1993*, pp. 1-16.
- [24] Kim K.Y., D. S. Lee., J. Y. Cho., S. S. Jeong (2013). The effect of arching pressure on a vertical circular shaft., *Tunn. Undergr. Space Technol.* 37: 10–21.
- [25] Liang, R., Zeng, S (2002). Numerical study of soil arching mechanism in drilled shafts for slope stabilization. *Soils Found.* 42 (2), 83–92.
- [26] Liu, F. Q., Wang, J. H (2008). A generalized slip line solution to the active earth pressure on circular retaining walls. *Comput. Geotech.* 35 (2):155–164.
- [27] Liu, F. Q., Wang, J. H., Zhang, L. L (2009). Axi-symmetric active earth pressure obtained by the slip line method with a general tangential stress coefficient. *Comput. Geotech.* 36 (1–2):352–358.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [28] Shield, R. T (1955). On the plastic flow of metals under conditions of axial symmetry. Proc. Roy. Soc. London; 233:267-87.
- [29] Prater, E. G (1977). Examination of some theories of earth pressure on shaft linings. Can. Geotech. J ; 14(1) : 91–106.
- [30] Tatiana, T., Mohamed, A. M (2010). Comparative evaluation of methods to determine the earth pressure distribution on cylindrical shafts: a review. Tunn. Undergr
- [31] Terzaghi K. (1943). Theoretical soil mechanics. Wiley, New York.
- [32] Terzaghi, K., Peck, R. B (1967). Soil mechanics in engineering practice. New York, John Wiley & Sons Editors, second edition, 729 p.
- [33] Tobar, T., Meguid, M (2011). Experimental study of the earth pressure distribution on cylindrical shafts. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 137:1121-1125.
- [34] Ueno, K., Yokoyama, Y., Ohi, A., Fujii, T (1996). Earth Pressures Acting on Flexible Circular Shafts in Sand. International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 15-17, London, UK, pg 237-242.
- [35] Westergaard, HM (1941). Plastic state of stress around deep well. Civ. Eng. (London); 36 (421): 527–528.
- [36] Walz, B. (1973). Left bracket apparatus for measuring the three-dimensional active soil pressure on a round model caisson right bracket. Baumaschine Bautechnik 20 (9), 339–344.
- [37] Wang, Y.Z., (2000). Distribution of earth pressure on a retaining wall. Geotechnique 50 (1), 85–88.
- [38] Wang, W. L., Yen, B. C. (1973). Soil arching in slopes. J. Geotech. Eng., ASCE 100 (1), 61–78.
- [39] Wong, R. C. K., Kaiser, P. K (1988). Design and performance evaluation of vertical shaft: rational shaft design method and verification of design method. Can. Geotech. J. 25, 320–337.