

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

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



جامعة محمد خيضر - بسكرة

جامعة محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري

المرجع:

Réf. :

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

Spécialité : **Génie Civil**

**CONTRIBUTION A L'ETUDE NUMERIQUE DE L'INTERACTION
SOL-STRUCTURE**
Application à l'analyse du comportement des ouvrages de soutènement

Présentée par :

DJIREB Samir

Soutenue publiquement le : ...**28/11/2021**....

Devant le jury composé de :

TAALLAH Bachir	Professeur	Président	Université de Biskra
MABROUKI Abdelhak	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
KHEMISSA Mohamed	Professeur	Examineur	Université de M'sila
DEMAGH Rafik	Professeur	Examineur	Université de Batna2
MELLAS Mekki	Professeur	Invité	Université de Biskra

**Année universitaire
2020/2021**

(بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ)

A la mémoire de ma mère



Je dédie ce travail à mes frères et mes sœurs

A ma grande famille

A mes amis

Et spécialement à Samir II et Khédidja.

Samir

Le, 13 Septembre 2021

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma gratitude à Monsieur Abdelhak MABROUKI, Professeur à l'université de Biskra, qui a encouragé, soutenu et orienté la réalisation de ce travail. Je voudrais exprimer ma reconnaissance pour l'encadrement de cette thèse et les conseils très précieux qu'il m'a présenté pour faire avancer mon travail.

Je présente aussi mes remerciements à M. Bachir Taallah, Professeur à l'université de Biskra, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse.

J'exprime également mes plus sincères remerciements à M. Mohamed KHEMISSA, Professeur à l'université de M'sila, et à M. Rafik DEMAGH, Professeur à l'université de Batna2, d'avoir accepté de juger ce travail.

Je tiens aussi à remercier Monsieur Mekki MELLAS, Professeur à l'université de Biskra, d'avoir accepté l'invitation comme invité à la soutenance de cette thèse.

RÉSUMÉ

L'étude des problèmes d'interaction sol-structure constitue une préoccupation importante dans le domaine de géotechnique. Le développement rapide des codes de modélisation numérique permet d'examiner de nombreux facteurs influençant les problèmes d'interaction sol-structure. Pour cette raison, un modèle numérique est développé dans le cadre de cette thèse pour l'évaluation des pressions actives des terres agissant sur un mur de soutènement avec une seule console.

L'objectif de cette thèse est l'étude de l'influence de l'interface sol-mur, sol-console et la surcharge sur les mécanismes de rupture et la distribution des pressions actives. Les deux premiers chapitres sont consacrés à la présentation d'une recherche bibliographique sur les méthodes et les travaux de référence consacrés à l'étude de l'effet des surcharges sur les pressions actives des terres, ainsi que les travaux antérieurs effectués pour étudier l'influence des consoles sur la répartition des pressions actives des terres. Les développements présentés dans cette thèse concernent la détermination de la distribution des pressions actives des terres, les mécanismes de rupture et le taux de réduction (R) de la poussée de terre, dans le cas d'un mur de soutènement avec une seule console. Egalement, cette thèse présente une contribution à l'étude de l'effet d'une surcharge uniformément distribuée et localisée à distance par rapport au parement vertical du mur de soutènement avec et sans consoles. Les résultats obtenus permettent de déterminer la position et la largeur adéquates de la console pour évaluer les valeurs optimales de R . Les mécanismes de rupture sont considérablement influencés par la largeur et la position de la console, notamment sous l'effet d'une translation horizontale du mur.

Mots clés : Mur de soutènement, pression active, poussée, console, surcharge, taux de réduction, mécanismes de rupture.

ABSTRACT

The study of soil-structure interaction problems is an important concern in the field of geotechnical engineering. The quick development of numerical modeling codes makes it possible to examine many factors influencing the soil-structure interaction problems. For this reason, a numerical model is developed in this thesis for the evaluation of active earth pressures acting on retaining walls with a relief shelf.

The objective of this thesis is to study the influence of the soil-wall, soil-relief shelf interface and the uniform surcharge loading on the failure mechanisms and the distribution of active pressure. The first two chapters are devoted to the presentation of a bibliographical research on the methods and reference work devoted to the study of the effect of the surcharge loading on the active earth pressure, as well as the previous work carried out to study the influence of relief shelf on the distribution of active earth pressure. The developments presented in this thesis concern the determination of the distribution of active earth pressures, the failure mechanisms and the rate of reduction (R) of earth pressure, in the case of a retaining wall with a relief shelf. Also, this thesis presents a contribution to the study of the effect of a uniform distributed surcharge located at a distance from the vertical face of the retaining wall with and without a relief shelf. The obtained results enable determination of the appropriate position and width of the relief shelf to evaluate the optimum values of R . The failure mechanisms are considerably influenced by the width and position of the relief shelf, in particular under the effect of a horizontal translation of the wall.

Keywords: Retaining wall, active earth pressure, active thrust, relief shelf, surcharge loading, reduction rate, failure mechanism.

تعتبر دراسة مشاكل التفاعل بين التربة و الهياكل مصدر قلق مهم في مجال الهندسة الجيوتقنية. إن التطور السريع لبرامج النمذجة العددية يجعل من الممكن دراسة العديد من العوامل التي تؤثر على مشاكل التفاعل بين الهيكل و التربة. لهذا السبب، تم تطوير نموذج عددي في إطار هذه الأطروحة لتقييم الضغوط النشطة للتربة و التي تطبق على جدار استنادي ذو ظفر واحد.

إن الهدف من هذه الأطروحة هو دراسة تأثير التفاعل بين التربة و الجدار الاستنادي، وبين التربة و الظفر، وتأثير الحمل الزائد على آليات الانهيار وتوزيع الضغوط النشطة. تم تخصيص الفصل الاول و الثاني لعرض بحث ببيولوجرافي حول الطرق و الاعمال المرجعية المخصصة لدراسة تأثير الأحمال الزائدة على الضغوط النشطة للتربة، بالإضافة إلى الأعمال السابقة التي تم القيام بها لدراسة تأثير الأظفار على توزيع الضغوط النشطة للتربة. تتمثل الاضافات الجديدة المقدمة في هذه الأطروحة في تحديد توزيع الضغوط النشطة للتربة، وآليات الانهيار ومعامل خفض ضغط التربة، في حالة وجود جدار إستنادي ذو ظفر واحدة. تقدم هذه الرسالة أيضًا مساهمة في دراسة تأثير الحمل الزائد الموزع بانتظام والمتواجد على مسافة من واجهة جدار استنادي مع و بدون ظفر. تتيح النتائج التي تم الحصول عليها بتحديد الموضع والعرض المناسبين للظفر لإيجاد القيم المثلى لـ R . تتأثر آليات الفشل بشكل كبير بعرض وموضع الظفر، ولا سيما تحت تأثير الازاحة الأفقية للجدار.

الكلمات المفتاحية: جدار إستنادي ، ضغط تربة نشط ، دفع نشط ، ظفر ، تحميل زائد ، معدل التخفيض ، آلية الانهيار.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	i
RÉSUMÉ.....	ii
ABSTRACT	iii
ملخص.....	iv
SOMMAIRE	v
LISTE DES TABLEAUX.....	viii
LISTE DES FIGURES.....	ix
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
CHAPITRE 1 Pressions latérales de terre et classification des ouvrages de soutènement.....	4
1.1 Introduction.....	4
1.2 Types d'ouvrages de soutènement	4
1.2.1 Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage	5
1.2.2 Reprise de la poussée par des encastremets	6
1.2.3 Reprise de la poussée par des ancrages.....	6
1.3 Vérifications à l'état limite ultime des ouvrages de soutènement.....	6
1.4 Calcul de la pression latérale des terres.....	7
1.4.1 Pression de la terre au repos.....	7
1.4.2 Action des terres sur l'écran due au poids propre du milieu.....	8
1.4.2.1 Théorie du coin de Coulomb (1776).....	8
a) Pression active des terres.....	9
b) Pression passive des terres	11
1.4.2.2 Théorie de Rankine (1857)	12
a) Pression active des terres.....	14
b) Pression passive des terres	15
1.4.2.3 Théorie de Boussinesq (1882)	16
1.5 Action des terres sur l'écran due aux surcharges	17
1.5.1 Méthodes basées sur la théorie de l'élasticité.....	18
1.5.1.1 Effet d'une charge ponctuelle (Q)	19
1.5.1.2 Effet d'une charge linéaire (q/m).....	20
1.5.1.3 Effet d'une charge surfacique filante (q/m ²).....	20
1.5.2 Méthodes basées sur les états d'équilibre limite	22
1.5.2.1 Méthode de Motta (1994)	22
1.5.3 Méthodes spécifiques.....	24

1.5.3.1 Méthode de Krey (1936).....	24
1.5.3.2 Méthode de Beton-Kalender (1983).....	25
1.5.3.3 Méthode de Pappin et al. (1985).....	26
1.5.3.4 Méthode de Cernica (1995).....	26
1.5.3.5 Méthode de Balay et al. (1998).....	27
1.6 Conclusion.....	30
CHAPITRE 2 Etudes des pressions de terre dans le cas de présence des consoles sur un mur de soutènement.....	32
2.1 Introduction.....	32
2.2 Comportement des murs de soutènement élevés.....	33
2.3 Méthodes de calcul des pressions de terre dans le cas de présence des consoles sur un mur de soutènement.....	43
2.3.1 Solution de Jumikis (1964).....	43
2.3.2 Solution de Klein (1964).....	44
2.3.3 Solution de Bowles (1997).....	45
2.3.4 Solution de Jang (1998).....	46
2.3.5 Solution de Fuchen et Shile (2008).....	47
2.4 Conclusion.....	51
CHAPITRE 3 Etude numérique des pressions actives des terres agissant sur un mur de soutènement avec une seule console.....	53
3.1 Introduction.....	53
3.2 Présentation du problème.....	53
3.3 Présentation du code de modélisation numérique FLAC.....	55
3.3.1 Modèles de comportement utilisés.....	56
3.3.2 Elément d'interface dans FLAC.....	59
3.4 Validation du modèle.....	62
3.5 Procédure de modélisation.....	65
3.6 Résultats et discussions.....	68
3.6.1 Distribution des pressions actives des terres.....	68
3.6.1.1 Comparaison avec les résultats théoriques.....	68
3.6.1.2 Influence de l'angle de frottement de l'interface sol-mur.....	69
3.6.1.3 Influence de la non-associativité du sol.....	69
3.6.2 Effet de l'interface console-sol.....	70
3.6.3 Taux de réduction des pressions actives des terres.....	72
3.6.3.1 Résultats analytiques du taux de réduction R.....	72
3.6.3.2 Résultats numériques du taux de réduction R.....	74

3.6.4 Mécanismes de rupture	76
3.7 Conclusion.....	78
CHAPITRE 4 Modélisation numérique de l'effet d'une surcharge sur un mur de soutènement avec et sans consoles.....	80
4.1 Introduction	80
4.2 Mur de soutènement avec et sans console.....	81
4.2.1 Caractéristiques du modèle numérique	81
4.2.2 Effet d'une surcharge située à une distance d sur un mur sans console.....	82
4.2.2.1 Comparaison avec les résultats théoriques	82
4.2.2.2 Influence de l'angle de frottement de l'interface sol-mur.....	84
4.2.2.3 Effet de l'angle de frottement interne du sol	84
4.2.3 Effet d'une surcharge située à une distance d sur un mur avec une console.....	85
4.2.3.1 Détermination de la contrainte horizontale due à la surcharge.....	88
4.3 Mur en béton armé de type cantilever avec et sans console.....	89
4.3.1 Choix du modèle étudié	89
4.3.2 Résultats et discussions.....	92
4.3.2.1 Mur avec et sans console et surcharge nulle ($q = 0$).....	92
a) Distribution de la pression latérale.....	92
b) Profil de tassement de la surface du remblai.....	94
c) Pression de contact à la base du mur.....	95
d) Déplacement latéral.....	96
4.3.2.2 Mur avec et sans console et surcharge non nulle ($q \neq 0$).....	97
a) Distribution de la pression latérale.....	97
b) Variation de la poussée sous l'effet de la surcharge (q).....	98
c) Déplacement latéral du mur avec et sans console	98
d) Mécanismes de rupture.....	100
e) Effet de surcharge sur le tassement de la surface libre du sol	101
4.4 Conclusion.....	102
CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES.....	104
Références bibliographiques	107

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Coefficient correcteur introduit dans la solution élastique de Boussinesq (1885) pour le cas d'une surcharge surfacique filante, d'après Thonier (1998).....	22
Tableau 3.1: Paramètres utilisés pour la validation de la procédure de modélisation numérique.....	64
Tableau 3.2: Paramètres du sol, du mur de soutènement et de l'interface utilisés dans la présente étude, (Benmeddour et al. 2012).....	67
Tableau 4.1: Caractéristiques des matériaux utilisés dans la présente étude, d'après Goh (1993).	90

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée (Schlosser, 1991).....	5
Figure 1.2: États limites de rupture de l'ensemble de l'ouvrage d'après l'Eurocode 7 (Vossoughi, 2001).....	7
Figure 1.3: Relation entre les pressions latérales des terres et le mouvement du mur (SETRA, 1993).....	8
Figure 1.4: Pression active des terres du sol sans cohésion - Théorie de Coulomb: (a) Coin de glissement, (b) Equilibre des forces.	10
Figure 1.5: Pression passive des terres du sol sans cohésion - Théorie de Coulomb: (a) Coin de glissement, (b) Equilibre des forces.	11
Figure 1.6: États d'équilibre plastique de Rankine (poussée-butée), pour un sol cohérent	13
Figure 1.7: Théorie de Boussinesq, lignes de glissement: (a) Etat actif, (b) Etat passif (Philipponnat, 1979).....	16
Figure 1.8: Différents types de surcharges derrière les murs de soutènement	18
Figure 1.9: Effet de la surcharge concentrée derrière les murs de soutènement : (a) Utilisation d'une force imaginaire, (b) et (c) Répartition de la pression le long de la hauteur et la longueur du mur respectivement (Varghese, 2005).	19
Figure 1.10: Effet de la surcharge linéaire derrière les murs de soutènement.	20
Figure 1.11: Effet de la surcharge surfacique filante sur un mur rigide: (a) Pression latérale (Terzaghi, 1954), (b) Résultante de la pression latérale (Jarquio, 1981).....	21
Figure 1.12: Effet de la surcharge située à distance du mur : (a) Schéma de distribution de la pression des terres, (b) Conditions aux limites (Motta, 1994).....	23
Figure 1.13: Effet de la surcharge surfacique filante sur un écran rigide - Méthode de Krey (Thonier, 1998).....	24
Figure 1.14: Effet de la surcharge surfacique filante sur un écran (Beton-Kalender, 1983).....	25
Figure 1.15: Effet de la surcharge surfacique filante sur un écran de soutènement (Pappin <i>et al.</i> , 1985).....	26
Figure 1.16: Effet de la surcharge surfacique filante sur un écran (Cernica, 1995).....	27
Figure 1.17: Équilibre des forces appliquées au coin de Coulomb (Balay <i>et al.</i> , 1998).	28
Figure 1.18: Etapes de calcul de θ_j et Q_j	29
Figure 2.1: Modèle d'un mur de soutènement de type (L) avec une plateforme de diminution de pression (Tsagareli, 1967).	33
Figure 2.2: : Diagrammes de pression active sur un mur de soutènement avec deux consoles pour différentes surcharges sur la surface de remblai (a) 1-5ème étape de chargement : 3320 N/m ² , (b) 6-10ème étape de chargement : 9740 N/m ² . (Yakovlev, 1974).	35

Figure 2.3: Distribution de la pression active des terres sur un mur de soutènement avec une seule console (Bell, 1987).....	36
Figure 2.4: Mur de soutènement avec une plateforme de diminution de pression supportée par une colonne (Varghese, 2005).	37
Figure 2.5: (a) Concept et mode de construction du modèle de mur de soutènement de type: Gravi-loft (Phatak et Patil, 2005), (b) Mur de type Gravi-loft avec deux consoles [Hauteur: 15m], (SAVI Group, 2012).	38
Figure 2.6: Modèle expérimental d'un mur de soutènement de type cantilever avec des consoles : (a) Pressions latérales des terres (Cas : $h/H=0,4$; $b=150\text{mm}$), (b) Mise en place du test: Réservoir d'essai sans remplissage (Padhye, 2012)	39
Figure 2.7: Profil schématique du test expérimental d'un mur de soutènement de type cantilever avec une console ($h/H=0,4$; $b=200\text{mm}$) (Kim et al., 2012 ; Yoo et al. 2012).....	40
Figure 2.8: Comparaison des pressions latérales de terre agissant sur un mur de soutènement de type cantilever : (a) Sans console, (b) Avec une console (Kim et al., 2012).....	41
Figure 2.9: Variation de la pression horizontale du sol en fonction de la charge appliquée : (a) Angle d'excavation 90° , (b) Angle d'excavation 50° (Yoo et al., 2012).	41
Figure 2.10: Schéma démonstratif de l'état de console : (a) Cas général, (b) Ajout d'une articulation à l'extrémité d'une console unique	42
Figure 2.11: Etude d'un mur de soutènement de type cantilever avec cinq consoles : (a) Etat réel de rupture, (b) Modèle numérique de FLAC ^{3D} (Chauhan et al., 2016)	43
Figure 2.12: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec un contrefort renforcé par deux consoles (Jumikis, 1964).	44
Figure 2.13: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec une console: (a) Console courte, (b) Console longue (Klein, 1964).....	45
Figure 2.14: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec deux consoles, d'après Bowles (1997).	46
Figure 2.15: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec une seule console, d'après Jang (1998).	47
Figure 2.16: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec une seule console: (a) console courte et (b) console longue, d'après Fuchen et Shile (2008).	48
Figure 2.17: (a) Mur de soutènement avec trois consoles supportant des charges du remblai, (b) Diagramme de pressions latérales sur le mur, (c) Schéma de forces appliquées au consoles (Chauhan et Dasaka, 2021).....	48
Figure 2.18: Schéma du corps libre du mur: (a) au-dessus du joint 1, (b) au-dessus du joint 2, (c) au-dessus du joint 3 (Chauhan et Dasaka, 2021).....	49
Figure 2.19: Détails des dimensions du mur et des conditions aux limites du modèle numérique (Chauhan, 2021).....	50
Figure 3.1: Géométrie du modèle étudié.....	55
Figure 3.2: Présentation des contraintes principales.....	56
Figure 3.3: Critère de rupture de Mohr-Coulomb (FLAC, 2005).	57
Figure 3.4: Phases de construction d'une interface dans FLAC.	59

Figure 3.5: Schéma démonstratif d'une interface (FLAC, 2005).	60
Figure 3.6: dimension de la zone utilisée pour le calcul de la rigidité (FLAC, 2005).	62
Figure 3.7: Géométrie du modèle numérique adopté de l'étude expérimentale de Padhye (2012): (a) modèle d'IMRW, (b) modèle de FLAC.	63
Figure 3.8: Comparaison de la flèche au sommet du mur déterminée par la présente étude numérique et les mesure expérimentale de Padhye (2012): (a) Sans console, (b) Avec console.....	65
Figure 3.9: Comparaison de la pression latérale des terres déterminée par la présente étude numérique et les mesure expérimentale de Padhye (2012): (a) Sans console, (b) Avec console.....	65
Figure 3.10: Maillage de différences finies et les conditions aux limites utilisées pour un mur de soutènement avec une console dans le cas de $\lambda = 0,5$ et $\lambda' = 0,244$	66
Figure 3.11: Comparaison de la pression active de la présente étude et celle obtenue par les solutions existantes: (a) Console courte, (b) Console longue, avec $\lambda=0,5$, $\varphi=30^\circ$ et $\delta=\varphi/2$	68
Figure 3.12: Distribution des pressions actives des terres pour différents angles de frottement d'interface, avec $\lambda=0,5$ et $\varphi=30^\circ$: (a) Console longue, (b) Console courte.	69
Figure 3.13: Distribution des pressions actives des terres avec différents angles de frottement interne : (a) Console courte, (b) Console longue, avec $\lambda=0,5$, $\delta=\varphi/2$, $\psi=0$ et $\psi=\varphi$	70
Figure 3.14: Variation de r_1 et r_2 avec $\lambda'=b/H$, pour différentes positions de la console, ($\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$, $\psi=0$ et φ).	71
Figure 3.15: Valeur de r_1 et r_2 pour $\lambda=0,5$, $\varphi=30^\circ$ et $\psi=\varphi$: (1) Console rigide et lisse, (2) Console rigide et rugueuse, (3) Console libre et lisse, (4) Console libre et rugueuse.	72
Figure 3.16: Variation de $R (\Delta P_a/P_a)$, avec $\lambda'=b/H$ pour $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$ et différentes positions de console.	73
Figure 3.17: Variation de $R (\Delta P_a/P_a)$ avec $\lambda'=b/H$ pour $\lambda=0,5$, $\delta=\varphi/2$ et différentes valeurs de l'angle de frottement interne du sol.....	74
Figure 3.18: Variation de $R (\Delta P_a/P_a)$ avec $\lambda'=b/H$ pour $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$, $\psi=\varphi$, $\psi=0$ et différentes positions de la console.	74
Figure 3.19: Représentation tridimensionnelle du taux de réduction R en fonction des distances relatives λ et λ' , pour $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$ et $\psi=\varphi$	75
Figure 3.20: Représentation tridimensionnelle du taux de réduction R en fonction des distances relatives λ et λ' , pour $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$ et $\psi=0$	76
Figure 3.21: Mécanismes de rupture d'un mur de soutènement avec une seule console, ($\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$ et $\psi=\varphi/3$)	77
Figure 4.1: Géométrie du modèle étudié : mur de soutènement sous l'effet d'une surcharge uniforme localisée à distance par rapport au parement du mur.....	81
Figure 4.2: Comparaison de la poussée active totale avec les solutions théoriques pour différentes distances relatives (d/H), avec $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$	82
Figure 4.3: Comparaison de la poussée active totale avec les solutions théoriques, pour différentes distances relatives (d/H), avec $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$	83
Figure 4.4: Variation de $P_{a,\gamma q}$ pour $\varphi=30^\circ$ et $\delta=0$, $\varphi/2$ et φ (a) $q=25\text{kPa}$, (b) $q=100\text{ kPa}$	84

Figure 4.5: Variation de $P_{a, \gamma q}$ pour différentes valeurs de l'angles de frottement interne du sol, avec $q=0$ et 100 kPa, et $\delta=\varphi/2$	85
Figure 4.6: Variation de $P_{a1, \gamma q}$ et $P_{a2, \gamma q}$ avec la distance relative d/H pour différentes positions relatives $h_i/H=0,25, 0,5, \text{ et } 0,75$, avec $b=2\text{m}, \varphi=30^\circ$, et $\delta=\varphi/2$, et q varie de $=25$ à 100 kPa avec un incrément de 25 kPa.	86
Figure 4.7: Variation de $P_{a1, \gamma q}$ et $P_{a2, \gamma q}$ avec la distance relative d/H , pour différentes valeur du rapport $h_i/H=0,25, 0,5, \text{ et } 0,75$, avec $b=2\text{m}, \varphi=30^\circ$, et $\delta=\varphi/2$, et $q=25$ et 100 kPa.	87
Figure 4.8: (a) Variation de la pression totale des terres (b) Pression horizontale due à la surcharge : $h_i/H=0,5, q=25$ kPa, $b=2\text{m}, \varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=1/2$	88
Figure 4.9: Dimensions des divers composants du mur de soutènement de type cantilever : (a) d'après Das (2011), (b) Dimensions du modèle adopté dans la présente étude.....	89
Figure 4.10: Géométrie du modèle numérique adopté.....	90
Figure 4.11: Maillage, conditions aux limites, et surcharges q pour l'analyse d'un mur de soutènement en béton armé avec une console ($h_i/H=0,25 ; d/H=0,6 ; b=2\text{m}$).....	91
Figure 4.12: Comparaison de la pression latérale de terre déterminée à partir de l'analyse numérique et théorique de Coulomb (1776) et Klein (1964), avec $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=2/3$	92
Figure 4.13: Distribution de la pression des terres pour déférentes positions relatives h_i/H , avec $\varphi=30^\circ, \delta/\varphi=2/3, b=1$ et 2 m.....	93
Figure 4.14: Profil de tassement de la surface du remblai pour une largeur $b=1$ et 2m, $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=2/3$: (a) Hauteur relative $h_i/H=0,5$, (b) Hauteur relative $h_i/H=0,25$	94
Figure 4.15: Profil de tassement de la surface du remblai pour différentes positions relatives, pour $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=2/3$: (a) Largeur de la console $b=1\text{m}$, (b) Largeur de la console $b=2\text{m}$	95
Figure 4.16: Comparaison de la pression de contact à la base du mur avec les valeurs théoriques : (a) $h_i/H=0,25, 0,5, \text{ et } 0,75$ avec $b=2\text{m}$, (b) $h_i/H=0,5$ avec $b=1$ et 2m.	95
Figure 4.17: Déplacement latéral du mur, pour $q=0, h_i/H=0,25$ et 0,5, avec $b=1$ et 2m.....	96
Figure 4.18: Distribution de la pression latérale des terres sous l'effet de la surcharge q , pour $h_i/H=0,5, \varphi=30^\circ, \delta/\varphi=2/3$, et $b=2\text{m}$: (a) Distances relatives $d/H=0, 0,1$ et 0,2, (b) Distances relatives $d/H=0,3, 0,4, \text{ et } 0,5$	97
Figure 4.19: Variation de la poussée en fonction de (q), pour différentes distances relatives: (a, c et e) Poussée au-dessus de la console, (b, d et f) Poussée au-dessous de la console, avec $h_i/H=0,25, 0,5, \text{ et } 0,75, (\varphi=30^\circ, \delta/\varphi=2/3, \text{ et } b=2\text{m})$	99
Figure 4.20: Déplacement latéral du mur avec et sans console, pour $h_i/H=0,25, \varphi=30^\circ, \delta/\varphi=2/3$, et $b=2\text{m}$: (a) $q=0$ et 25 kPa avec $d/H=0,6$, (b) $q=0$ et 25 kPa avec $d/H=0$ et 0,6.....	100
Figure 4.21: Mécanisme de rupture et déformation du maillage amplifié sept fois sous l'effet de surcharge ($q=25$ kPa), avec $d/H=0, \varphi=30^\circ, \delta/\varphi=2/3$ et $b=2\text{m}$: (a) Sans console, (b) Avec console $h_i/H=0,25$, (c) Avec console $h_i/H=0,50$, (d) Avec console $h_i/H=0,75$	101
Figure 4.22: Influence de surcharge sur le tassement de la surface du remblai pour différentes positions relatives de la console, avec $\varphi=30^\circ, \delta/\varphi=2/3$, et $b=2\text{m}$: (a) Profil de tassement, (b) Taux d'influence de la surcharge.....	102

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les ouvrages de soutènement sont utilisés afin d'assurer la stabilité du sol et de réduire l'importance des talus ou d'étayer des tranchées. Cependant, la nécessité d'augmenter la hauteur du sol soutenu est devenue un obstacle pour les ingénieurs, ce qui a conduit à envisager d'autres alternatives. Les murs de soutènement avec consoles sont considérés comme une solution innovatrice qui permet d'atteindre de grandes hauteurs, en raison de la possibilité d'ajouter plusieurs consoles afin de réduire la pression latérale du sol sur le mur de soutènement. Par conséquent, une réduction notable des dimensions de l'ouvrage de soutènement.

Afin de déterminer les paramètres qui influencent les pressions latérales sur les murs de soutènement avec une console, il apparaît donc utile qu'un effort de recherche soit mené pour mieux comprendre le comportement mécanique de ce type d'ouvrages de soutènement. Cette thèse vise en premier lieu à mieux comprendre le problème des pressions actives de terre agissant sur un mur de soutènement avec une seule console, ainsi qu'à étudier l'influence de l'interface sol-écran et sol-console et la surcharge sur les mécanismes de rupture et la distribution des pressions actives.

Le premier chapitre présente une recherche bibliographique consacrée à la description des différents types d'ouvrages de soutènement, qui sont classés en trois catégories selon le mode de reprise de la poussée. Ensuite, un aperçu est présenté sur quelques méthodes classiques utilisées pour déterminer les pressions de terre. Egalement, ce chapitre expose et discute les méthodes et les travaux de référence sur l'action des terres en état de rupture sur un écran due aux surcharges.

Le deuxième chapitre, présente une synthèse des travaux antérieurs effectués pour étudier l'influence des consoles sur la répartition des pressions actives de terre. De plus, les différentes solutions théoriques proposées sont discutées, en démontrant leurs hypothèses fondamentales.

Le troisième chapitre présente les développements, effectués dans le cadre de cette thèse, pour l'étude numérique des pressions actives agissant sur un écran de soutènement avec une seule console. Le chapitre commence avec une présentation de la problématique et le code numérique de calcul utilisé, en définissant les modèles de comportement utilisés, ainsi que tous les éléments nécessaires pour la simulation numérique. Ensuite, la validation du modèle numérique a été effectuée, en comparant les présents résultats avec ceux obtenus par les essais expérimentaux de [Padhye \(2012\)](#). Ce chapitre donne aussi une description de la procédure de modélisation du modèle adopté pour déterminer les pressions de terre à l'état actif, ainsi que des discussions et des comparaisons des résultats obtenus avec les solutions existantes. Egalement, ce chapitre examine l'influence de l'angle de frottement de l'interface sol-écran, sol-console et de la non-associativité du sol sur la distribution de la pression active des terres, les mécanismes de rupture et les rapports de poussées au-dessus et au-dessous de la console. Deux équations ont été proposées dans la présente étude, pour estimer le taux de réduction R en se basant sur le concept de [Klein \(1964\)](#).

Finalement, le quatrième chapitre est consacré à l'étude numérique de l'effet d'une surcharge uniformément distribuée et localisée à distance par rapport au parement vertical du mur de soutènement avec et sans console. Le modèle numérique adopté dans le troisième chapitre est utilisé pour estimer les valeurs des pressions à l'état actif, ainsi que l'effet des angles de l'interface sol-écran et de frottement interne du sol, en considérant une surcharge appliquée à la surface libre du sol soutenu. Ce chapitre montre aussi le taux de participation de surcharge ($\Delta\sigma_h$) sur les pressions actives dans le cas d'un mur de soutènement avec une seule console. Pour tenir compte de l'état réel d'un mur de soutènement, ce chapitre présente une étude numérique d'un mur en béton armé de type cantilever avec et sans console. Le calcul a été effectué sous l'effet d'une surcharge uniformément distribuée sur le sol soutenu et localisée à distance du mur. Les résultats obtenus montrent la répartition des pressions de terre en fonction de la position relative de la console, le tassement de la surface libre du sol soutenu, la pression de contact à la base de semelle et le mécanisme de rupture.

Finalement, le travail effectué dans cette thèse est terminé par une conclusion générale et des perspectives en citant les importants résultats obtenus.

CHAPITRE .1

Pressions latérales de terre et classification des ouvrages de soutènement

CHAPITRE 1 Pressions latérales de terre et classification des ouvrages de soutènement

1.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement sont réalisés pour soutenir les remblais des chaussées et pour créer des espaces qui sont souvent utilisés comme des parkings de stationnement ou des surfaces commerciales. De nombreux types d'ouvrages de soutènement peuvent être conçus pour répondre aux différentes situations. Les murs de soutènement les plus classiques et les plus anciens sont les murs poids en béton ou en maçonnerie. Le mur de soutènement doit supporter les charges appliquées en cours de construction ou dans la phase d'exploitation de l'ouvrage. La rupture d'un mur de soutènement peut se produire par l'instabilité générale de la structure de soutènement et/ou le sol qu'il soutient.

Différentes notions de base liées aux structures de soutènement sont discutées et présentées dans ce chapitre. Ainsi, un aperçu sur les divers types de structures de soutènement est présenté. Les théories principales de calcul de la pression du sol sur un écran de soutènement à l'état passif et l'état actif sont également discutées. Ce chapitre présente aussi un aperçu sur les méthodes utilisées pour l'évaluation de la pression latérale sur les écrans, due aux différents types de surcharges.

1.2 Types d'ouvrages de soutènement

Le maintien de la stabilité des sols est l'un des problèmes les plus anciens en géotechnique. Les premiers principes fondamentaux de la mécanique des sols ont été développés pour permettre une conception rationnelle des murs de soutènement. De nombreuses méthodes de soutènement des sols ont été développées et utilisées avec succès. Les paramètres utilisés généralement pour le classement des ouvrages de soutènement sont le poids, la flexibilité et les conditions d'ancrage. D'après [Schlosser \(1991\)](#), les différents types d'ouvrages de soutènement sont souvent organisés en trois catégories. Cette classification se fait selon le mode de reprise de la poussée, comme illustré sur la figure 1.1.

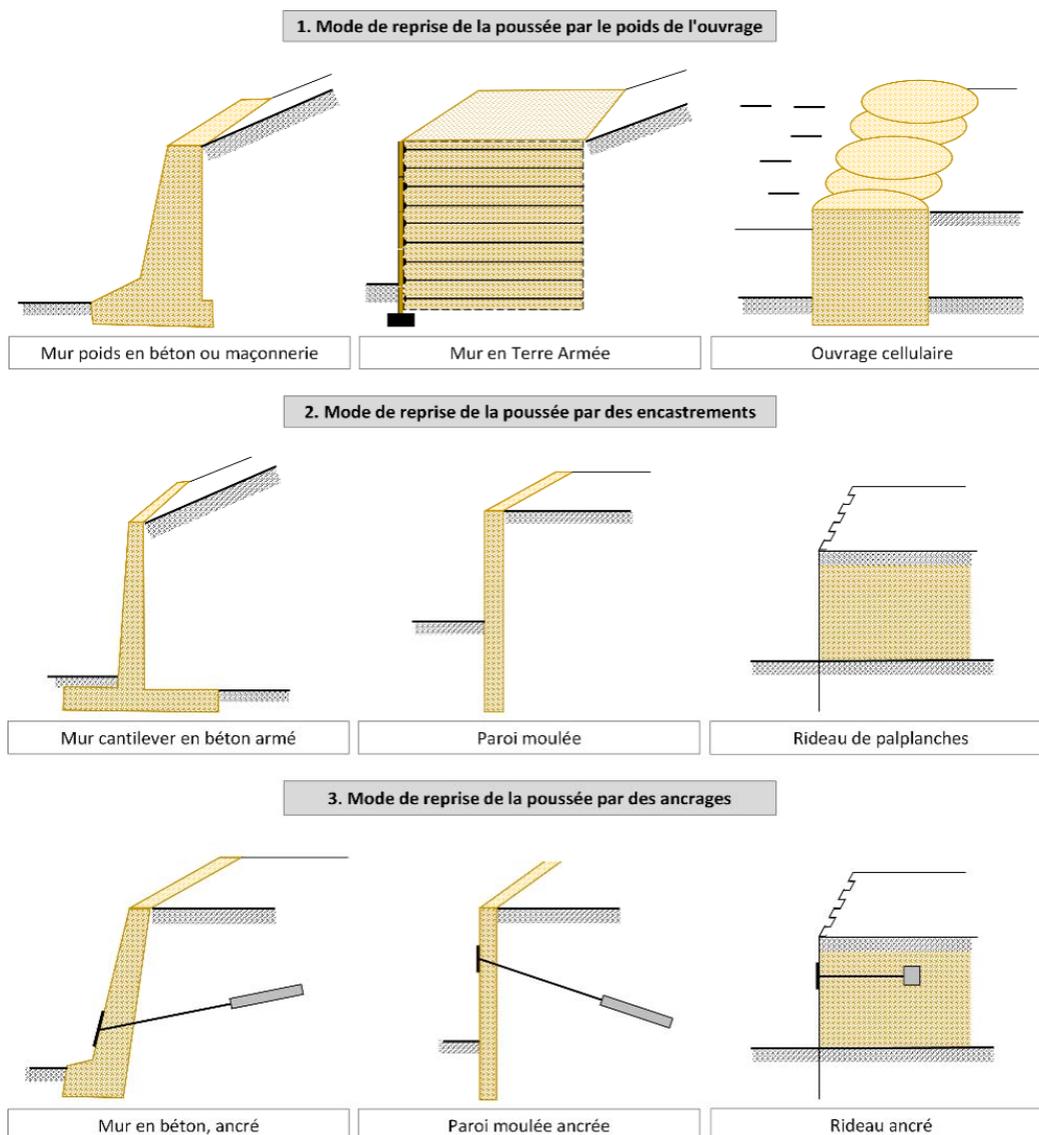


Figure 1.1: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée (Schlosser, 1991)

1.2.1 Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage

Les murs poids sont le type de mur de soutènement le plus ancien et le plus simple à construire. Les pressions latérales du remblai sont supportées par le poids du mur lui-même. Ainsi, ce type de mur est souvent n'est pas renforcé avec des armatures. Certains types sont composés par des systèmes de murs composites, tels que les murs en terre armée et les ouvrages cellulaires. Par conséquent, ils sont généralement conçus comme des murs poids avec une considération appropriée de la stabilité interne.

1.2.2 Reprise de la poussée par des encastremements

Ce système est caractérisé par l'encastrement d'une partie du mur dans le sol afin d'augmenter sa stabilité. Ce type des ouvrages est basé sur la résistance à la flexion pour supporter les pressions latérales de la terre, comme le cas des rideaux de palplanches. Les parois moulées appliquées au soutènement sont des murs rigides caractérisés par un encastrement total à la base.

1.2.3 Reprise de la poussée par des ancrages

Ce type de structures est caractérisé par l'ajout des éléments de renforcement pour l'ancrage. Ce système est utilisé lorsque la structure de soutènement se trouve instable, en raison de l'importance des pressions latérales des terres, qui conduisent à des déplacements latéraux importants. En général, le manque du talon, pour le cas de murs en béton armé, peut réduire la stabilité. L'ajout des tirants d'ancrage, est une solution appropriée pour assurer la stabilité de l'ouvrage contre le glissement.

1.3 Vérifications à l'état limite ultime des ouvrages de soutènement

Plusieurs mécanismes de rupture peuvent être considérés selon le type de l'ouvrage. Les vérifications des ouvrages de soutènement doivent être effectuées aux états limites ultimes en appliquant les conditions d'équilibre des forces. Afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage de soutènement, il est possible de distinguer différents schémas de rupture à l'état limite ultime. Les états limites ultimes des ouvrages de soutènement sont identifiés par:

- Par défaut de la capacité portante du sol de fondation ;
- La rupture des éléments structuraux, à cause d'une résistance structurelle insuffisante d'un ou de tous ses éléments. (Mur, ancrage, butons, ...etc.) ;
- La rupture par un glissement de la structure sur sa base, à cause de l'insuffisance de la résistance mobilisable à l'interface entre la base de la structure et le sol support.
- L'instabilité d'ensemble, où la structure peut s'effondrer à cause des glissements de terrain qui induisent des déformations importantes dans la masse du sol support.

La figure 1.2a montre la rupture d'un ouvrage de soutènement souple à cause d'une perte de l'équilibre global de l'ouvrage. Les mêmes états limites pour un ouvrage de soutènement rigide sont présentés sur la figure 1.2b.

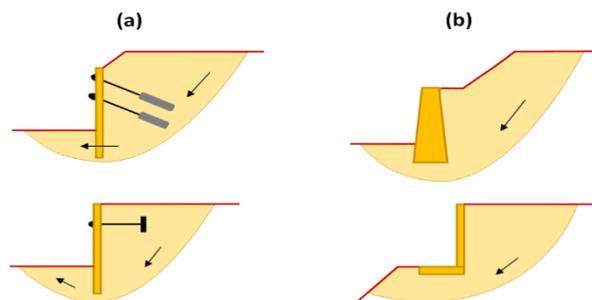


Figure 1.2: États limites de rupture de l'ensemble de l'ouvrage d'après l'Eurocode 7 (Vossoughi, 2001)

1.4 Calcul de la pression latérale des terres

1.4.1 Pression de la terre au repos

La pression latérale des terres est la force exercée par la masse de sol sur un mur de soutènement. Il existe deux types différents de pression latérale des terres. Dans le cas où le sol exerce une poussée contre le mur, ce qui entraîne une déformation dans la masse de sol et mobilise des contraintes de cisaillement, ces contraintes contribuent à soutenir la masse de sol et à réduire la pression que le sol exerce contre le mur, ainsi dans ce cas les pressions des terres sont définies comme actives. Cependant, si le mur est amené à se déplacer vers le sol, une résistance du sol est développée en réponse au mouvement de la structure de soutènement. Dans cette situation, les pressions des terres sont définies comme passives, comme illustré sur la figure 1.3. Entre ces deux valeurs de pression, la pression latérale de la terre au repos est exprimée par la relation suivante :

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (1.1)$$

Où,

σ'_v , σ'_h : désignant les contraintes effectives à une profondeur (z), dans les directions verticale et horizontale respectivement.

En général, le coefficient de pression des terres au repos, K_0 , peut être déterminé, pour les sols sans cohésion, par la relation empirique de Jacky (1944) :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (1.2)$$

Pour les sols cohérents, Brooker et Ireland (1965) ont proposé, l'estimation de K_0 par la relation empirique suivante :

$$K_0 = 0,95 - \sin \varphi' \quad (1.3)$$

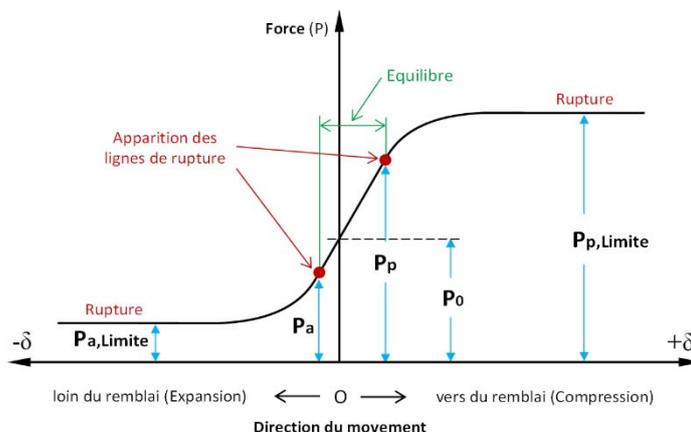


Figure 1.3: Relation entre les pressions latérales des terres et le mouvement du mur (SETRA, 1993)

1.4.2 Action des terres sur l'écran due au poids propre du milieu

1.4.2.1 Théorie du coin de Coulomb (1776)

Coulomb (1776) a proposé le premier théorème pour l'estimation des pressions de sol sur les murs de soutènement. La théorie de Coulomb considère le sol derrière le mur comme un corps rigide plutôt qu'un élément du sol. La masse triangulaire de sol entre le plan de rupture et l'arrière du mur est appelée « coin de glissement ». Ainsi, lorsque le mur de soutènement est soudainement enlevé, le sol à l'intérieur du coin de glissement se déplace vers le bas. Par conséquent, une analyse de l'équilibre des forces agissant sur le coin de glissement, au début de la rupture, permet de déterminer la poussée latérale des terres. La théorie de Coulomb a été appliquée par de nombreux auteurs, Poncelet (1840), Culmann (1866), Rebhann (1871) et Engesser (1880) sont les personnalités notables qui ont contribué au développement ultérieur de la théorie de Coulomb.

Coulomb (1776) a supposé un certain nombre d'hypothèses sur sa méthode:

- Le sol est considéré isotrope, homogène et présente à la fois un frottement interne mais aucune cohésion ;
- La surface de rupture est supposée être un plan,
- Le matériau contenu à l'intérieur du coin de glissement, se comporte comme un corps rigide indéformable durant une translation. La valeur de la poussée de terre est obtenue en considérant son équilibre ;

- La position et la direction de la poussée de terre sont supposées connues. Le point d'application de cette poussée est défini égal le tiers de la hauteur du mur au-dessus de sa base ;
- Un angle de frottement du mur est supposé, c'est-à-dire que lorsque le coin de glissement se déplace par rapport à la face arrière du mur, une force de frottement se développe entre le sol et le mur. Cet angle de frottement δ est généralement connu.

a) Pression active des terres :

La figure 1.4a présente le cas d'une face inclinée d'un mur avec un remblai à pente uniforme. Par la prise en compte des hypothèses citées au-dessus, les forces agissant sur le coin de glissement sont :

- W , poids du sol contenu dans le coin de glissement,
- R , la réaction du sol à travers le plan de rupture,
- P_a , la poussée active contre le mur, dans ce cas, la réaction du mur sur le coin de glissement.

La détermination de la poussée active peut prendre le cheminement suivant :

- Surface du coin de glissement,

$$\Delta ABC = \frac{1}{2} \cdot AC \cdot BD \quad (1.4)$$

- Poids du coin de glissement,

$$W = \gamma \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot AC \cdot BD \right) \quad (1.5)$$

- Dimensions : $AC = AB \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)}$; $BD = AB \cdot \sin(\alpha + \theta)$; $AB = \frac{H}{\sin \alpha}$ (1.6)

Par substitution et simplification,

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{1}{\sin^2 \alpha} \cdot \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \quad (1.7)$$

- En appliquant la loi des sinus, et d'après la figure 1.4b :

$$\frac{P_a}{\sin(\theta - \varphi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \psi - \theta + \varphi)} \Rightarrow P_a = W \cdot \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(180^\circ - \psi - \theta + \varphi)} \quad (1.8)$$

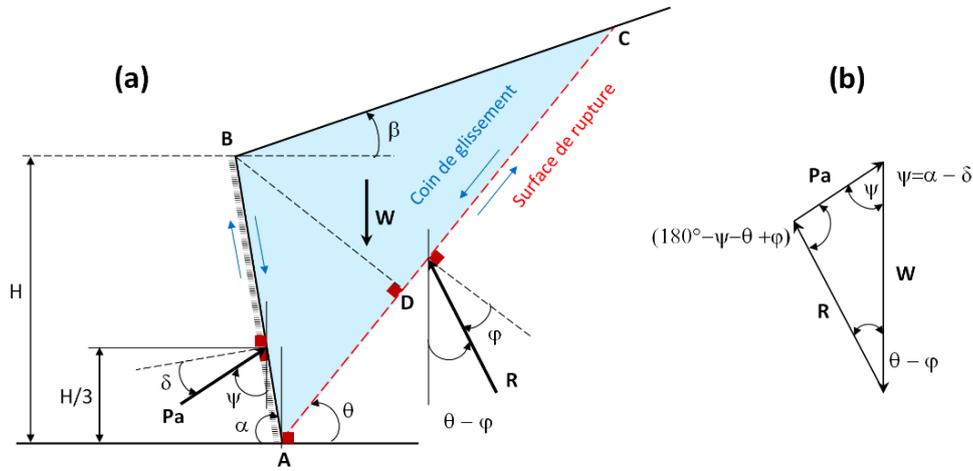


Figure 1.4: Pression active des terres du sol sans cohésion - Théorie de Coulomb:
 (a) Coin de glissement, (b) Equilibre des forces

- En remplaçant la valeur du poids W :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{1}{\sin^2 \alpha} \cdot \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \cdot \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(180^\circ - \psi - \theta + \varphi)} \quad (1.9)$$

Il est à noter que la valeur de P_a dépend à l'inconnu θ . Par conséquent, la valeur maximale de P_a est obtenue par la résolution de l'équation (1.10) :

$$\frac{\partial P_a}{\partial \theta} = 0 \quad (1.10)$$

Finalement, la valeur de la poussée active est égale à :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (1.11)$$

Alors, l'expression générale de la poussée active est devenue :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (1.12)$$

Où, K_a représente le coefficient de la pression active des terres :

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (1.13)$$

Pour un mur vertical lisse qui retient un remblai de surface horizontale, c'est-à-dire :
 $\alpha=90^\circ$, $\delta=0^\circ$, $\beta=0^\circ$;

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{N_\varphi} \quad (1.14)$$

D'autre part, [Ebeling et Morrison \(1992\)](#) ont localisé la surface de rupture par la détermination de l'angle θ , exprimé par la formule modifiée (1.15) :

$$\theta_{(active)} = \varphi + \tan^{-1} \left[\frac{C_1 - \tan(\varphi - \beta)}{C_2} \right] \quad (1.15)$$

Où,

$$\alpha_1 = 90^\circ - \alpha \quad (1.16)$$

$$C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - \beta) \cdot [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \alpha_1)] \cdot [1 + \tan(\delta + \alpha_1) \cot(\varphi - \alpha_1)]} \quad (1.17)$$

$$C_2 = 1 + [\tan(\delta + \alpha_1) \cdot [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \alpha_1)]] \quad (1.18)$$

b) Pression passive des terres :

De la même manière, la théorie de la pression passive des terres de Coulomb suppose qu'un coin solide est formé derrière un mur rigide, lorsque le mur se déplace vers le sol jusqu'à la rupture, comme présenté sur la figure 1.5a. Il est à noter que dans le cas passif, le coin est poussé vers le haut de sorte que les réactions R et P_p agissent de sens opposés par rapport aux faces du coin de glissement en comparaison avec l'état actif.

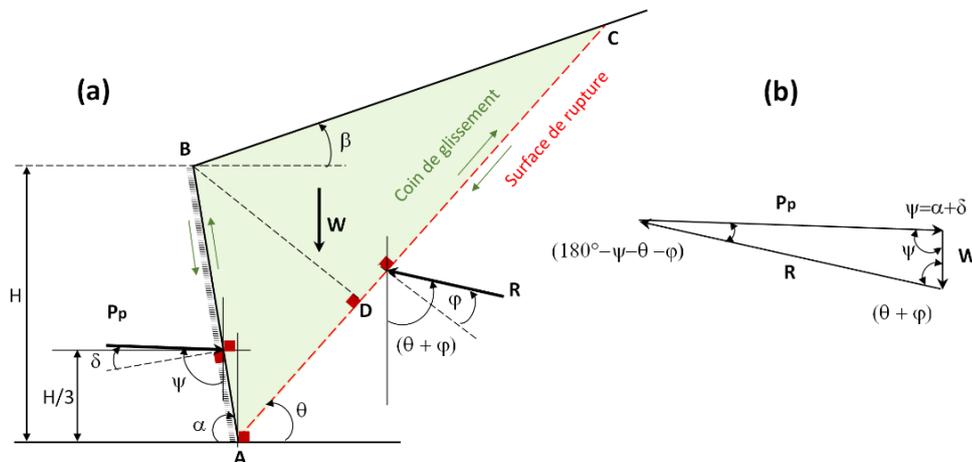


Figure 1.5: Pression passive des terres du sol sans cohésion - Théorie de Coulomb:
 (a) Coin de glissement, (b) Equilibre des forces.

De triangle des forces (figure 1.5b), selon la loi des sinus :

$$\frac{P_p}{\sin(\theta + \varphi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \psi - \theta - \varphi)} \Rightarrow P_p = W \cdot \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin(180^\circ - \psi - \theta - \varphi)} \quad (1.19)$$

En suivant les mêmes étapes de l'état actif, la résistance passive des terres est égale à :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (1.20)$$

Où, K_p représente le coefficient de la résistance passive des terres :

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (1.21)$$

Pour un mur vertical lisse qui retient un remblai de surface horizontale, c'est-à-dire :
 $\alpha = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$, $\beta = 0^\circ$;

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = N_\varphi \quad (1.22)$$

L'angle du plan de rupture θ , représentant l'état passif peut-être exprimé par la formule modifiée de [Ebeling et Morrison \(1992\)](#) :

$$\theta_{(passive)} = \varphi + \tan^{-1} \left[\frac{C_3 + \tan(\varphi + \beta)}{C_4} \right] \quad (1.23)$$

Où, α_1 est défini par l'équation (1.16).

$$C_3 = \sqrt{\tan(\varphi + \beta) \cdot [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \alpha_1)] \cdot [1 + \tan(\delta - \alpha_1) \cot(\varphi + \alpha_1)]} \quad (1.24)$$

$$C_4 = 1 + [\tan(\delta - \alpha_1) \cdot [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \alpha_1)]] \quad (1.25)$$

1.4.2.2 Théorie de Rankine (1857)

[Rankine \(1857\)](#) a développé sa théorie de la pression latérale des terres lorsque le remblai est constitué d'un sol sec et sans cohésion. Ensuite, cette théorie a été étendue par [Résal \(1910\)](#) et [Bell \(1915\)](#) pour être applicable aux sols cohérents. Alors que [Coulomb \(1776\)](#) n'a étudié que l'équilibre d'un coin de glissement derrière les murs en utilisant

l'équilibre des forces, Rankine (1857) a étudié à la rupture l'état des contraintes dans un massif semi-infini d'un sol homogène, élastique et isotrope sous l'influence de son poids propre. Rankine (1857) a utilisé le critère de rupture de Coulomb pour la résistance des sols, c'est-à-dire : $\tau = \sigma \tan \varphi + c$. Rankine (1857) a identifié deux états de contrainte, à savoir les états de rupture actifs et passifs qui peuvent être représentés par le cercle de rupture de Mohr, comme indiqué sur la figure 1.6. L'état actif est produit lorsque le massif de remblai s'éloigne du massif de sol et la pression passive lorsque le mur est poussé dans le massif de remblai.

Les principales hypothèses de la théorie de Rankine (1857) sont résumées comme suit :

- Le massif de sol est semi infini, homogène, sec et sans cohésion ;
- La surface du sol est un plan horizontal ou incliné ;
- La face du mur en contact avec le remblai est verticale et lisse ($\delta = 0$) ;
- L'équilibre du massif derrière le mur est identique à celui d'un massif indéfini de mêmes caractéristiques.

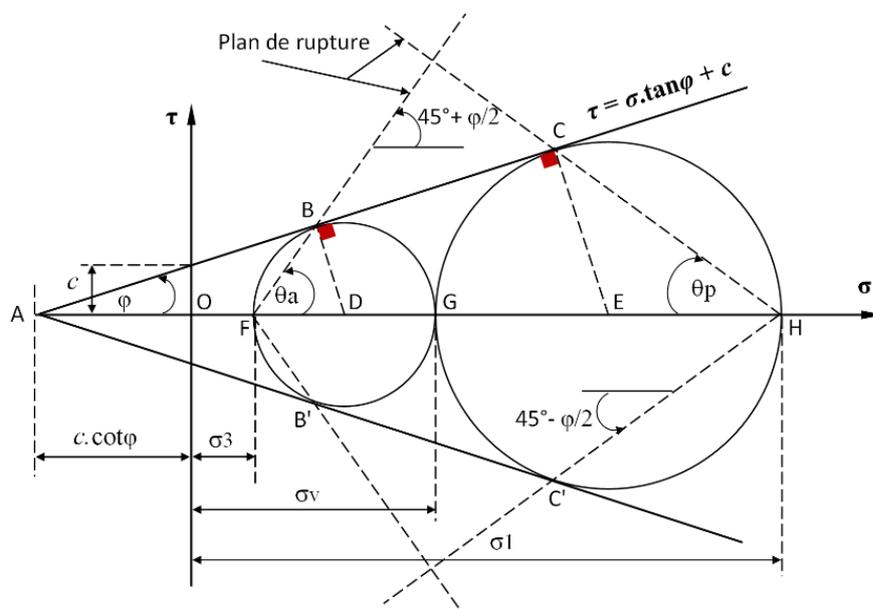


Figure 1.6: Etats d'équilibre plastique de Rankine (poussée-butée), pour un sol cohérent.

a) Pression active des terres :

D'après la figure 1.6, l'angle du plan de rupture θ_a , ne peut se développer que si le cercle de Mohr touche la droite de Coulomb, c'est à dire que l'état d'équilibre de rupture est atteint. A l'état actif, σ_3 représente la contrainte horizontale minimale exprimée comme suit :

$BD = DG$: rayon du cercle de Mohr (Etat actif),

$$BD = \frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_3) \quad ; \quad OD = \frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_3) \quad ; \quad OA = c \cdot \cot \varphi \quad (1.26)$$

Par le triangle ΔDAB ,

$$\sin \varphi = \frac{BD}{AD} = \frac{BD}{OD + OA} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_3)}{\frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_3) + c \cdot \cot \varphi} \quad (1.27)$$

Par simplification,

$$\sin \varphi \cdot \left[\frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_3) + c \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \right] = \frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_3) \quad (1.28)$$

$$\sigma_3(1 + \sin \varphi) - \sigma_v(1 - \sin \varphi) + 2c \cdot \cos \varphi = 0 \quad (1.29)$$

D'où,

$$\sigma_3 = \sigma_v \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} - 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{(1 + \sin \varphi)} \quad (1.30)$$

Donc :

$$\sigma_3 = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.31)$$

Posons,

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} = \frac{1}{N_\varphi} \quad (1.32)$$

Cette valeur est la même que celle définie par Coulomb.

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (1.33)$$

Enfin, la valeur de la pression active des terres, pour une profondeur z , peut alors se formuler comme suit :

$$\sigma_{h\min} = \gamma.z.K_a - 2c.\sqrt{K_a} \quad (1.34)$$

b) Pression passive des terres :

A l'état passive, la valeur maximale de la pression horizontale σ_1 est déterminée par les étapes suivantes :

Par le triangle ΔEAC ,

$$\sin \varphi = \frac{CE}{AE} = \frac{CE}{OE + OA} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_v)}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_v) + c.\cot \varphi} \quad (1.35)$$

Par simplification,

$$\sin \varphi \cdot \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_v) + c.\frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \right] = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_v) \quad (1.36)$$

$$\sigma_v(1 + \sin \varphi) - \sigma_1(1 - \sin \varphi) + 2c.\cos \varphi = 0 \quad (1.37)$$

D'où,

$$\sigma_1 = \sigma_v \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} + 2c.\frac{\cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)} \quad (1.38)$$

On a donc,

$$\sigma_1 = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c.\tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.39)$$

Posons,

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} = N_\varphi \quad (1.40)$$

Le même résultat est obtenu que celui de Coulomb.

Enfin, la valeur de la pression passive des terres pour une profondeur z , est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{h\max} = \gamma.z.K_p + 2c.\sqrt{K_a} \quad (1.41)$$

1.4.2.3 Théorie de Boussinesq (1882)

Contrairement à la théorie de Coulomb et Rankine, Boussinesq (1882) a supposé une surface non linéaire de rupture. Ceci est plus proche de la surface de rupture réelle, ce qui rend le modèle moins conservatif. Rankine a supposé que aucun frottement peut se développer entre l'écran et le sol (écran à face lisse, $\delta = 0$). Cependant, dans la pratique, l'angle d'inclinaison de la pression sur l'écran (δ) ne dépend que des conditions du mouvement relatif de l'écran ou du sol, et de la rugosité de l'écran. Boussinesq (1882) a amélioré la théorie de Rankine par la prise en considération de l'interaction réelle entre le sol et l'écran, ($\delta \neq 0$). Boussinesq (1882) a considéré que la zone OBC est bien en équilibre de Rankine, comme illustré sur la figure 1.7. Cependant, dans la zone OAB , l'équilibre de Rankine n'est plus valide et a été remplacé par l'équilibre plastique de Boussinesq, dans lequel les lignes de glissement se raccordent correctement avec les conditions aux limites de l'équilibre plastique de Rankine, comme présenté sur la figure 1.7. La répartition des contraintes sur l'écran reste similaire à celle définie par Rankine.

L'étude de ce coin spécifique, supposé par Boussinesq a conduit à un système d'équations différentielles qui ne sont pas intégrables. En 1948, les efforts de Caquot et Kérisel sont portés leurs fruits par des solutions d'intégration numérique, dans lesquelles les valeurs des coefficients de pression des terres, K_a et K_p , ont été données sous forme des tableaux. Ensuite, ces tableaux ont été améliorés par Kérisel et Absi (1990).

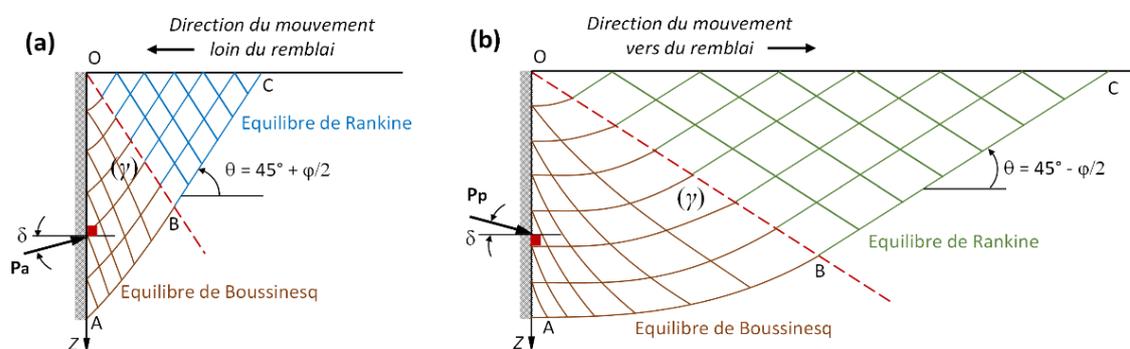


Figure 1.7: Théorie de Boussinesq, lignes de glissement: (a) Etat actif, (b) Etat passif (Philippomat, 1979)

1.5 Action des terres sur l'écran due aux surcharges

L'effet de surcharges derrière les structures de soutènement est l'un des problèmes importants, notamment les structures qui supportent des charges routières, une semelle filante, une voie ferrée, des constructions à proximité, et d'endroits de stockage ou de stationnement...etc. En général, ces exemples pratiques peuvent souvent être représentés par l'une des surcharges illustrées sur la figure 1.8. Plusieurs paramètres de base peuvent affecter les dimensions de la structure de soutènement, surtout l'intensité, la nature, le temps d'application, l'emplacement et la géométrie des surcharges, de plus le paramètre de flexibilité et les conditions d'appuis des écrans.

Contrairement à d'autres types de surcharges, l'effet d'une surcharge uniforme appliquée le long de la surface du remblai, comme présenté sur la figure 1.8a, est considéré comme une valeur supplémentaire à la pression latérale due au poids propre du milieu, exercée sur les murs de soutènement. En général, la valeur constante de cette surcharge à ajouter est la suivante :

- Etat de repos : $\sigma_{h,q} = K_0 \cdot q$,
- Etat actif : $\sigma_{h,q} = K_a \cdot q$,
- Etat passif : $\sigma_{h,q} = K_p \cdot q$.

Où, q : est l'intensité de la surcharge uniforme,

γ : est le poids volumique du remblai soutenu.

Dans le cas des autres types de surcharges il est difficile d'estimer les pressions latérales sur l'ensemble du mur de soutènement. En conséquence, des efforts ont été élaborés afin à trouver des définitions claires sur les effets de ces différentes surcharges. Selon la littérature, les méthodes théoriques développées pour la détermination de l'effet des surcharges sur les structures de soutènement se distinguent en trois catégories;

- Méthodes basées sur la théorie de l'élasticité ;
- Méthodes basées sur l'état d'équilibre limite ;
- Méthodes spécifiques.

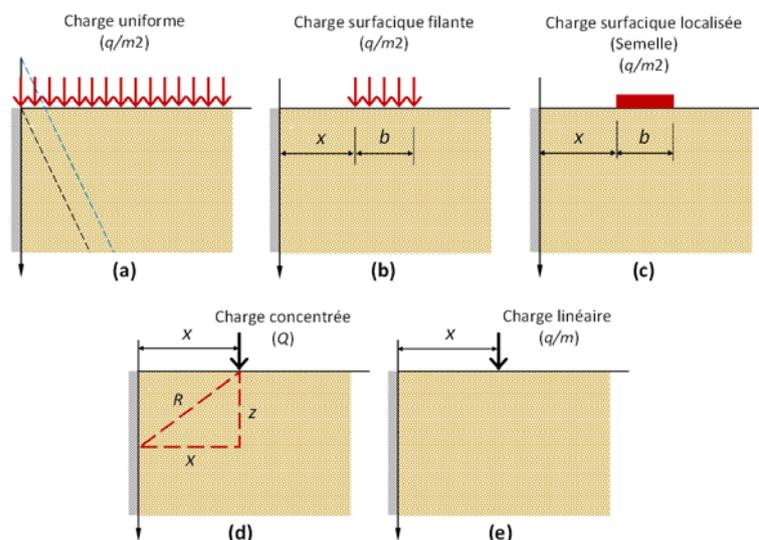


Figure 1.8: Différents types de surcharges derrière les murs de soutènement

1.5.1 Méthodes basées sur la théorie de l'élasticité

Boussinesq (1885) a déterminé les contraintes produites en tout point dans un milieu homogène, élastique et isotrope à cause d'une charge ponctuelle appliquée sur la surface d'un massif semi-infini. En conséquence, plusieurs chercheurs ont extrapolé les résultats de Boussinesq (1885) à différents types de surcharges. Les essais expérimentaux de Gerber (1929), Spangler (1936), Terzaghi (1954) et Spangler et Mickle (1956) montrent que la pression latérale peut être estimée pour divers cas de surcharges en utilisant des versions modifiées de l'analyse de la théorie d'élasticité. D'après Xanthakos *et al.* (1994), l'équation élastique générale de la pression latérale est donnée comme suit:

$$\sigma_h = \frac{Q}{2\pi z^2} \left[3 \sin^2 \theta \cos^2 \theta - \frac{(1-2\nu) \cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right] \quad (1.42)$$

L'équation (1.42) donne, pour un coefficient de Poisson $\nu = 0,5$, une valeur maximale égale à :

$$\sigma_h = \frac{3Q}{2\pi} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^{5/2}} \quad (1.43)$$

Où les symboles Q , x , z , et R sont illustrés sur la figure 1.9.

Avec, $x = mH$, $z = nH$, $R = \sqrt{x^2 + z^2}$

1.5.1.1 Effet d'une charge ponctuelle (Q)

Spangler (1936) a observé que les courbes expérimentales de la distribution de pression latérale, dues aux surcharges concentrées sont de forme similaire à celles obtenues à partir de la solution de Boussinesq (1885). Spangler (1936) a également noté que la pression mesurée est égale au double de celle estimée par la théorie d'élasticité, et a attribué cet écart à la présence d'un mur rigide et lisse non déplaçable, qui n'est pas prévu dans la solution élastique. D'autre part, Spangler (1936), Mindlin (1936) ont suggéré d'invoquer la méthode de la force imaginaire pour imposer une condition de déplacement nul ($u_x = 0$) à l'interface sol-structure, afin de prédire la pression latérale due à une surcharge ponctuelle, comme présenté sur figure 1.9. La méthode de la force imaginaire est basée sur le principe de superposition, par lequel la valeur de la pression latérale σ_h , sur le mur est doublée lorsque la force imaginaire Q' , est appliquée.

Terzaghi (1954) a proposé des équations empirique (1.44) et (1.45) basées sur l'ajustement de l'équation élastique pour rendre sa dérivation théorique cohérente avec les valeurs mesurées à partir des essais.

$$\sigma_h = 0,28 \frac{Q}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0,16 + n^2)^3}, \quad \text{pour } (m \leq 0,4) \quad (1.44)$$

$$\sigma_h = 1,77 \frac{Q}{H^2} \cdot \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3}, \quad \text{pour } (m > 0,4) \quad (1.45)$$

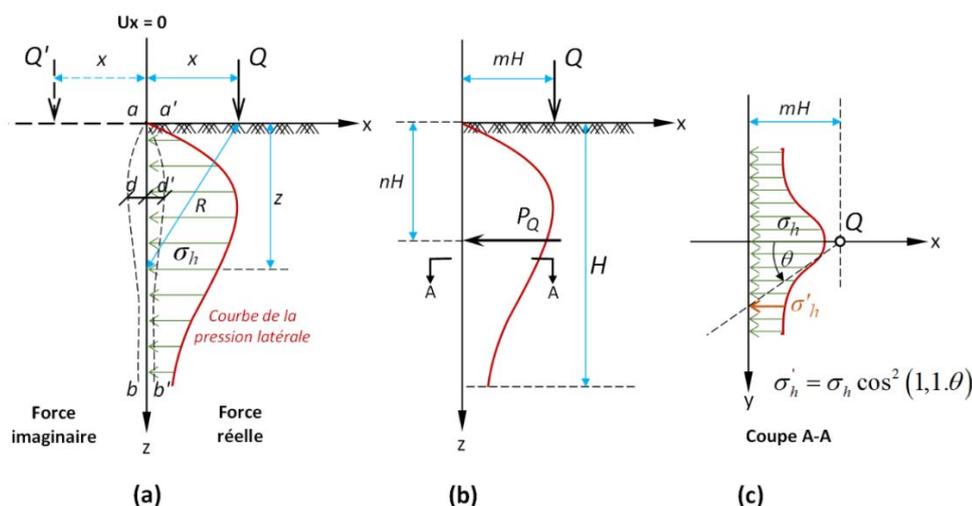


Figure 1.9: Effet de la surcharge concentrée derrière les murs de soutènement : (a) Utilisation d'une force imaginaire, (b) et (c) Répartition de la pression le long de la hauteur et la longueur du mur respectivement (Varghese, 2005).

1.5.1.2 Effet d'une charge linéaire (q/m)

En général les surcharges linéaires peuvent représenter les cas des semelles continues, des clôtures en blocs béton...etc. Ce type de chargement est défini comme une charge disposée parallèlement au mur à une distance x . Il est remarqué que son effet sur les murs rigides non déplaçable est similaire à celui du cas de surcharge concentrée, comme illustré sur la figure 1.10.

D'après Terzaghi (1954), pour $m \leq 0,4$, les pressions latérales prédites par la théorie élastique sont trop élevées. Par conséquent, l'équation (1.46) est la version modifiée qui correspond aux valeurs mesurées.

$$\text{pour } (m \leq 0,4): \quad \sigma_h = 0,203 \frac{q_L}{H} \cdot \frac{n}{(0,16+n^2)^2}, \quad P_{q_L} = 0,55 \cdot q_L \quad (1.46)$$

$$\text{pour } (m > 0,4): \quad \sigma_h = \frac{4q_L}{\pi H} \cdot \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2}, \quad P_{q_L} = 0,64 \cdot \frac{q_L}{(m^2 + 1)} \quad (1.47)$$

1.5.1.3 Effet d'une charge surfacique filante (q/m^2)

La surcharge surfacique filante est définie comme une charge d'intensité uniforme dans une largeur finie, comme présenté sur la figure 1.11. Dans la pratique, cette charge peut présenter le cas des voies ferrées, un remblai de terre, ou une autoroute...etc.

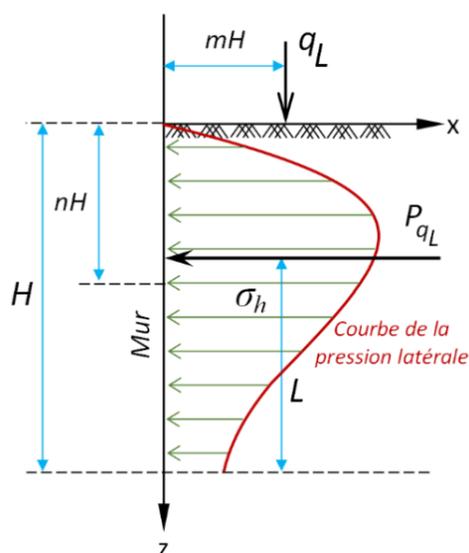


Figure 1.10: Effet de la surcharge linéaire derrière les murs de soutènement.

La solution modifiée présentée par [Terzaghi \(1954\)](#), est donnée comme suit :

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta + \sin \beta \sin^2 \alpha - \sin \beta \cos^2 \alpha) \quad (1.48)$$

D'après [Jarquio \(1981\)](#), l'équation (1.48) est simplifiée comme suit :

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad (1.49)$$

Où, tous les symboles sont présentés sur la figure 1.11a, et l'angle α et β sont exprimés en radians.

En 1981, [Jarquio](#) a déterminé la force totale par unité de longueur P_q due à la charge surfacique filante q .

$$P_q = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] \quad (1.50)$$

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b}{H} \right) \quad , \quad \theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a+b}{H} \right) \quad (1.51)$$

Où, θ_1 et θ_2 sont estimés en degré.

La position de P_q peut être s'exprimée comme suit :

$$z_p = H - \left[\frac{H^2 (\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - (57,3 aH)}{2H (\theta_2 - \theta_1)} \right] \quad (1.52)$$

Où,

$$R = (a+b)^2 (90 - \theta_2) \quad (1.53)$$

$$Q = b^2 (90 - \theta_1) \quad (1.54)$$

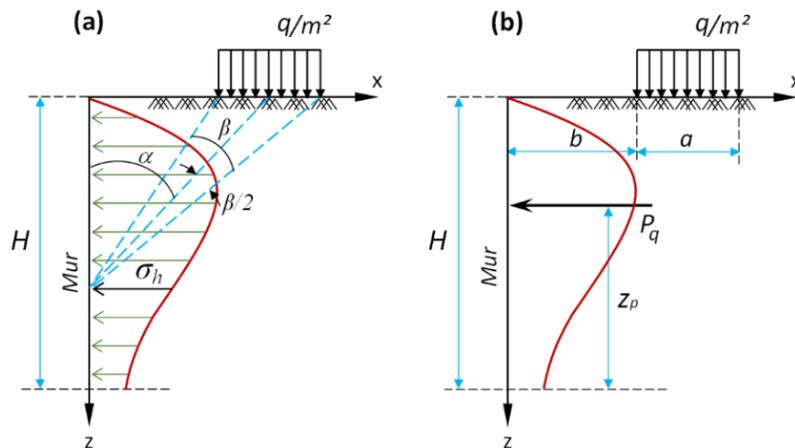


Figure 1.11: Effet de la surcharge surfacique filante sur un mur rigide: (a) Pression latérale ([Terzaghi, 1954](#)), (b) Résultante de la pression latérale ([Jarquio, 1981](#)).

Selon les études effectuées précédemment par les chercheurs, le coefficient multiplicateur introduit à la solution élastique de [Boussinesq \(1885\)](#), pour le cas d'une surcharge surfacique filante exercée sur les écrans de soutènement, est varié de 1 à 2, comme indiqué dans les équations (1.48) et (1.49) ; ainsi il dépend du type d'écran de soutènement. Le tableau suivant résume les différents cas.

1.5.2 Méthodes basées sur les états d'équilibre limite

1.5.2.1 Méthode de Motta (1994)

[Motta \(1994\)](#) a dérivé une solution à partir de la méthode du coin de Coulomb, pour déterminer le coefficient de pression active des terres en tenant compte des effets du poids du sol et de la surcharge appliquée à une certaine distance de la tête du mur. De plus, les effets sismiques qui ont également été pris en compte de manière pseudo-statique au moyen de coefficients sismiques k_h et k_v .

[Motta \(1994\)](#) a supposé que le sol est homogène, sec, sans cohésion, et la surface de rupture du coin est définie comme un plan; également, la surcharge q est uniformément répartie sur la surface du sol et suffisamment étendue pour garantir que la surcharge q est coupée par le plan de rupture, comme montré sur la figure 1.12a, b. De plus, [Motta \(1994\)](#) a strictement recommandé d'effectuer une vérification de compatibilité de la solution avec les conditions aux limites de chaque problème étudié.

En considérant les caractéristiques géométriques représentées sur la figure 1.12, l'estimation du coefficient de la poussée active est définie par le calcul successif suivant :

Tableau 1.1: Coefficient correcteur introduit dans la solution élastique de [Boussinesq \(1885\)](#) pour le cas d'une surcharge surfacique filante, d'après [Thonier \(1998\)](#)

Type d'écran	Coefficient multiplicateur	
Rigide	Peu déplaçable et massif compact	2
	Déplaçable avec massif moyennement compact	1,5
Flexible	Massif de compacité moyenne ou forte	1,2
	Sols de faible compacité : à ne pas utiliser	

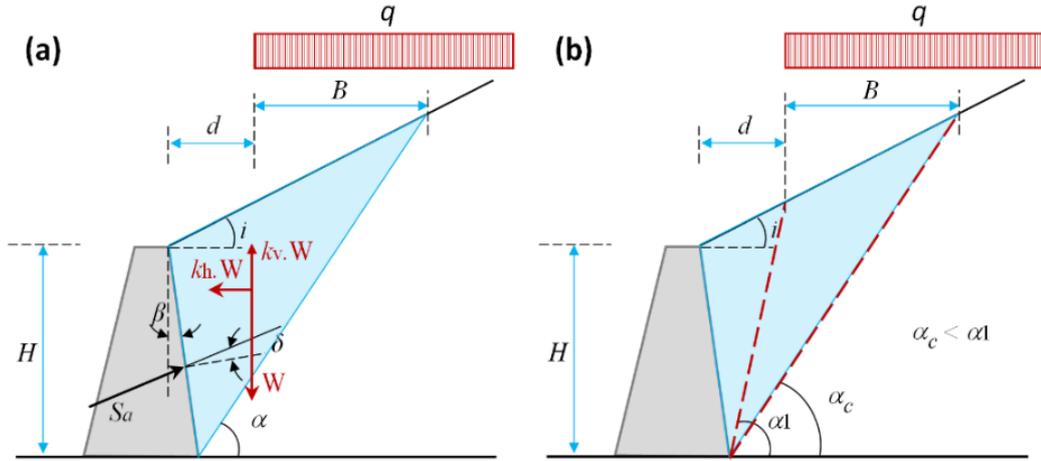


Figure 1.12: Effet de la surcharge située à distance du mur : (a) Schéma de distribution de la pression des terres, (b) Conditions aux limites (Motta, 1994)

1) Facteurs

Dans le cas de calcul statique ; les coefficients sismiques k_h et k_v sont considérés comme nuls.

$$\lambda = \frac{d}{H} \quad (1.55)$$

$$n_q = \frac{2q}{\gamma H} \quad (1.56)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (1.57)$$

$$a = \varphi + \delta - i \quad , \quad b = \varphi - i - \theta \quad , \quad c = \theta + \delta \quad (1.58)$$

$$A = \left[(1 + n_q) \sin i \cos i + \lambda n_q \right] / (1 + n_q) \cos^2 i \quad (1.59)$$

2) Angle du plan de rupture α_c

$$\tan(\alpha_c - i) = \frac{\sin a \sin b + \left(\sin^2 a \sin^2 b + \sin a \sin b \cdot \cos a \cos b + A \cos c \cdot \cos a \sin b \right)^{0.5}}{A \cos c + \sin a \cos b} \quad (1.60)$$

3) Largeur effective de la surcharge q

$$B = H \left(\frac{1 + \tan \alpha \tan \beta}{\tan \alpha - \tan i} - \frac{d}{H} \right) \quad , \quad \alpha = \alpha_c \quad (1.61)$$

4) Coefficient de la poussée S_a

$$K_{a,\gamma q} = \frac{(1 + n_q) \cos^2 i \left[1 - A \tan(\alpha_c - i) \right] \left[\cos b - \sin b / \tan(\alpha_c - i) \right]}{\cos \theta \left[\cos a + \tan(\alpha_c - i) \sin a \right]} \quad (1.62)$$

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 - k_v) H^2 K_{a,\gamma q} \quad (1.63)$$

5) Condition aux limites

si $\alpha_c < \alpha_1$: $\tan \alpha_c < \tan i + \frac{1}{\lambda} \Rightarrow$ La solution est compatible avec les conditions aux limites.

1.5.3 Méthodes spécifiques

1.5.3.1 Méthode de Krey (1936)

Krey (1936) a proposé une solution graphique simplifiée pour évaluer la distribution des pressions latérales sur un écran rigide de soutènement, due à une surcharge surfacique filante, comme illustré sur la figure 1.13. Krey (1936) a supposé que la poussée peut être définie par des plans de transition des deux côtés de la surcharge, qui sont déterminés principalement par l'angle de rupture globale θ . La répartition de la poussée commence du bord avant de la surcharge au point a_1 en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ . Selon Krey (1936), la valeur maximale de la pression latérale est de $2K_a \cdot q$ lorsque la surcharge est en contact avec l'écran.

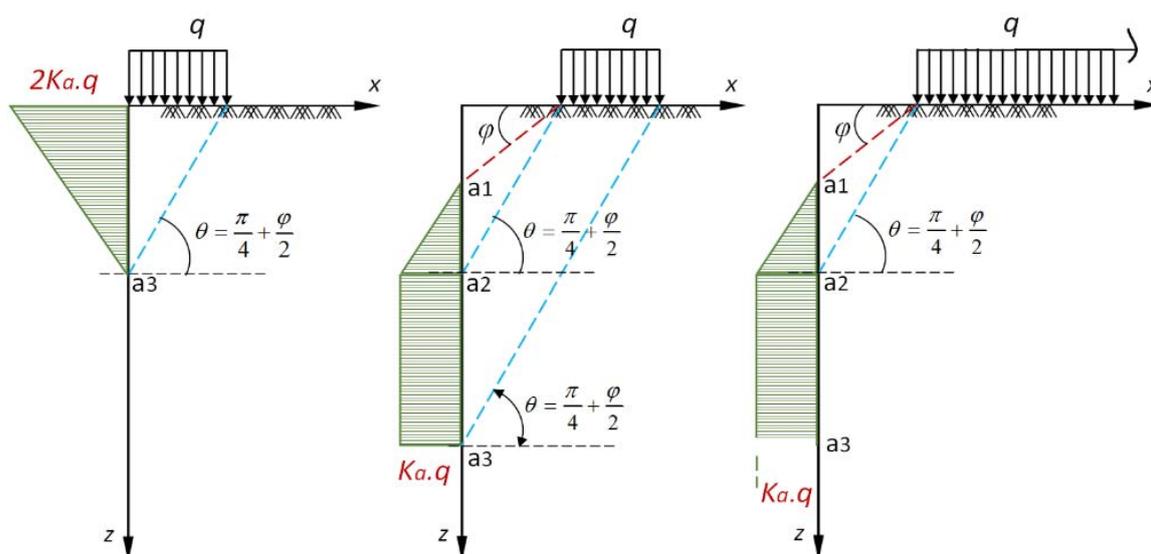


Figure 1.13: Effet de la surcharge surfacique filante sur un écran rigide - Méthode de Krey (Thonier, 1998)

1.5.3.2 Méthode de *Beton-Kalender* (1983)

Pour les murs de soutènement souples ou rigides, [Beton-Kalender \(1983\)](#) a recommandé l'utilisation d'une méthode approximative, qui a été proposée à l'origine par [Blum \(1951\)](#). [Beton-Kalender \(1983\)](#) a présenté la distribution de la pression latérale, due à la surcharge surfacique filante, en deux formes : uniforme ou triangulaire, comme présenté sur la figure 1.14. Il est à noter que la pression triangulaire adoptée est plus conservative.

Les pressions latérales sont définies par les formules suivantes :

- Distribution uniforme de la pression :
$$\sigma_{h1} = \frac{qb \cos \delta}{d} \cdot \frac{\sin(45^\circ - \varphi/2)}{\cos(45^\circ - \varphi/2 - \delta)} \quad (1.64)$$

- Distribution triangulaire de la pression :
$$\sigma_{h2} = \frac{qb \cos \delta}{2d} \cdot \frac{\sin(45^\circ - \varphi/2)}{\cos(45^\circ - \varphi/2 - \delta)} \quad (1.65)$$

Où δ : est l'angle de frottement d'interface sol-écran.

$$d = [(a + b) \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2)] - a \tan \varphi \quad (1.66)$$

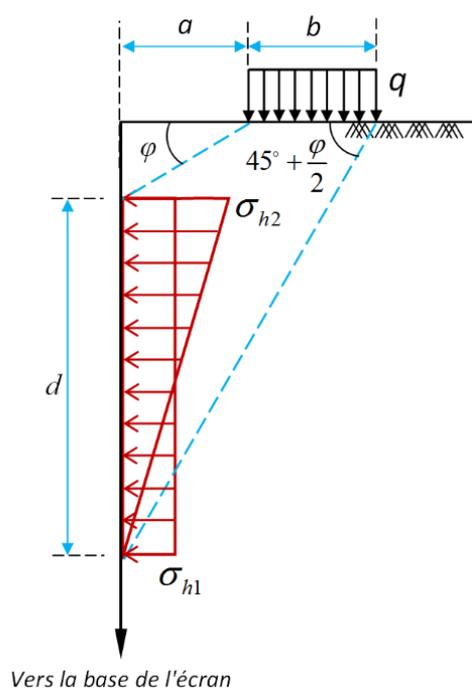


Figure 1.14: Effet de la surcharge surfacique filante sur un écran ([Beton-Kalender, 1983](#))

1.5.3.3 Méthode de Pappin et al. (1985)

Pappin et al. (1985) ont développé une approximation à partir de considérations purement théoriques, pour représenter la distribution de pression active due à la surcharge surfacique filante. La figure 1.15 montre la forme du diagramme de pression et les paramètres de calcul; si la largeur de la surcharge B est petite, le diagramme de pression peut devenir triangulaire. La pression due à la surcharge, représentée sur la figure 1.15 peut développer une force active maximale égale à $q.B\sqrt{K_a}$.

1.5.3.4 Méthode de Cernica (1995)

Cernica (1995) a proposé une approche simple connue sous le nom « Distribution de 45° ». Cernica (1995) a considéré que la surcharge surfacique filante q est répartie selon des angles de 45° comme indiqué sur la figure 1.16. La pression latérale agissant sur le mur peut être définie comme suit :

$$\sigma_h = K_a \cdot q' \cdot \cos \delta \quad (1.67)$$

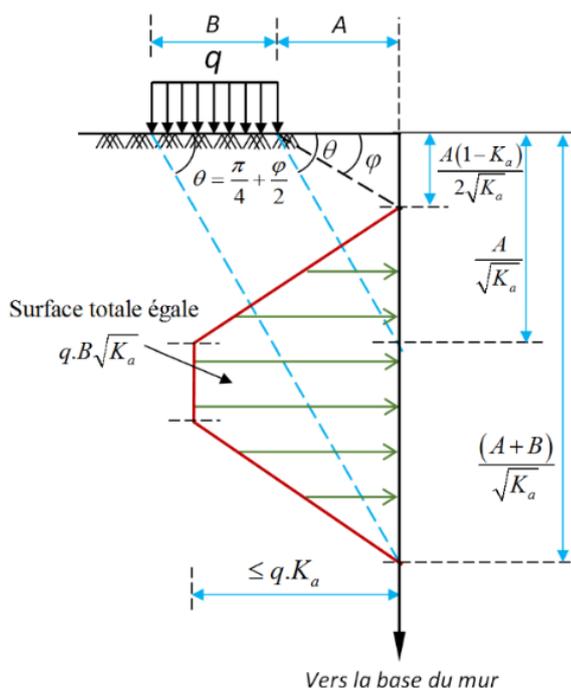


Figure 1.15: Effet de la surcharge surfacique filante sur un écran de soutènement (Pappin et al., 1985)

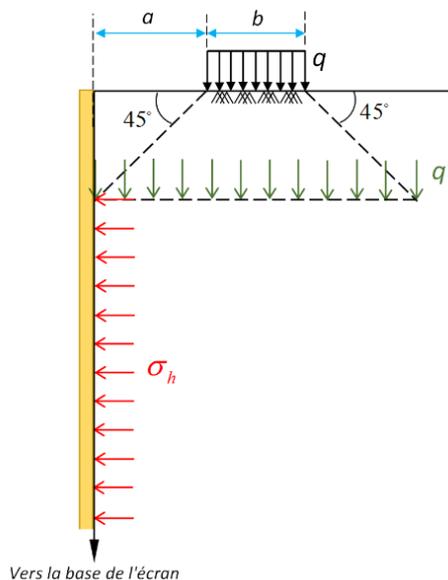


Figure 1.16: Effet de la surcharge surfacique filante sur un écran (Cernica, 1995)

Où,

K_a : Coefficient de pression active des terres,

δ : Angle de frottement entre le sol et le mur,

a : Distance entre la surcharge et le mur,

b : Largeur de la surcharge surfacique filante.

$$q' = \frac{b}{2a + b} q \quad (1.68)$$

1.5.3.5 Méthode de Balay et al. (1998)

D'après Balay et al. (1998), pour déterminer la pression latérale des terres σ_h produite par une surcharge filante, la pression active des terres σ_a , due au poids du sol, doit être soustraite de la pression active totale des terres $\sigma_{a,totale}$, due au poids du sol et à la surcharge. Cette pression totale des terres est dérivée d'une analyse d'équilibre du coin de Coulomb, comme illustré sur la figure 1.17. La différenciation numérique de P_a , avec la profondeur z , donne la pression active totale $\sigma_{a,totale}$ qui est ensuite utilisée pour calculer σ_h , exprimée par l'équation (1.69).

$$\sigma_h = \sigma_{a,Total} - \sigma_a = \frac{dP_a}{dz} - (K_a \gamma z \cdot \cos \delta) \quad (1.69)$$

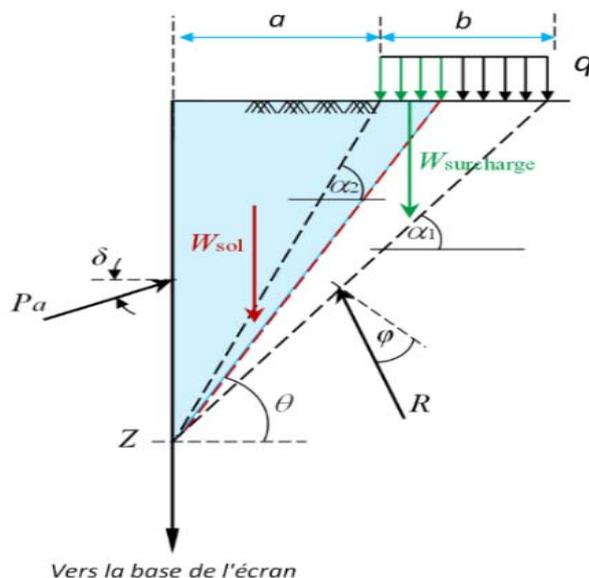


Figure 1.17: Équilibre des forces appliquées au coin de Coulomb (Balay et al., 1998).

Balay et al. (1998) ont proposé une méthode modifiée fondée sur la méthode de Coulomb (1776). L'originalité de cette méthode est basée sur la détermination numérique de la force active P_a en tenant compte d'une évolution de l'inclinaison de la poussée, comme il a été observé lors des essais de chargement sur des modèles réels de murs en béton armé cantilever ($H=1$ m). Balay et al. (1998) ont supposé qu'un coin limité par un plan de rupture peut couper tout ou une partie de la surcharge (Fig. 1.17), ainsi il ont constaté que l'angle θ peut se localiser dans l'un des trois secteurs suivants : $[\varphi; \alpha_1]$, $[\alpha_1; \alpha_2]$ et $[\alpha_2; \pi/2]$. Pour chaque secteur (j), les auteurs explicitent l'angle θ du plan de rupture qui maximise la poussée P_j projetée sur l'horizontale par l'angle δ . La valeur maximale de la poussée P est donc déterminée comme suit :

$$P = \max [P_{j=1,2,3} (z)] \quad (1.70)$$

Avec,

$$P_j = \frac{0,5\gamma z^2 \cot \theta_j + Q_j}{\cot(\theta_j - \varphi) + \tan \delta} \quad (1.71)$$

La pression unitaire p d'une surcharge d'intensité q , entre les profondeurs z et $z+dz$ est exprimée par l'équation (1.72):

$$p \cdot dz = P(z + dz) - P(z) \quad (1.72)$$

La détermination de la poussée maximale, inclinée à δ sur l'horizontale, peut suivre les étapes successives suivantes :

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{z}{a+b}\right) \quad , \quad \alpha_2 = \arctan\left(\frac{z}{a}\right) \quad (1.73)$$

$$D = \tan \varphi + \tan \delta \quad , \quad E = \frac{\tan \varphi}{\tan(\varphi + \delta)} \cdot D \quad , \quad F = \frac{1}{\cos \varphi} \sqrt{\frac{2qb}{\gamma D}} \quad (1.74)$$

$$B_j : \begin{cases} \text{si } \varphi \leq \theta_1 \leq \alpha_1 : B_1 = -\frac{2qb}{\gamma z^2 \cos^2 \varphi} \\ \text{si } \alpha_1 \leq \theta_2 \leq \alpha_2 : B_2 = -\frac{qa}{\cos^2 \varphi \left(\frac{\gamma z^2}{2} + qz \right)} \\ \text{si } \alpha_2 \leq \theta_3 \leq \frac{\pi}{2} : B_3 = 0 \end{cases} \quad (1.75)$$

$$\text{Pour } j=1, 2, 3 : \quad \Omega_j = D^2 \tan^2 \varphi + E(B_j + D) \quad (1.76)$$

$$\Theta_j = \arctan\left(\frac{D \tan \varphi + \sqrt{\Omega_j}}{B_j + D}\right) \quad \text{si } \Omega_j \geq 0 \quad (1.77)$$

Afin de bien comprendre la méthode de [Balay et al. \(1998\)](#), on organise, dans la figure 1.18, les étapes de calcul de θ_j et Q_j , pour les trois secteurs, sous forme d'organigrammes.

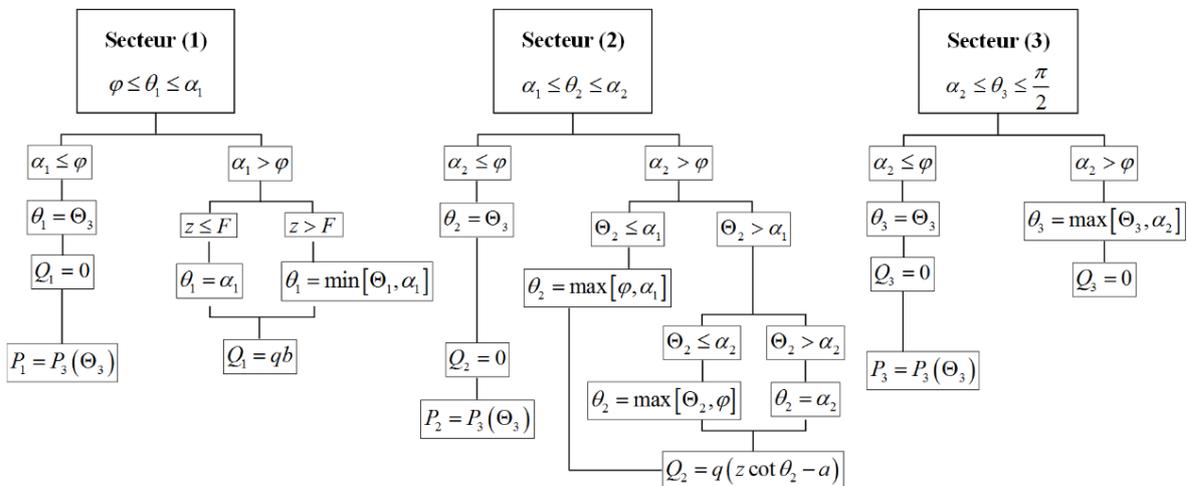


Figure 1.18: Etapes de calcul de θ_j et Q_j .

Selon [Balay et al. \(1998\)](#), pour évaluer la poussée sans surcharge, il suffit de calculer $P_3(\Theta_3)$. Finalement, par la différence avec la poussée P estimée précédemment, on en déduit la poussée produite par la surcharge.

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre, une revue bibliographique a été effectuée pour présenter les différentes notions de base liées aux ouvrages de soutènement, notamment leurs types et les critères de classement, ainsi que les modes de rupture possibles et leurs caractéristiques. Cette présentation a permis de constater que l'étude du comportement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par la détermination de la poussée et de la butée exercées à l'ouvrage de soutènement par le terrain.

En conséquence, plusieurs approches de conception et de calcul ont été élaborées par des chercheurs afin d'identifier des règles unifiées. Les théories de [Coulomb \(1776\)](#), [Rankine \(1857\)](#), et [Boussinesq \(1882\)](#) restent une référence de base, pour déterminer les pressions actives et passives des terres sur les structures de soutènement.

Il est nécessaire de prendre en compte les pressions de terre supplémentaires produites par les différents types de surcharges agissant sur la surface du sol derrière le mur. Plusieurs approches théoriques ont été développées, qui sont basées sur la théorie élastique de [Boussinesq \(1885\)](#) ou les états d'équilibre limite. Les distributions de pressions des terres obtenues par ces méthodes sont considérablement variées selon les hypothèses et les approches adoptées, qui peuvent conduire à des solutions différentes. Par conséquent, certains auteurs ont proposé des modifications sur les méthodes théoriques pour les rapprocher à leurs résultats avec ceux obtenus par des essais sur site ou modèles réduits.

CHAPITRE.2

Études des pressions de terre dans le cas de présence des consoles
sur un mur de soutènement

CHAPITRE 2 Etudes des pressions de terre dans le cas de présence des consoles sur un mur de soutènement

2.1 Introduction

La question de la détermination de la pression latérale des terres sur les ouvrages de soutènement est l'un des problèmes les plus classiques dans le domaine de géotechnique. De nombreux travaux théoriques et expérimentaux ont été réalisés dans ce domaine en utilisant plusieurs théories et méthodes de calcul avec des hypothèses différentes.

Les murs poids soutenant des remblais avec surcharges importantes sont très coûteux dans le cas de grande hauteur (plus de 10 mètres). Dans ces conditions, les pressions des terres sur les murs de soutènement sont très élevées. Ainsi, le mode de reprise de la poussée par l'ancrage et les murs de soutènement avec consoles sont utilisés pour réduire la poussée des terres.

Pour l'évaluation des pressions de terre on peut distinguer cinq méthodes : la méthode d'équilibre limite, la méthode des lignes de glissement, la méthode d'analyse limite, les essais expérimentaux et les méthodes numériques. L'étude des pressions des terres agissant sur les murs de soutènement, quel que soit leur type, résulte de l'étude à la rupture du terrain situé derrière le mur. La plupart des méthodes classiques de calcul des pressions des terres ont été développées pour traiter un mur de soutènement vertical sans console. Cependant, le problème des murs de soutènement avec consoles est moins étudié. Ainsi, en raison de la nécessité de soutenir des remblais de grande hauteur, des études récentes sont relancées, sur ce type d'ouvrages de soutènement. Ce chapitre est consacré à la présentation du comportement des murs de soutènement avec consoles et donne une synthèse sur les méthodes de calcul de la pression active des terres avec la présence des consoles.

2.2 Comportement des murs de soutènement élevés

Le mur de soutènement avec consoles est l'un de types d'ouvrages de soutènement spéciaux. L'étude de ce type de mur est commencée à l'université d'Australie-Occidentale dans le cadre d'une conférence sur la géo-mécanique appliquée (AMEC, 1927). Cette étude a permis de classer les murs de soutènement avec consoles parmi les murs flexibles.

De nombreuses années plus tard, des études théoriques ont été réalisées par Jumikis (1964) et Klein (1964), afin de déterminer la répartition de la pression des terres sur les murs de soutènement avec consoles. Jumikis (1964) a choisi d'étudier le cas d'un mur de soutènement avec un contrefort renforcé par deux consoles. Cependant, Klein (1964) a étudié le cas de mur simple avec une seule console. Les solutions proposées, par les deux auteurs, sont trouvées complètement différentes dans la section décrivant la répartition de la pression du sol sur la paroi du mur au-dessous de la console. Tsagareli (1967) a proposé un modèle du mur de soutènement de type (L), renforcé par une plateforme de diminution de pression (*Relieving platform*), comme indiqué sur la figure 2.1. Tsagareli (1967) a démontré les principales performances de la plateforme en donnant le moment de flexion, sous l'effet de la masse du sol au-dessus de la console, dans la direction opposée à celui produit par la pression active latérale du sol retenu. Aussi, il a mentionné que la plateforme, derrière le mur de type cantilever en (L), présente aussi un avantage supplémentaire de réduire les pressions actives latérales agissant sur la paroi du mur.

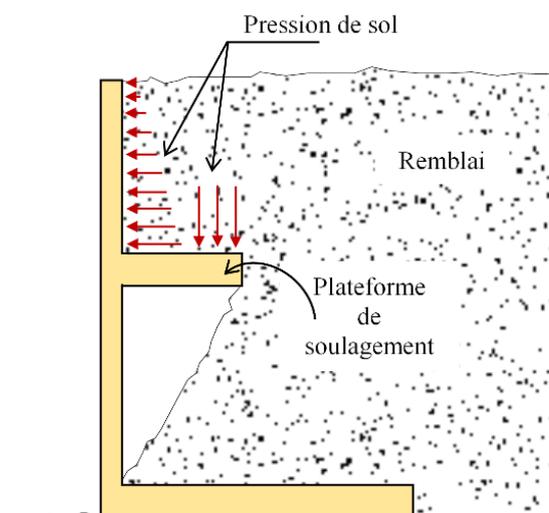


Figure 2.1: Modèle d'un mur de soutènement de type (L) avec une plateforme de diminution de pression (Tsagareli, 1967).

Chaudhuri *et al.* (1973) ont réalisé une étude expérimentale sur un modèle réduit, d'un mur de soutènement avec une seule console, pour étudier la stabilité de mur. Cette étude ne donne pas des indications sur la distribution de la pression de terre derrière le mur. Chaudhuri *et al.* (1973) ont calculé théoriquement la poussée active totale exercée sur la paroi du mur à partir de l'étude d'un coin en utilisant la théorie de Coulomb (1776). D'après les expériences en laboratoire, Chaudhuri *et al.* (1973) ont mentionné que la hauteur du sable, à soutenir par le mur juste avant le renversement préliminaire, est plus élevé dans le cas d'un mur avec une console. Yakovlev (1964-1966, 1974) a étudié expérimentalement l'effet des consoles sur le comportement des murs de soutènement. De 1964 à 1966, Yakovlev a réalisé plusieurs expériences avec une seule console afin d'étudier certains facteurs, tels que :

- La répartition de la pression sur la hauteur du mur en fonction de la position et les dimensions de la console, sous l'effet d'une surcharge répartie de manière variable sur la surface de remblai;
- La distribution de la pression sur la console en fonction de l'intensité et de la position de la surcharge appliquée;
- La nature du changement de la pression sur le mur et la console en présence des mouvements du mur vers l'avant;
- La taille du coin de rupture et la position de la surface de glissement pour les murs avec consoles;
- La pression verticale du remblai derrière le mur.

En 1974, Yakovlev a étudié la distribution de la pression du sol sur un mur de soutènement avec deux consoles. Il a constaté que la surface de glissement se forme dans la zone de remblai au-dessus de la console et commence de l'extrémité de la console. Yakovlev (1974) a observé que le sol situé entre la surface de glissement interne, le mur et la console ne déplace pas lors des mouvements de la paroi. Egalement, il a constaté que la position des surfaces de glissement internes et externes dépend de la largeur et de la profondeur d'encastrement de la console. Yakovlev (1974) a conclu que pour la même profondeur de la console, les dimensions de la zone de glissement augmentent avec l'accroissement de la largeur de la console.

Yakovlev (1974) a trouvé que les diagrammes de distribution de la pression du sol, derrière le mur, sont en bon accord avec les calculs théoriques basés sur la solution de Klein (1964), comme indiqué sur la figure 2.2a, b. Aussi, il a remarqué que la charge appliquée, sur la surface de remblai, provoque une augmentation de la pression latérale sur le mur lorsqu'elle s'approche de lui, où il est évident d'observer le grand impact de ce chargement dans la partie du sol au-dessus de la première console, comme indiqué sur la figure 2.2a, b.

Phatak et Patil (1975) ont donné un concept théorique pour évaluer l'influence des consoles sur la pression des terres en utilisant la théorie de Rankine (1857). Phatak et Patil (1975) ont discuté le travail effectué par Chaudhuri et al. (1973), ce dernier a estimé la force active totale en retranchant le poids du sol au-dessus de la console de celui du coin de rupture. Cependant, le changement du centre de gravité du coin de rupture n'a pas été pris en considération. Phatak et Patil (1975) ont étudié l'effet du déplacement du centre de gravité et ils ont conclu que l'introduction de la console réduit considérablement la poussée active de terre et le bras de levier.

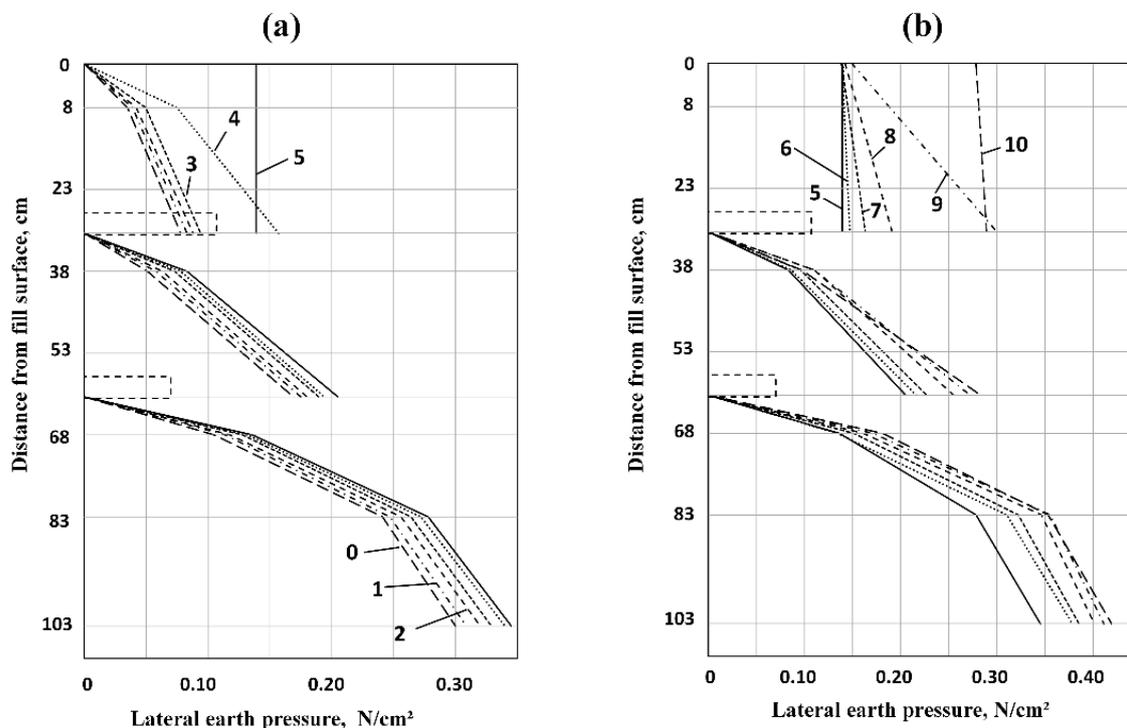


Figure 2.2 : Diagrammes de pression active sur un mur de soutènement avec deux consoles pour différentes surcharges sur la surface de remblai (a) 1-5ème étape de chargement : 3320 N/m², (b) 6-10ème étape de chargement : 9740 N/m². (Yakovlev, 1974).

Bell (1987) a considéré une zone de transition sous la console, comme illustré sur la figure 2.3 ; après cette zone la pression de terre revient à sa distribution triangulaire. Bell (1987) a adopté la définition proposée par Klein (1964), dans le cas d'une console courte, pour déterminer la répartition de la pression active des terres. En 1997, Bowles a introduit un autre concept de répartition de la pression active du sol sur un mur de type cantilever renforcé par deux consoles. Bowles (1997) a supposé que les consoles réagissent comme des éléments à porte-à-faux.

Jang (1998) a supposé que le sol situé directement sous la console ne présente aucune pression active sur le mur jusqu'à une certaine profondeur définie en fonction de l'angle de frottement interne du sol. Récemment, Varghese (2005) a constaté que l'utilisation des plateformes de diminution de pression (*Relieving platforms*) pour les murs de soutènement de grande hauteur, présente une solution économique, comme présenté sur la figure 2.4. Les plateformes horizontales prennent la charge verticale de la terre, en réduisant ainsi les effets de la pression latérale de la terre sur les murs de grande hauteur. Selon le mode de construction, Varghese (2005) a suggéré que les plateformes de diminution de pression droites peuvent être soutenues à l'extrémité par des colonnes ou des pieux, comme illustré à la figure 2.4.

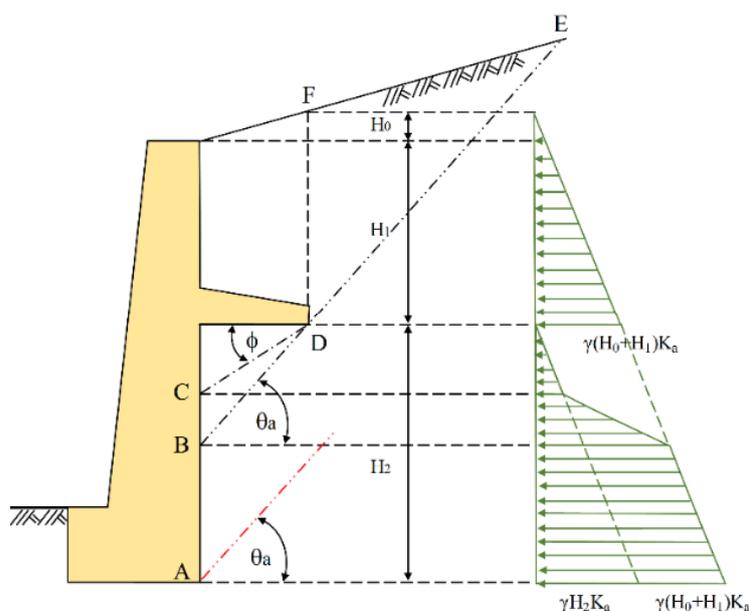


Figure 2.3: Distribution de la pression active des terres sur un mur de soutènement avec une seule console (Bell, 1987).

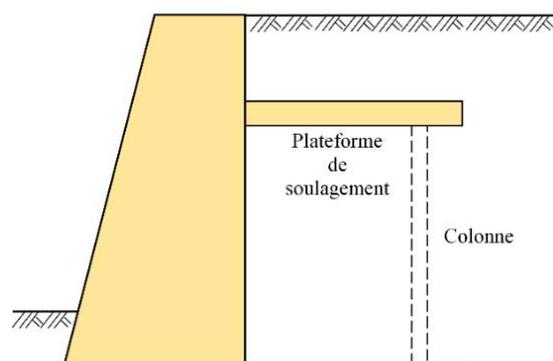


Figure 2.4: Mur de soutènement avec une plateforme de diminution de pression supportée par une colonne (Varghese, 2005).

Phatak et Patil (2005) ont développé une technologie de construction des murs de soutènement, appelée *Graviloft technology*, qui est essentiellement une combinaison idéale entre les concepts de mur gravitaire et de mur de type cantilever en béton armé (T inversé), comme présenté sur la figure 2.5a, ce type de murs est devenu un type particulier de murs de soutènement, ainsi il est possible d'augmenter la stabilité interne et externe des murs de grande hauteur. Selon Phatak et Patil (2005), la conception et la construction de ce type des murs est facile et rapide. La technologie proposée présente de nombreux avantages par rapport aux murs de soutènement traditionnels, tels que l'adaptation du concept sans introduire de nouveaux matériaux. Les statistiques des projets achevés de ce modèle montrent qu'il y a des avantages supplémentaires tels que l'économie d'excavation due à la largeur réduite, l'économie de coffrage due à la section réduite, la facilité de construction, le gain de temps, l'adaptabilité pour toute augmentation possible d'hauteur.

La figure 2.5b montre les performances des murs de soutènement avec consoles pour réaliser des murs de grande hauteur. Ce mur a été réalisé à Pune (Inde) avec une hauteur de 15 mètre. Après la fin du projet, il a été trouvé que ce type d'ouvrages présente les avantages suivants :

- Économie de coûts : 20 à 30% ;
- Gain de place : 45 à 50% ;
- Gain de temps: 45 à 50% ;
- Hauteur aboutie : 15 mètre.

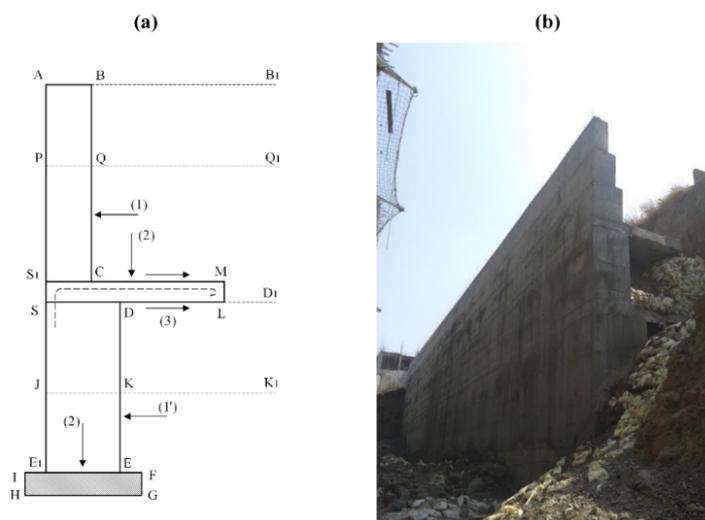


Figure 2.5: (a) Concept et mode de construction du modèle de mur de soutènement de type Gravi-loft (Phatak et Patil, 2005), (b) Mur de type Gravi-loft avec deux consoles [Hauteur: 15m], (SAVI Group, 2012).

Fuchen et Shile (2008) ont présenté un nouveau concept théorique de la répartition des pressions actives du sol sur un mur de soutènement avec une seule console. Fuchen et Shile (2008) ont considéré que la force de pression active, dans la partie au-dessous de la console, est plus grande dans le cas des consoles courtes.

Padhye (2012) a effectué des travaux expérimentaux sur un modèle réduit d'un mur de soutènement de type cantilever renforcé par des consoles, appelé : **IMRW** (*Instrumented Model Retaining Wall*), comme montré sur la figure 2.6b. Les essais sont principalement réalisés pour évaluer les pressions de remblai sur la paroi du mur, ainsi que pour calculer la déformation latérale en haut et au milieu du mur. Il est à noter que Padhye (2012) a appliqué la théorie de Rankine (1857). D'après les résultats obtenus, Padhye (2012) a constaté que la répartition de la pression de terre sur la paroi du mur est similaire à celle définie théoriquement par Jumikis (1964) et Bowles (1997), comme présenté sur la figure 2.6a. Padhye (2012) a mentionné que l'équilibre plastique n'est pas complètement atteint lors des essais. Padhye (2012) a trouvé que le facteur de sécurité, contre le renversement, augmente de 2,5 à 4,8 dans le cas de présence de console, ce qui conduit à une conception économique et sécuritaire. Padhye (2012) a constaté l'augmentation de la largeur de console, diminue aussi le glissement du mur, en particulier lorsque la console est fixée près de la base du mur. Padhye (2012) a conclu que le déplacement au sommet et au milieu du mur augmente en diminuant la largeur de la console dans tous les cas.

Kim *et al.* (2012) ont étudié expérimentalement un modèle de mur de soutènement sans et avec une seule console. Ils ont étendu la largeur de la console jusqu'à la surface de rupture théorique. Kim *et al.* (2012) ont construit leur modèle en considérant l'étape d'excavation avec des angles de pente de 50° et 90°, comme présenté sur la figure 2.7. D'après Kim *et al.* (2012), le choix d'un angle d'excavation de 90° a été fait pour simuler un remblai limité. Cependant, le choix d'une excavation avec l'angle 50° a été fait pour représenter un remblai général.

Les essais ont été effectués après l'installation du mur et le remplissage du réservoir avec un sable standard (Jumunjin) en utilisant un dispositif de pluviation pour la répartition uniforme. Ils ont également simulé numériquement le même modèle étudié par la méthode des éléments finis (FEM) en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb. Kim *et al.* (2012) ont constaté que la distribution des pressions latérales du remblai dans l'état actif, dans les deux types de mur de soutènement est plus proche de la distribution des pressions latérales dans l'état statique, en raison de l'absence du déplacement du mur (Fig. 2.8a, b). Aussi, ils ont conclu que les pressions latérales du sol, mesurées, sont en bon accord avec les solutions analytiques.

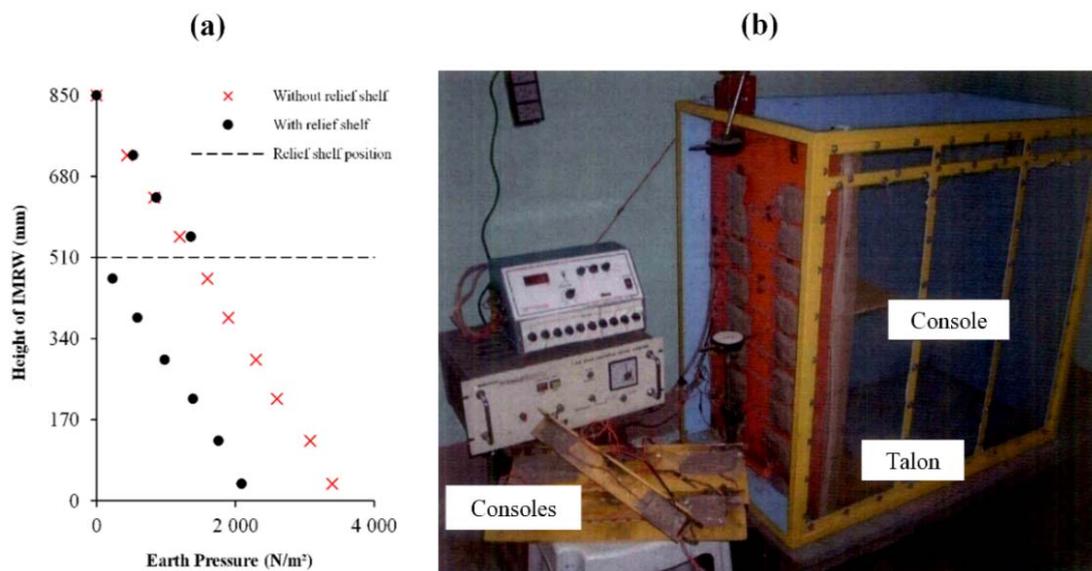


Figure 2.6: Modèle expérimental d'un mur de soutènement de type cantilever avec consoles : (a) Pressions latérales des terres (Cas : $h/H=0,4$; $b=150\text{mm}$), (b) Mise en place du test: Réservoir d'essai sans remplissage (Padhye, 2012)

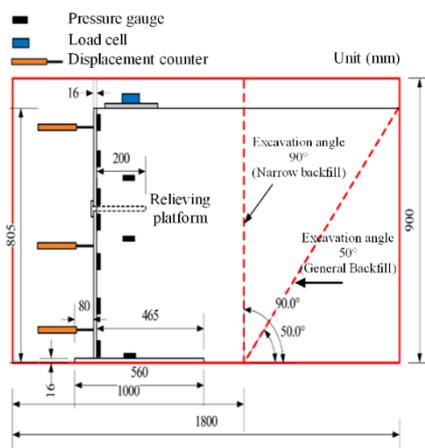


Figure 2.7: Profil schématique du test expérimental d'un mur de soutènement de type cantilever avec une console ($h/H=0,4$; $b=200\text{mm}$) (Kim *et al.*, 2012 ; Yoo *et al.* 2012).

Des travaux supplémentaires ont été menés par Yoo *et al.* (2012) sur le même modèle expérimental de Kim *et al.* (2012), en conservant les mêmes données et les mêmes conditions de remblayage. Le but de cette étude est de mesurer les pressions du sol et le déplacement de la paroi pour les deux types de mur de soutènement, sans et avec une console, lors d'un essai de chargement sur la surface de remblai. Yoo *et al.* (2012) ont observé que l'augmentation de la pression horizontale ($\Delta\sigma_h$), dans le cas d'un mur de soutènement sans console (SC90 et SC50), est plus importante au milieu de la paroi à cause de l'augmentation supplémentaire de la charge, comme indiqué sur la figure 2.9a, b. Cependant, ils ont remarqué que l'augmentation de la pression horizontale ($\Delta\sigma_h$), dans le cas d'un mur de soutènement avec une console (SR90 et SR50), se présente au-dessus de la console, comme indiqué sur la figure 2.9a, b.

Farouk (2014, 2015) a également traité ce type de murs de soutènement en utilisant le code Plaxis par éléments finis pour étudier l'efficacité de la rigidité de la console et sa position sur la distribution des pressions actives de terre, le déplacement supérieur du mur et le moment de flexion maximal. Farouk (2014, 2015) a adapté un modèle numérique de recherche d'un mur de soutènement de type cantilever avec deux consoles. Il a choisi le modèle HSM (*Hardening soil model*) pour modéliser le comportement du sol. Farouk (2015) a constaté que ce type de structure pourrait devenir un outil efficace dans le cas d'une construction située à la proximité du mur. Il a estimé que l'utilisation d'une seule console entraîne une diminution du moment de flexion d'environ 30% de sa valeur dans le cas sans console.

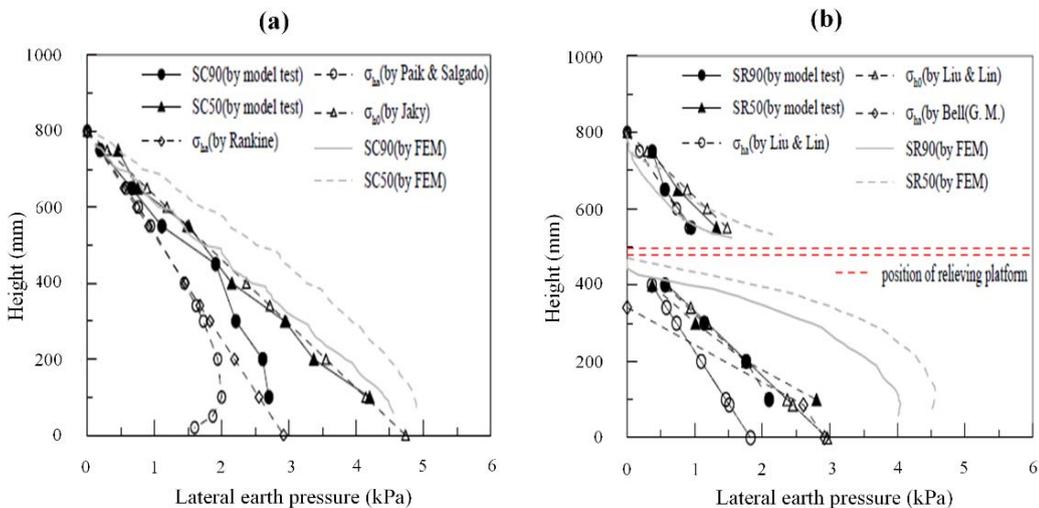


Figure 2.8: Comparaison des pressions latérales de terre agissant sur un mur de soutènement de type cantilever : (a) Sans console, (b) Avec une console (Kim et al., 2012).

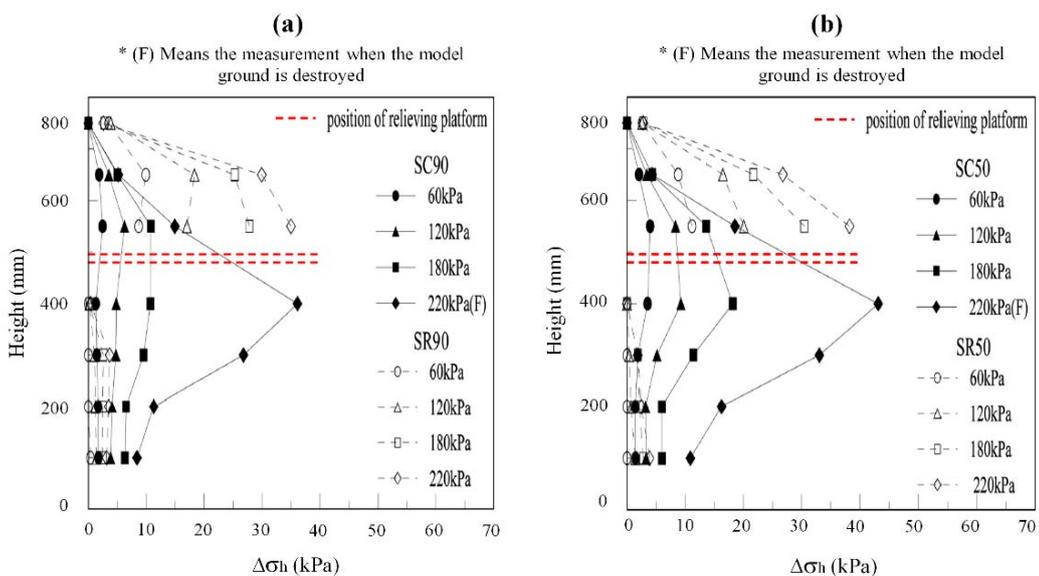


Figure 2.9: Variation de la pression horizontale du sol en fonction de la charge appliquée : (a) Angle d'excavation 90°, (b) Angle d'excavation 50° (Yoo et al., 2012).

Shehata (2016) a proposé des modifications sur la méthode de Klein (1964), où il a supposé que la meilleure solution est obtenue lorsque la largeur (b) de la console unique atteint le plan de rupture. Cette console est considérée comme un élément fixé dans le mur et articulé de l'autre côté, comme présenté sur la figure 2.10b. En conséquence, le moment de flexion maximal devient égal à la somme du moment positif produit de la pression active du sol et du moment négatif M_{E-A} . Aussi, il a recommandé de déterminer le moment de flexion maximal, dans le cas où la console unique ne dépasse pas la surface de rupture. Dans

le cas de plusieurs consoles, le moment de flexion maximal doit être déterminé uniquement par l'effet de la pression active du sol pour n'importe quelle largeur de la console. [Shehata \(2016\)](#) a supposé que le moment M_{E-L} de la console doit être appliqué pour vérifier la stabilité de la rigidité de connexion entre le mur et la console. Il a conclu qu'avec cette modification, la méthode de [Klein \(1964\)](#) donne des résultats en bon accord avec ceux obtenus par la simulation numérique en élément finis.

[Chauhan et al. \(2016\)](#) ont étudié la cause probable de rupture d'un mur de soutènement réel de type cantilever construit à Hyderabad (Inde) avec cinq consoles, comme illustré sur la figure 2.11a. Ils ont également simulé ce modèle en utilisant le code de $FLAC^{3D}$ en différences finies. [Chauhan et al. \(2016\)](#) ont trouvé des contraintes importantes, de traction et de compression, sur les faces de la paroi du mur juste sous l'une des cinq consoles, comme indiqué sur la figure 2.11b. Ils ont conclu que le mur de soutènement est devenu faible en raison de ces pressions.

[Chauhan et Dasaka \(2018\)](#) ont étudié un mur de soutènement avec trois consoles, en utilisant le code numérique $FLAC^{3D}$. Ils ont constaté que le tassement de la surface du remblai et la pression de contact sous la base du mur de soutènement diminuent avec la présence des consoles. [Chauhan et Dasaka \(2018\)](#) ont proposé une analyse de forces statiques, en se basant sur le concept de [Bowles \(1997\)](#). Ils ont suggéré d'augmenter la largeur des consoles de manière séquentielle, du haut vers le bas du mur, pour obtenir une forte réduction de la pression active du sol sur le mur de soutènement.

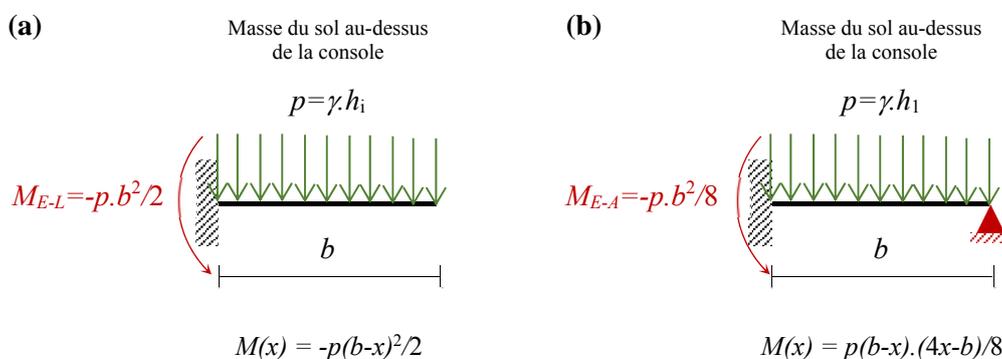


Figure 2.10: Schéma démonstratif de l'état de console : (a) Cas général, (b) Ajout d'une articulation à l'extrémité d'une console unique

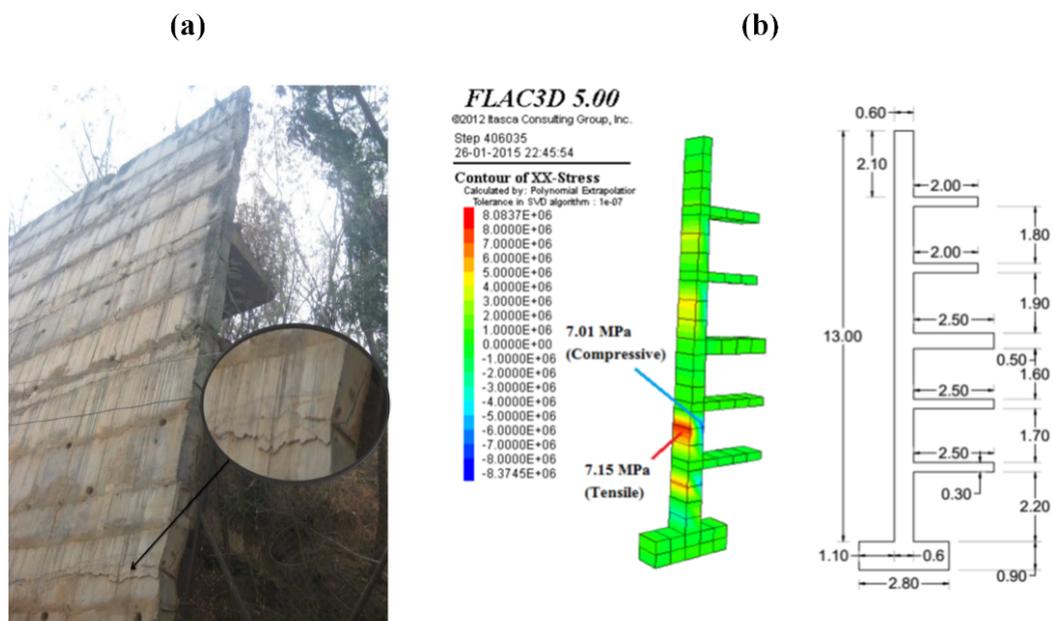


Figure 2.11: Etude d'un mur de soutènement de type cantilever avec cinq consoles : (a) Etat réel de rupture, (b) Modèle numérique de FLAC^{3D} (Chauhan *et al.*, 2016)

2.3 Méthodes de calcul des pressions de terre dans le cas de présence des consoles sur un mur de soutènement

2.3.1 Solution de Jumikis (1964)

Jumikis (1964) a mentionné que la stabilité de l'ensemble des murs de soutènement peut être considérablement augmentée par l'ajout d'une ou plusieurs consoles sur la section transversale du mur. Jumikis (1964) a prolongé les consoles jusqu'au point d'intersection avec les lignes fictives parallèles à la surface de rupture théorique, comme illustré sur la figure 2.12. Il a noté que lorsque la largeur de la console (L_i) est supérieure à $H_i \cdot \cot \rho$, le plan de rupture ne se développe pas à cause de la présence de console. Jumikis (1964) a constaté que l'addition des consoles diminue la pression active des terres sur le mur. Egalement, Jumikis (1964) a illustré théoriquement la méthode d'analyse de la stabilité d'un mur avec un contrefort renforcé par deux consoles, comme présenté sur la figure 2.12. Selon Jumikis (1964), le diagramme de distribution de la pression des terres sous les consoles commence de zéro ; ainsi comme il existe une surface libre au niveau de chaque console, comme présenté sur la figure 2.12.

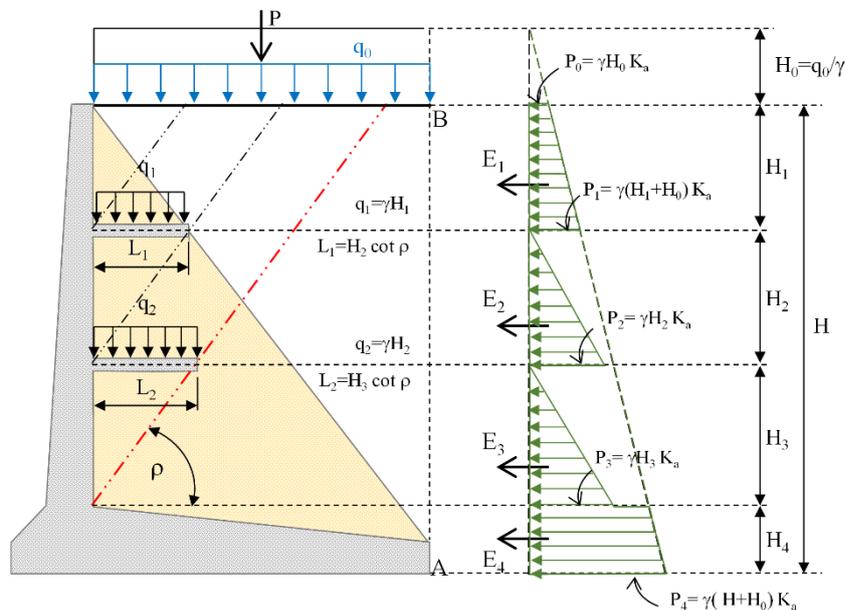


Figure 2.12: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec un contrefort renforcé par deux consoles (Jumikis, 1964).

La pression des terres est supposée augmenter linéairement en fonction de la distance située entre les consoles disposées successivement. Aussi, Jumikis (1964) a supposé que la pression des terres à la base du mur doit être déterminée en fonction de la hauteur totale du mur. Ainsi, cette méthode assume que les consoles sont principalement soumises à la charge verticale due au poids du sol situé au-dessus de chaque console (Fig. 2.12).

2.3.2 Solution de Klein (1964)

Klein (1964) a présenté l'effet de la largeur des consoles sur la répartition de la pression des terres, derrière un mur de soutènement avec une seule console, en se basant sur le concept de Coulomb (1776) comme illustré sur la figure 2.13. Klein (1964) a défini le diagramme de pression active des terres dans la partie inférieure de la console en fonction de deux facteurs (θ et φ). Des lignes de transition inclinées sont déterminées à partir de deux points définis par les paramètres θ et φ , entre la fin de la console et la face interne du mur. Klein (1964) a adopté la même hypothèse de Jumikis (1964), en supposant les pressions actives des terres nulles juste au-dessous de la console. Aussi, il a supposé que la pression active des terres à la base de la paroi du mur est définie par la hauteur totale du mur, comme présenté sur la figure 2.13.

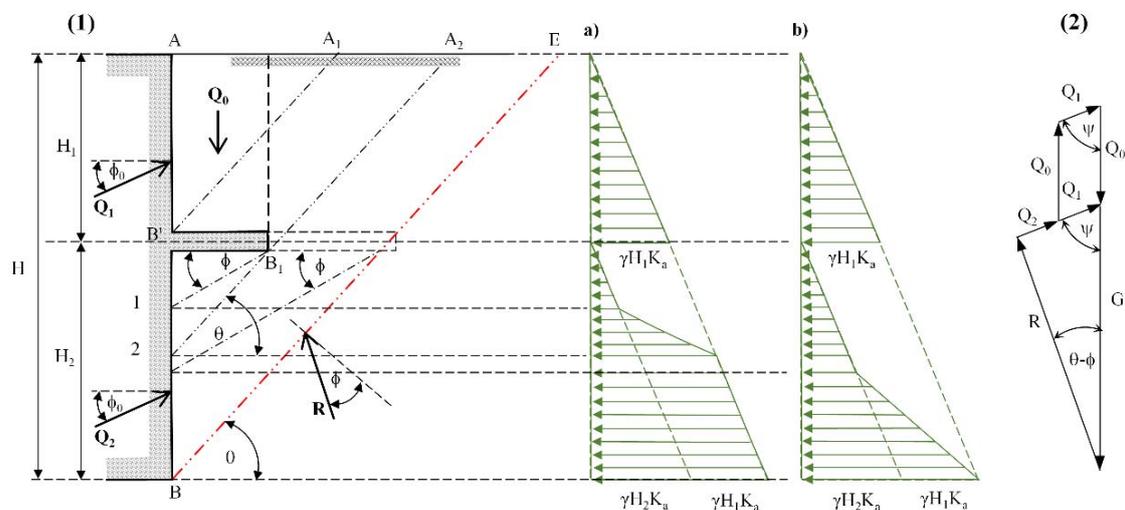


Figure 2.13: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec une console:
 (a) Console courte, (b) Console longue (Klein, 1964).

Klein (1964) a constaté que la largeur de console doit être étendue jusqu'à la surface de rupture pour obtenir la bonne efficacité de la console. Aussi, cette méthode suppose que la console est principalement soumise à la charge verticale due au poids du sol situé au-dessus de chaque console.

2.3.3 Solution de Bowles (1997)

Bowles (1997) a étudié un mur de soutènement avec deux consoles. Il a proposé ce type d'ouvrages de soutènement comme une solution possible pour les murs de grande hauteur (Fig. 2.14). Bowles (1997) a supposé que les consoles fonctionnent comme des poutres en porte-à-faux sous l'effet des charges verticales due au poids du sol situé au-dessus de chaque console. Bowles (1997) a étendu la largeur des consoles aux plans fictifs parallèles à la surface de rupture théorique. Bowles (1997) a utilisé le même concept de Jumikis (1964) pour définir la pression des terres appliquée sur le mur de soutènement avec deux consoles, comme présenté sur la figure 2.14.

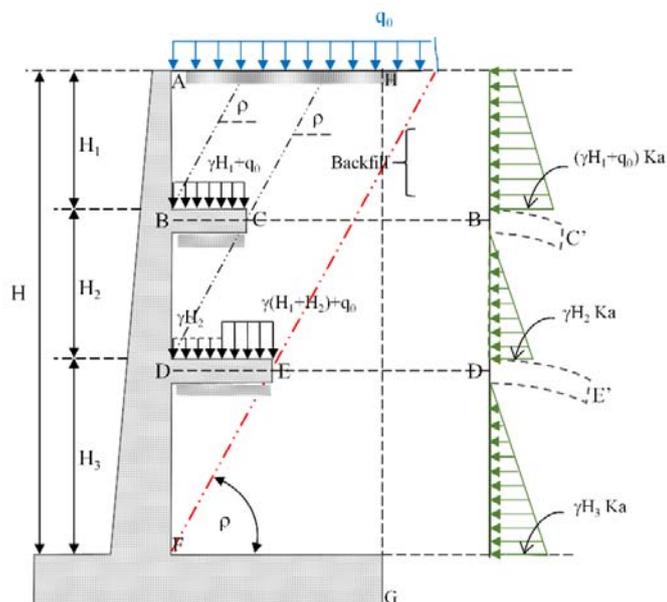


Figure 2.14: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec deux consoles, d'après Bowles (1997).

2.3.4 Solution de Jang (1998)

Jang (1998) a présenté une solution pour étudier la pression du sol derrière un mur de soutènement renforcé par une console, comme présenté sur la figure 2.15. Jang (1998) recommande de ne pas prolonger la console jusqu'à la surface de rupture théorique (cas : console courte). Jang (1998) a défini la variation de la pression active des terres sous la console, en fonction des lignes de transition déterminées par la méthode de Klein (1964), (Fig. 2.13 et 2.15).

Dans cette méthode la distribution de la pression des terres au-dessous de la surface libre varie d'une manière linéaire, en fonction de l'emplacement de la première console, comme il a été adopté dans toutes les solutions proposées. Cependant, dans la partie au-dessous de la console, Jang (1998) a supposé que la variation de la pression active des terres doit être commencée à partir d'une profondeur égale $L \cdot \tan \phi$, comme présenté sur la figure 2.15. Selon le concept de Jang (1998), la distribution de la pression active des terres est généralement définie en fonction de la hauteur du sol de la surface libre jusqu'à la base du mur.

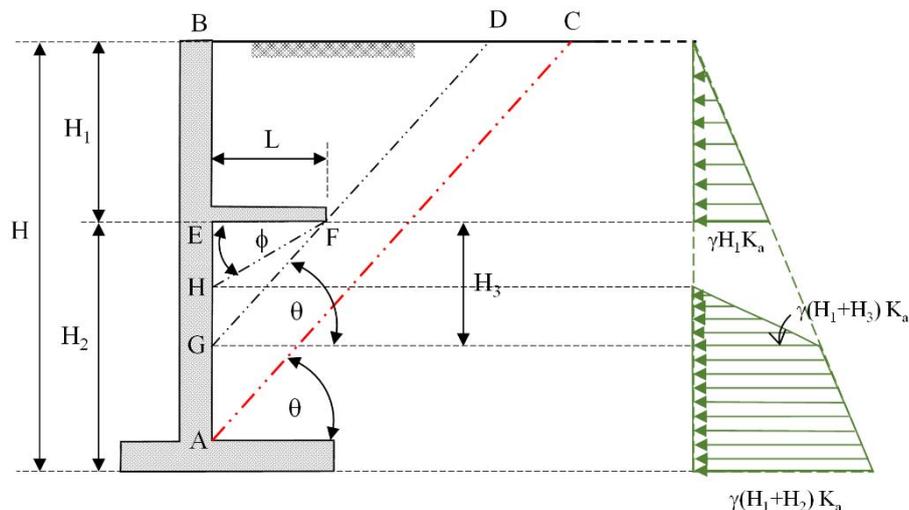


Figure 2.15: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec une seule console, d'après Jang (1998).

2.3.5 Solution de Fuchen et Shile (2008)

Fuchen et Shile (2008) ont étudié l'effet de la largeur de console sur la répartition de la pression des terres sur le mur de soutènement, comme illustré sur la figure 2.16. Deux cas sont présentés: Le premier cas correspond à une console longue prolongée jusqu'à la surface de rupture théorique, où la distribution de la pression active des terres est semblable à celle donnée par Jumikis (1964) et Bowles (1997), comme indiqué sur la figure 2.16b. Cependant, pour le second cas, la console est présentée par une faible largeur $L < H_2 \cdot \cot \alpha$. Fuchen et Shile (2008) ont supposé une ligne de rupture supplémentaire (C-C'), parallèle à la surface de rupture globale, pour laquelle ils ont défini la distribution de la pression active sous la console.

Fuchen et Shile (2008) ont supposé que la pression des terres au niveau de la console est considérée nulle. La variation de la pression des terres sous la console est premièrement définie en fonction de la profondeur ($0 \leq z \leq L \cdot \tan \alpha$). Au point (C), la pression active des terres augmente d'une manière significative. À la base du mur, Fuchen et Shile (2008) ont supposé que la pression active des terres est définie en fonction de la hauteur totale du mur, comme présenté sur la figure 2.16a.

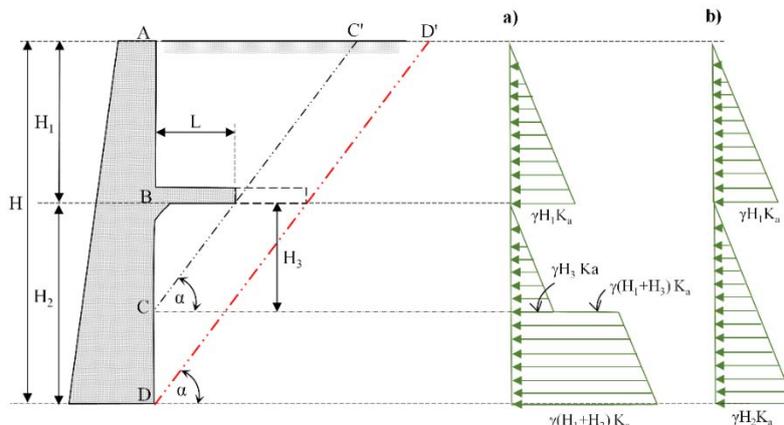


Figure 2.16: Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement avec une seule console: (a) console courte et (b) console longue, d’après Fuchen et Shile (2008).

Récemment, Chauhan et Dasaka (2021) ont proposé une approche analytique pour étudier le comportement des murs de soutènement avec consoles. Cette analyse est basée sur le concept de Bowles (1997). Les études antérieures ont été consacrées à l’étude de l’effet de la position et de la largeur des consoles sur la répartition des pressions du sol agissant sur les murs. Cette étude s’intéresse à l’analyse statique d’un mur de soutènement avec trois consoles. Chauhan et Dasaka (2021) ont utilisé les principes de la mécanique et de la théorie de flexion, pour déterminer la distribution de la force de cisaillement, du moment de flexion, et de la flèche de la paroi le long de la hauteur du mur, comme illustré sur la figure 2.17.

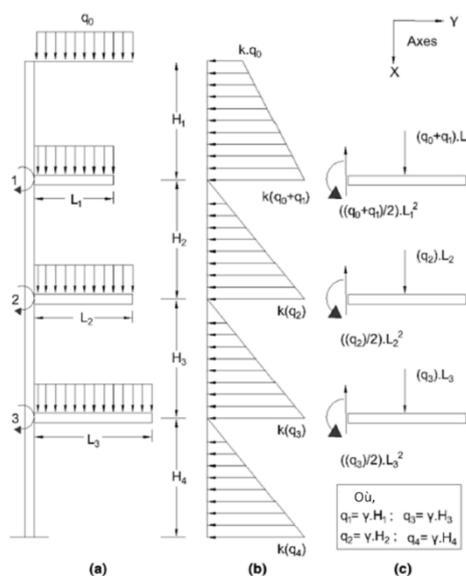


Figure 2.17: (a) Mur de soutènement avec trois consoles supportant des charges du remblai, (b) Diagramme de pressions latérales sur le mur, (c) Schéma de forces appliquées au consoles (Chauhan et Dasaka, 2021).

L'approche de [Chauhan et Dasaka \(2021\)](#) repose sur les hypothèses suivantes :

- Le joint console-paroi du mur est rigide et même après le mouvement du mur; l'angle entre la console et le mur reste de 90° ;
- La pression latérale des terres entre deux consoles successives est supposée être triangulaire de sorte qu'elle commence avec une pression nulle juste en dessous de la console ;
- L'effet de la force axiale sur la flexion a été ignoré ;
- La base du mur est fixée et l'interface remblai-mur est lisse ;
- Le poids du remblai au-dessus de la console est supporté par la console elle-même.

Les réactions internes engendrées, dans chaque section d'élément au-dessus du joint de console, sont définies par l'hypothèse du corps libre, comme il est présenté sur la figure 2.18. [Chauhan et Dasaka \(2021\)](#) ont conclu que l'utilisation de consoles offre une grande économie. En outre, ils ont conclu que le moment de flexion, à n'importe quelle section du mur avec consoles, est régi par la position ainsi que la largeur des consoles, bien que la force de cisaillement ne dépende que de l'emplacement des consoles le long de la hauteur du mur.

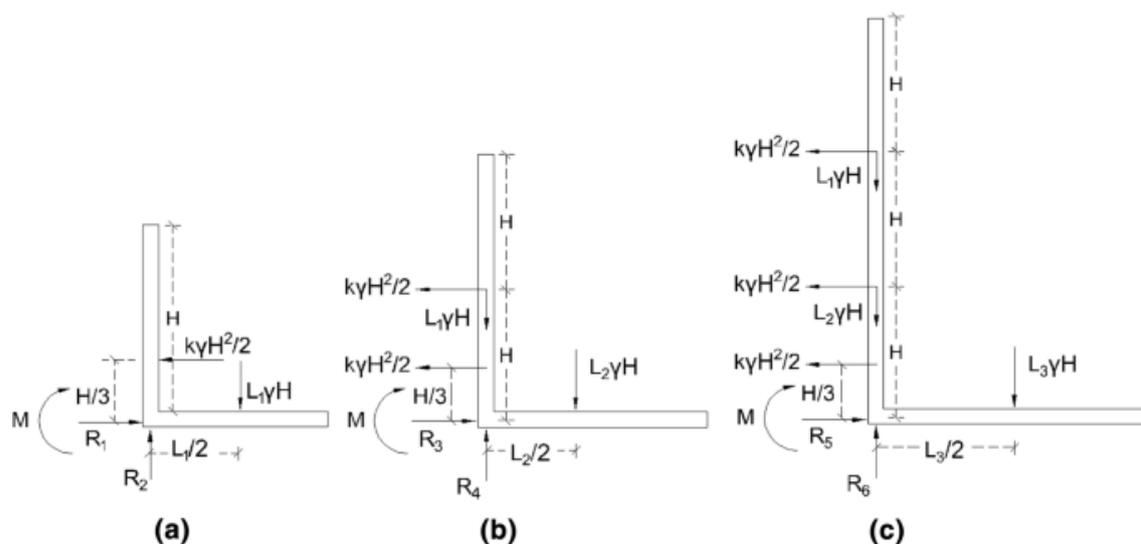


Figure 2.18: Schéma du corps libre du mur: (a) au-dessus du joint 1, (b) au-dessus du joint 2, (c) au-dessus du joint 3 ([Chauhan et Dasaka, 2021](#)).

[Chauhan \(2021\)](#) a examiné la stabilité d'un mur de soutènement avec trois consoles sous l'effet d'une surcharge uniformément distribuée sur toute la surface du sol retenu par le mur de soutènement. [Chauhan \(2021\)](#) a choisi le code Optum-G2 basé sur la méthode d'analyse limite par la méthode des éléments finis. Les consoles sont choisies identiques d'une largeur $B=3\text{m}$ avec un espacement régulier entre elles égale à $1,6\text{ m}$. Le modèle numérique, représentant le système de soutènement, est adopté en fonction des recommandations de dimensionnement reconnues dans la littérature (Fig. 2.19).

[Chauhan \(2021\)](#) a également examiné les modes de rupture potentiels, du mur avec et sans consoles, sous l'influence de divers paramètres régissant les consoles. Ainsi, il a supposé que l'extension de la surcharge statique appliquée sur la surface du remblai commence à partir du mur jusqu'à la fin du remblai. Il est à noter que la surcharge est augmentée d'une façon incrémentale jusqu'à la rupture. [Chauhan \(2021\)](#) a constaté que le mur avec une seule console peut supporter près de cinq fois de surcharge, distribuée uniformément sur toute la surface du remblai, par rapport au cas d'un mur sans console. Pour augmenter la stabilité globale du mur, soumis à une surcharge statique sur toute la surface de remblai, [Chauhan \(2021\)](#) a recommandé de placer la console près de la surface de remblai. Le rapport $z/H=0,3$ est la position optimale pour la disposition d'une console.

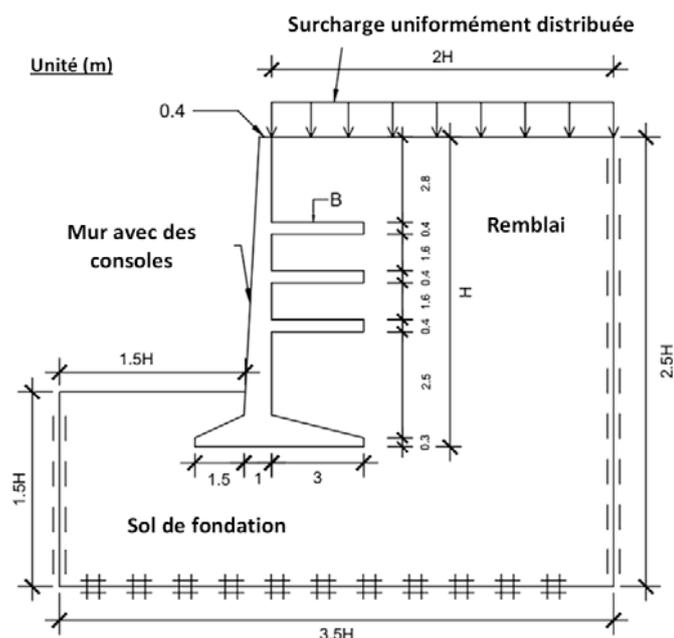


Figure 2.19: Détails des dimensions du mur et des conditions aux limites du modèle numérique ([Chauhan, 2021](#))

2.4 Conclusion

En se basant sur les concepts théoriques présentés dans ce chapitre, il est possible de déterminer la pression active de terre sur les murs de soutènement avec la présence des consoles en considérant des hypothèses différentes. La différence est principalement évidente dans la définition de la pression active de terre appliquée sur le mur de soutènement, dans la partie inférieure des consoles.

Cette recherche bibliographique a permis de constater que peu d'études ont été effectuées sur ce type de murs de soutènement. La solution de [Klein \(1964\)](#) est généralement en bon accord avec les résultats des essais expérimentaux et les modèles numériques, en comparaison avec le reste des solutions proposées.

Il est à noter que toutes les solutions proposées et les résultats obtenus à partir d'essais expérimentaux ou numériques réfutent l'hypothèse de [Tsagareli \(1967\)](#) qui suppose qu'il n'y a pas de pression active du sol sur le mur dans la partie sous la console, en raison d'un vide triangulaire entre la console et le remblai.

D'après les résultats expérimentaux de [Yoo et al. \(2012\)](#) et [Yakovlev \(1974\)](#), l'effet de la charge appliquée sur la surface de remblai est plus important dans la partie au-dessus de la première console, alors que son effet diminue avec la profondeur. Il est à noter qu'aucune recherche n'a été publiée sur des modèles numériques pour examiner l'effet du chargement sur la surface de remblai dans le cas des murs de soutènement avec des consoles, à l'exception d'une recherche publiée récemment par [Chauhan \(2021\)](#), en traitant le cas simple d'une surcharge uniformément distribuée sur toute la surface du remblai.

Une nouvelle technologie a été adaptée en réalisant des murs de soutènement spécifiques avec des consoles de type *Graviloft*. Ce type de murs de soutènement peut atteindre 15 mètres de hauteur avec une grande stabilité interne est externe et un coût de réalisation raisonnable, ce qui est pratiquement considéré comme une solution appropriée par rapport au reste des ouvrages de soutènement.

CHAPITRE.3

Etude numérique des pressions actives des terres agissant sur un mur de soutènement avec une seule console

CHAPITRE 3 Etude numérique des pressions actives des terres agissant sur un mur de soutènement avec une seule console

3.1 Introduction

Les murs de soutènement sont généralement conçus pour maintenir l'équilibre du sol. La répartition de la pression des terres est considérée comme la clé principale qui contrôle la conception et les dimensions de ce type de structures. La construction des murs de soutènement à grande hauteur, avec consoles peut réduire considérablement la pression latérale du sol et augmenter la stabilité globale du mur de soutènement.

Ce type d'ouvrages de soutènement a fait l'objet de quelques études numériques et expérimentales, pour comprendre son comportement et de présenter des règles générales de conception. Parce qu'il existe plusieurs facteurs variables affectant l'interaction sol-structure, le besoin de réaliser des études approfondies est nécessaire pour examiner la distribution des pressions actives sur ce type de mur de soutènement [Djireb et al. \(2020\)](#). Par conséquent, ce chapitre consiste à étudier numériquement l'influence de certains facteurs influençant sur la distribution des pressions actives des terres, les taux de réduction R . Aussi, cette étude numérique vise à montrer quelles sont les solutions analytiques qui donnent des résultats en bon accord avec la présente étude.

3.2 Présentation du problème

Dans la littérature, diverses solutions analytiques ont été proposées pour décrire la distribution de la pression active des terres derrière le mur de soutènement avec consoles. En se basant sur la méthode de [Coulomb \(1776\)](#), les solutions proposées supposent que la partie du mur, au-dessus de la console est soumise à une répartition linéaire de la pression active des terres qui ne change pas avec l'augmentation de la largeur de la console b , prolongée à l'intérieur du remblai. Cependant, cette distribution a une définition différente, dans la partie située au-dessous de la console, pour chaque solution proposée ([Klein, 1964](#); [Jang, 1998](#) ; [Fuchen et Shile, 2008](#)).

Le problème des pressions des terres dans le cas des ouvrages de soutènement avec consoles n'est pas bien défini et les solutions analytiques existantes ne peuvent pas donner toutes les informations sur la distribution des pressions actives et les mécanismes de rupture. Klein (1964) a présenté la répartition de la pression active des terres, derrière un mur avec une seule console, en considérant deux cas (Fig. 2.13). Il est remarqué que la valeur de la pression des terres est plus décroissante lorsque la largeur b augmente jusqu'à la surface de rupture théorique. La réduction de la pression active des terres peut être estimée par l'expression suivante :

$$\Delta P_a = P_a - (P_{a1} + P_{a2}) \quad (3.1)$$

Où:

P_a : est la poussée de la pression active des terres pour un mur de soutènement sans console.
 P_{a1} et P_{a2} : sont les forces actives de la pression des terres au-dessus et au-dessous de la console, respectivement.

Les études antérieures ont été effectuées pour l'évaluation des pressions des terres lorsque la console est située dans la zone active. La présente étude numérique comprend deux cas pour évaluer le taux de réduction, $R = \Delta P_a / P_a$, de la pression active du sol derrière le mur, en fonction de la largeur et de la position de la console. Le premier cas considère la console comme un élément rigide, parfaitement reliée à la paroi du mur et fixée dans la direction verticale y , en considérant différentes valeurs de l'angle de frottement de l'interface ($\delta=0$, et $\varphi/2$). Le deuxième cas traite le même problème, où la console est supposée libre dans le sens vertical. Dans tous les cas, les pressions actives des terres sont estimées pour un sol avec une règle d'écoulement associée et non associée et une console prolongée dans la zone résistante du remblai. De plus, pour définir la relation entre les forces actives P_{a1} et P_{a2} avec la poussée globale P_a , deux rapports sont considérés $r_1 = P_{a1} / P_a$ et $r_2 = P_{a2} / P_a$.

Le problème examiné dans la présente étude considère une seule console reliée rigidement à un mur ayant une hauteur $H=8,2$ m, comme présenté sur la figure 3.1. La largeur de la console b est variée de $0,024H$ à $0,488H$ avec un incrément de $0,2$ m. Pour suivre la distribution de la pression active des terres le long de la hauteur du mur, deux rapports sont utilisés : $\lambda^2 = b/H$ et $\lambda = h_1/H$, où $\lambda = 0,25, 0,375, 0,5, 0,625$ et $0,75$.

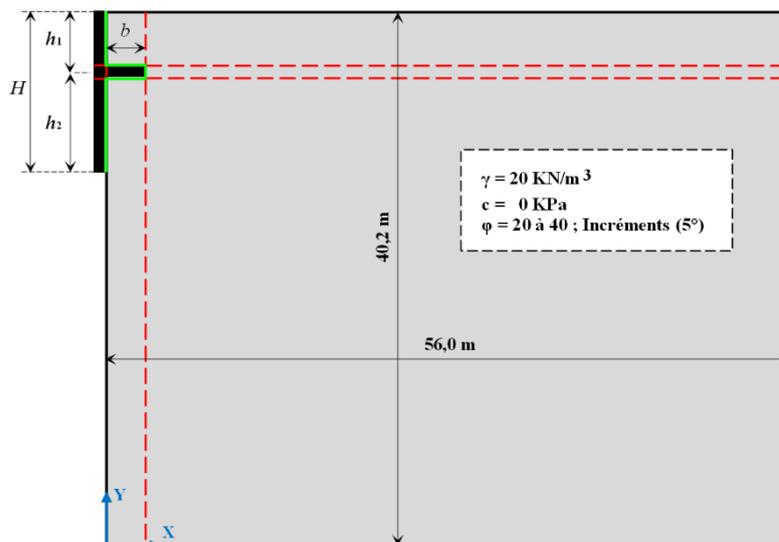


Figure 3.1: Géométrie du modèle étudié.

3.3 Présentation du code de modélisation numérique FLAC

Le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) en différences finies explicites, est adopté dans la présente étude numérique pour modéliser le comportement des ouvrages de soutènement avec une seule console. Ce code a été développé par la société américaine Itasca Consulting Group, pour simuler le comportement des sols, roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Un des avantages de FLAC est le macro-langage FISH, qui permet d'introduire de nouvelles variables, procédures et sorties graphiques.

Dans le code FLAC, les matériaux sont représentés par des éléments (zones) avec la méthode des différences finies. La méthode (**explicite**) des différences finies est très proche de la méthode des éléments finis, cette méthode est une technique numérique qui résout des séries d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Lorsque les conditions aux limites ou les forces externes sont appliquées, le comportement suit une loi de contrainte-déformation linéaire ou non linéaire. FLAC possède une bibliothèque des éléments structuraux intégrés qui peuvent être utilisés comme des renforcements ou des supports structuraux. Dans ce qui suit, on présente quelques notions sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb et l'élément de l'interface, présentée dans le manuel du code [FLAC \(2005\)](#).

3.3.1 Modèles de comportement utilisés

FLAC intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux. Le modèle élastique est connu comme le modèle le plus simple, parmi plusieurs modèles qui représentent le comportement des matériaux. Il se distingue par une relation linéaire et réversible entre les contraintes et les déformations principales définie par la loi de Hooke. En général, il est rare de trouver des sols qui se comportent comme un matériau élastique. Ainsi, au-delà d'une certaine valeur limite de contrainte, toute déformation supplémentaire est alors irréversible. Cette étape représente l'état plastique permanent de la déformation, caractérisé par deux notions fondamentales représentées par un critère de plasticité (surface de charge), qui est la limite entre le domaine élastique et le domaine plastique, plus une règle d'écoulement plastique, qui contrôle la manière dans laquelle évoluent les déformations plastiques.

Dans FLAC, les contraintes et les directions principales sont évaluées à partir des composantes du tenseur des contraintes, de telle sorte que les contraintes de compression sont attribuées avec des valeurs négatives et les contraintes de traction sont supposées positives. La contrainte hors plan σ_{zz} est reconnue comme l'une de ces trois composantes. Les contraintes principales sont ordonnées, selon FLAC, comme suit (Fig. 3.2):

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \quad (3.2)$$

Dans le modèle élastoplastique avec un critère de Mohr-Coulomb, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$\Delta e_i = \Delta e_i^e + \Delta e_i^p \quad , i = 1,3 \quad (3.3)$$

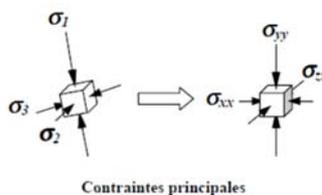


Figure 3.2: Présentation des contraintes principales.

Les composants plastiques ne sont non-nuls que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'expression incrémentale de la loi de Hooke en termes de contrainte et de déformation principale a la forme suivante :

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1\Delta e_1^e + \alpha_2(\Delta e_2^e + \Delta e_3^e) \quad (3.4)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1\Delta e_2^e + \alpha_2(\Delta e_1^e + \Delta e_3^e) \quad (3.5)$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1\Delta e_3^e + \alpha_2(\Delta e_1^e + \Delta e_2^e) \quad (3.6)$$

Où,

$$\alpha_1 = K + \frac{4G}{3} \quad , \quad \alpha_2 = K - \frac{2G}{3} \quad (3.7)$$

K et G : sont respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau.

La figure 3.3 présente le critère de rupture de Mohr-Coulomb dans le plan (σ_1, σ_3) , la surface de charge du matériau est définie, du point A au point B, par une fonction scalaire f^s de la contrainte σ_i , avec l'équation (3.8), qui inclut les propriétés de résistance au cisaillement du matériau (angle de frottement interne φ et cohésion c du sol).

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} = 0 \quad (3.8)$$

Avec,
$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.9)$$

- $f^s < 0$ représente le domaine élastique,
- $f^s = 0$ représente la frontière du domaine élastique,
- $f^s > 0$ représente l'extérieur du domaine élastique.

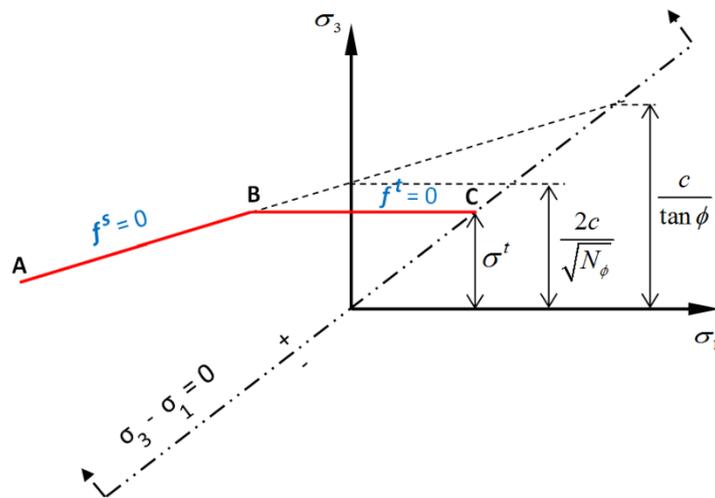


Figure 3.3: Critère de rupture de Mohr-Coulomb (FLAC, 2005).

Lorsque l'état des contraintes atteint la surface de charge, $f^s = 0$, la surface n'évolue pas et un modèle élastoplastique parfait est défini entre le point B au point C, comme illustré dans la figure 3.3. Du point B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau exprimée par l'équation (3.10) et (3.11).

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 = 0 \quad (3.10)$$

$$\sigma^t : \text{Résistance à la traction.} \quad \sigma^t \leq \left(\sigma_{\max}^t = \frac{c}{\tan \varphi} \right) \quad (3.11)$$

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. La règle d'écoulement plastique permet d'exprimer l'incrément de déformation plastique Δe_i^p en fonction de la contrainte σ_i et $d\sigma_i$. La déformation élastoplastique est déterminée à partir de la règle de normalité, selon laquelle le taux de déformation plastique est normal à la surface de charge. Selon FLAC elle s'exprime sous la forme :

$$\bullet \text{ Cas d'une rupture en cisaillement : } \Delta e_i^p = \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_i} \quad i = 1, 3 \quad (3.12)$$

$$\bullet \text{ Cas d'une rupture en traction : } \Delta e_i^p = \lambda^t \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_i} \quad i = 1, 3 \quad (3.13)$$

g^s est appelée potentiel plastique et correspond à une règle d'écoulement non associée :

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (3.14)$$

$$g^t = -\sigma_3 \quad (3.15)$$

$$\text{Avec,} \quad N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (3.16)$$

Où, ψ : est l'angle de dilatance du sol.

Dans la présente étude, le modèle élastique est utilisé pour représenter le comportement du mur de soutènement. Ce modèle constitutif est caractérisé par les propriétés d'entrée suivantes :

- *density* : Densité du matériau (γ),
- *bulk* : Module volumique (K),
- *shear* : Module de cisaillement du matériau (G).

Le critère de Mohr-Coulomb est adopté pour le matériau de remblai, dans ce cas, il est nécessaire de définir les propriétés d'entrée suivantes :

- *density* : Densité du matériau(γ),
- *bulk* : Module de volume du matériau(K),
- *shear* : Module de cisaillement du matériau (G),
- *cohesion* : Cohésion du matériau(c),
- *friction* : Angle de frottement interne du matériau(φ),
- *dilation* : Angle de dilatance du matériau(ψ),
- *tension* : Contrainte limite de traction (σ^t).

3.3.2 Elément d'interface dans FLAC

FLAC permet de modéliser des interfaces entre les différents matériaux pour la simulation des discontinuités particulières, en représentant des plans distincts le long desquels des déformations par une séparation et/ou un glissement peuvent se produire. Une interface est principalement définie par ses propriétés géométriques et mécaniques. Dans le code FLAC, le comportement non-linéaire est déterminé par le critère de résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb. En général, les étapes de la construction d'une interface sont illustrées sur la figure 3.4.

La première étape consiste à identifier le chemin de l'interface, ensuite la création d'une région des zones nulles, cette dernière doit être en parallèle avec l'interface. La troisième étape comporte le rapprochement des deux faces de l'interface, par une translation des deux côtés. Enfin, l'homogénéisation des mailles limitant l'interface, pour borner l'apparition de singularités géométriques dans le maillage.

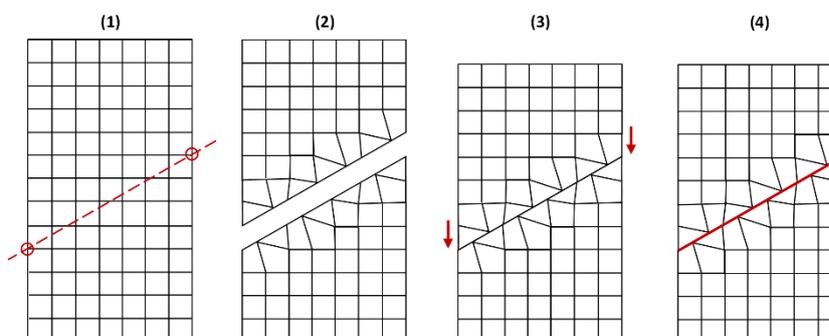


Figure 3.4: Phases de construction d'une interface dans FLAC.

Afin de déterminer la longueur L , le code enregistre la liste des nœuds qui constituent les deux côtés de l'interface. Ensuite, il teste les contacts des points (nœuds), constituant les deux faces de l'interface, avec les plus voisins sur l'autre côté opposé de l'interface. Si un contact est détecté, FLAC estime la longueur, L , associée avec le point de contact. La longueur L est déterminée par la moitié de la distance entre les nœuds les plus proches voisins à droite et à gauche du point de contact, comme présenté sur la figure 3.5. Chacun de ces segments est contrôlé par un point de la grille.

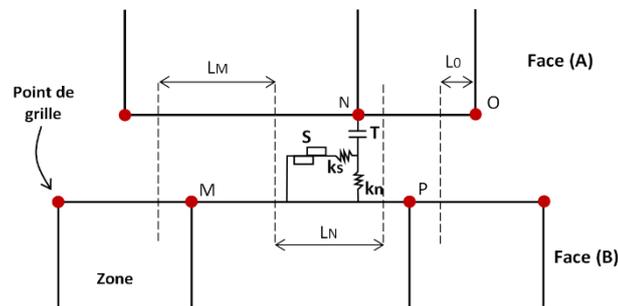


Figure 3.5: Schéma démonstratif d'une interface (FLAC, 2005).

Avec :

- S : Patin (Slider),
- T : Résistance à la traction,
- K_n : Rigidité normale,
- K_s : Rigidité au cisaillement,
- L_N : Longueur associée au nœud de la grille (N)
- L_M : Longueur associée au nœud de la grille (M)
- ----- dénote les limites des segments de joints.

Le déplacement relatif au point de contact de l'interface est estimé dans les directions normales et de cisaillement. Ainsi, les forces nodales normales et de cisaillement, sont déterminées par les équations suivantes :

$$F_n^{(t+\Delta t)} = F_n^{(t)} - k_n \Delta u_n^{(t+(1/2)\Delta t)} L \quad (3.17)$$

$$F_s^{(t+\Delta t)} = F_s^{(t)} - k_s \Delta u_s^{(t+(1/2)\Delta t)} L \quad (3.18)$$

Où, les raideurs, k_n et k_s , sont exprimées en (Pa/m).

Il est intéressant de noter que l'interface possède un comportement non-linéaire déterminé par le critère de résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb. Ce critère limite la force de cisaillement par l'équation suivante :

$$F_{s\max} = cL + \tan \varphi.F_n \quad (3.19)$$

Où,

- c : Cohésion le long de l'interface en (Pa),
 - L : Longueur fictive de contact en (m),
 - φ : Angle de frottement de l'interface en (degré).
-
- Si le critère est dépassé, c'est-à-dire $|F_s| \geq F_{s\max}$ alors une correction est indispensable :
 $|F_s| = F_{s\max}$ avec le signe de cisaillement conservé.
 - Si l'amplitude de la contrainte normale de traction d'un segment dépasse la valeur limite, alors l'interface effondre et les forces normales et tangentielles sont ramenées à une valeur nulle. Par conséquent, le segment se comporte ensuite comme non attaché (séparation et glissement autorisés). Selon FLAC, la résistance à la traction est par défaut égale à zéro.

Les paramètres d'entrée de l'interface sont définis comme suit :

- k_n : Rigidité normale,
- k_s : Rigidité de cisaillement,
- *cohesion* : Cohésion de l'interface (c),
- *friction* : Angle de frottement de l'interface (φ),
- *dilation* : Angle de dilatance de l'interface (ψ),
- *tension* : Contrainte limite de traction (σ^t).

FLAC recommande d'utiliser la rigidité la plus faible compatible avec une petite déformation de l'interface. En général, les raideurs k_n et k_s doivent être égales à dix fois la rigidité équivalente de zone voisine la plus rigide. La rigidité apparente (exprimée en unité de contrainte par distance) d'une zone dans la direction normale est donnée par la relation suivante :

$$\max \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta Z_{\min}} \right] \quad (3.20)$$

Où, K , G : sont respectivement les modules volume et de cisaillement,

Δz_{\min} : la plus petite dimension d'une zone voisine dans la direction normale (Fig. 3.6).

La notation $\max []$ indique que la valeur maximale, sur toutes les zones adjacentes à l'interface, est utilisée.

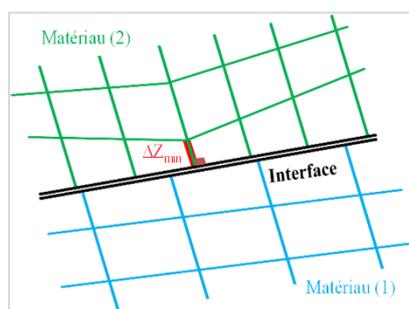


Figure 3.6: dimension de la zone utilisée pour le calcul de la rigidité (FLAC, 2005).

3.4 Validation du modèle

Afin de valider la procédure de modélisation numérique, les résultats obtenus ont été comparés à ceux de Padhye (2012), obtenus à l'aide des essais sur un modèle réduit d'un mur de soutènement instrumenté (IMRW) avec et sans consoles, construit à la S.G.G.S. Institut d'ingénierie et de technologie, Nanded (Inde). Padhye (2012) a effectué des essais en laboratoire sur le modèle IMRW, (Fig. 2.6), en utilisant une plaque d'acier doux de 5 mm d'épaisseur. La hauteur du mur est égale à 85 cm, la largeur du talon est égale à 25 cm et la partie du patin est fixée à 5 cm. La console est principalement fixée à différents niveaux, à partir de 17 cm, 34 cm, 51 cm et 68 cm de la base du mur. Il est à noter que dans la présente validation, seul le cas d'une console installée à 51 cm a été considéré avec une largeur de $b=15$ cm, comme illustré sur la figure 3.7a.

Padhye (2012) a supposé des interfaces lisses, un sol sans cohésion (sable meuble) comme un matériau de remblai avec une densité sèche $\gamma_s=17.647$ kN/m³ et un angle de frottement interne $\phi =36^\circ$. De plus, Padhye (2012) a appliqué une méthode de pluviation pour remplir le réservoir modèle. La flèche au sommet de la paroi du mur a été mesurée après le remplissage de chaque couche d'épaisseur 17 cm ; par ailleurs, la pression des terres a été estimée à la fin de remplissage du modèle.

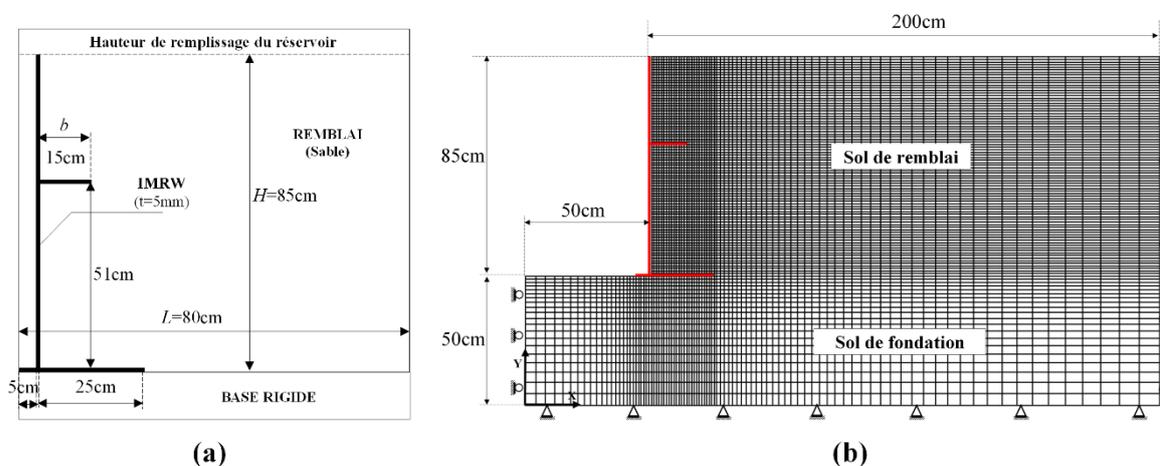


Figure 3.7: Géométrie du modèle numérique adopté de l'étude expérimentale de [Padhye \(2012\)](#):
 (a) modèle d'IMRW, (b) modèle de FLAC.

La figure 3.7b montre la géométrie et le maillage du modèle numérique. La largeur du modèle est trois fois la hauteur du mur. Les conditions aux limites sont présentées sur la figure 3.7b. Ainsi, les déplacements verticaux et horizontaux sont fixés à la base du modèle et les déplacements horizontaux sont fixés sur les limites verticales du modèle.

Le sol est subdivisé en deux zones différentes : le sol de remblai et le sol de fondation, le comportement dans les deux zones du sol est régi par une loi élastique linéaire isotrope-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté. Le sol de fondation est supposé comme une base rigide, en utilisant des propriétés de résistance élevée pour éviter toute rupture possible ([Güler et al. 2012](#) et [Han et al. 2010](#)). Il est à noter que les données expérimentales de [Padhye \(2012\)](#) ne fournissent aucune information sur le module d'élasticité du sable. Dans la présente validation numérique, deux valeurs typiques de module d'élasticité sont utilisées pour le sable meuble : $E=10$ et 25 MPa avec un coefficient de Poisson $\nu=0,3$, ([Das, 1994](#)). Le mur de soutènement est modélisé par des zones ayant un comportement linéaire élastique, connectées au sol via des éléments d'interface obéissant au critère de Mohr-Coulomb. Le tableau 3.1 récapitule les paramètres du sol de fondation, du sol de remblai, du mur de soutènement et de l'interface sol-mur. Le phasage de construction est simulé en modélisant le sol de remblai couche par couche. La flèche au sommet de la paroi du mur est calculée à chaque étape de remplissage du remblai ; par ailleurs, la pression latérale des terres est estimée à la fin de création du modèle.

Tableau 3.1: Paramètres utilisés pour la validation de la procédure de modélisation numérique.

Eléments	Paramètres	Unité	Valeur
Paramètres du sol de fondation rigide Güler et al. (2012)	Critère Mohr-Coulomb		
	Poids volumique (γ)	[kN/m ³]	22
	Module d'élasticité (E)	[MPa]	200
	Coefficient de Poisson (ν)	-	0.1
	Angle de frottement interne (ϕ)	[°]	30
	Cohésion (C)	[kN/m ²]	100
	Angle de dilatance (ψ)	[°]	0
Paramètres du sol de remblai Padhye (2012), Das (1994)	Critère Mohr-Coulomb		
	Poids volumique (γ)	[kN/m ³]	17.647
	Module d'élasticité (E)	[MPa]	10, 25
	Coefficient de Poisson (ν)	-	0.3
	Angle de frottement interne (ϕ)	[°]	36
	Cohésion (C)	[kN/m ²]	0
	Angle de dilatance (ψ)	[°]	0
Paramètres du mur de soutènement All India Metal Corporation® (A.I.M.C.)	Modèle linéaire élastique		
	Poids volumique (γ)	[kN/m ³]	77.18
	Module d'élasticité (E)	[MPa]	205×10 ³
	Coefficient de Poisson (ν)	-	0.29
Eléments d'interface	Critère Mohr-Coulomb		
	Cohésion (C)	[kN/m ²]	0
	Angle de dilatance (ψ)	[°]	0
	Fondation/Sol : Angle de frottement (δ)	[°]	ϕ
	Mur/Sol : Angle de frottement (δ)	[°]	0
	Rigidité normale (Kn)	[Pa/m]	1×10 ⁹
	Rigidité au cisaillement (Ks)	[Pa/m]	1×10 ⁹

La figure 3.8a, b présente une comparaison des valeurs numériques de la flèche au sommet du mur avec celles obtenues par les mesures expérimentales, dans le cas d'un mur de soutènement sans et avec une console. Il est à noter que la présence de console réduit considérablement la flèche en haut du mur. Les résultats numériques obtenus par la présente étude dans le cas d'un remblai avec $E=10$ MPa, sont en bon accord avec ceux obtenus par Padhye (2012). La figure 3.9a, b montre la distribution de la pression latérale des terres pour un mur sans et avec une console. Dans le cas d'un mur de soutènement sans console, la présente étude donne une distribution de pression latérale similaire à celle obtenue par l'étude expérimentale (Fig. 3.9a). Il est important de noter que les valeurs numériques de la pression latérale des terres sont en bon accord avec les résultats expérimentaux dans la partie supérieure de console (Fig. 3.9b). Cependant, dans la portion située au-dessous de la console, l'étude expérimentale sous-estime la pression des terres.

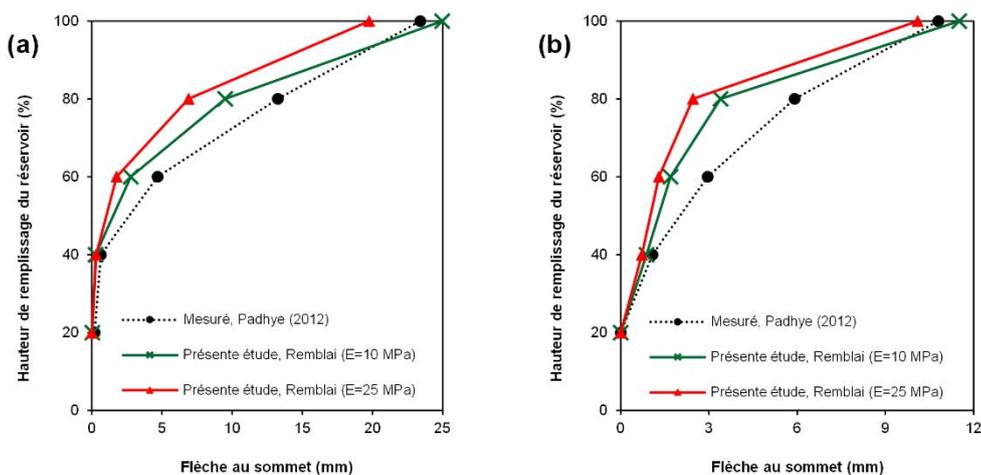


Figure 3.8: Comparaison de la flèche au sommet du mur déterminée par la présente étude numérique et les mesure expérimentale de Padhye (2012): (a) Sans console, (b) Avec console.

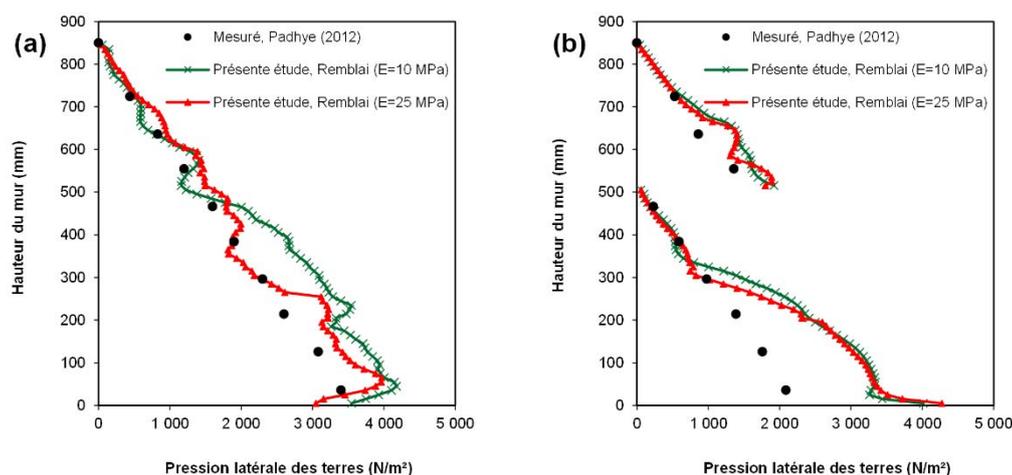


Figure 3.9: Comparaison de la pression latérale des terres déterminée par la présente étude numérique et les mesure expérimentale de Padhye (2012): (a) Sans console, (b) Avec console.

3.5 Procédure de modélisation

Les dimensions du modèle dans les directions horizontale et verticale sont choisies respectivement, sept et cinq fois la hauteur du mur afin de réduire les effets de frontières comme illustré sur la figure 3.1. Plusieurs simulations préliminaires ont été effectuées pour vérifier l'influence de la taille des éléments, la taille du maillage et les conditions aux limites. Les éléments représentant le sol derrière le mur ont une forme carrée de dimension $0,2 \times 0,2$ m et les éléments les plus éloignés, des zones de fort gradient de déformation, sont légèrement plus grands comme présenté sur la figure 3.10.

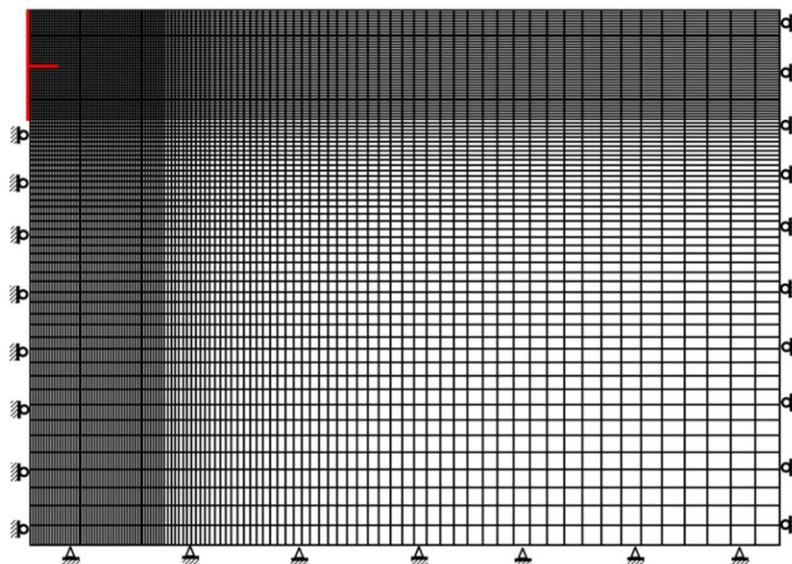


Figure 3.10: Maillage de différences finies et les conditions aux limites utilisées pour un mur de soutènement avec une console dans le cas de $\lambda = 0,5$ et $\lambda' = 0,244$.

La figure 3.10 montre le maillage et les conditions aux limites adoptées ; ainsi, le déplacement des deux côtés verticaux est fixé dans la direction x uniquement. La base du modèle est bloquée dans les directions x et y . Le mur de soutènement et la console sont modélisés par des zones connectées au sol via des éléments d'interface sans épaisseur définies par le critère de résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb. Le contact entre la console et le mur est fixé pour assurer une connexion rigide.

Le comportement du sol de remblai est régi par une loi élastique linéaire isotrope - parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté avec une règle d'écoulement associée et non associée. Les propriétés élastiques sont représentées par le module de volumique $K=30$ MPa et le module de cisaillement $G=10$ MPa (qui équivalent à un module de Young $E=27$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu=0,35$). Il est important de noter que les paramètres élastiques ont une influence faible sur la valeur limite de la pression active des terres (Benmeddour et al. 2012). Dans cette étude, le sol de remblai est considéré purement frottant avec un poids volumique $\gamma=20$ kN/m³ ; ainsi, la cohésion $c=0$ et l'angle de frottement interne du sol est varié de 20° à 40° avec un incrément de 5°. Pour étudier l'effet de la règle d'écoulement sur les pressions actives des terres, deux valeurs d'angle de dilatance sont considérées, $\psi=\varphi$ pour le sol associé et $\psi=0$ pour le cas non associé.

Un modèle élastique linéaire est utilisé pour simuler le comportement du mur de soutènement en béton, avec un module d'élasticité $E=25 \times 10^3$ MPa, un coefficient de Poisson $\nu=0,2$ et un poids volumique $\gamma_{ba} = 23,5$ kN/m³. Les éléments d'interface sont utilisés pour modéliser l'interaction sol-structure comme illustré par la ligne verte sur la figure 3.1. L'interface est caractérisée par un angle de frottement sol-écran $\delta=0$ et $\varphi/2$, une cohésion $c=0$, une raideur normale $K_n=1 \times 10^9$ Pa/m et une raideur au cisaillement $K_s=1 \times 10^9$ Pa/m. Le tableau 3.2 résume les paramètres du sol, du mur de soutènement et de l'interface.

Tableau 3.2: Paramètres du sol, du mur de soutènement et de l'interface utilisés dans la présente étude, (Benmeddour et al. 2012)

Eléments	Paramètres	Unité	Valeur
Paramètres du sol	Modèle Mohr-Coulomb		
	Poids volumique (γ)	[kN/m ³]	20
	Module d'élasticité (E)	[MPa]	27
	Coefficient de Poisson (ν)	-	0,35
	Angle de frottement interne (φ)	[°]	20;25;30;35;40
	Cohésion (C)	[kN/m ²]	0
	Angle de dilatance (ψ)	[°]	0 ; φ
Paramètres du mur de soutènement	Modèle linéairement élastique		
	Poids volumique (γ_{ba})	[kN/m ³]	23,5
	Module d'élasticité (E)	[MPa]	25×10^3
	Coefficient de Poisson (ν)	-	0,2
Eléments d'interface	Modèle Mohr-Coulomb		
	Cohésion (C)	[kN/m ²]	0
	Angle de dilatance (ψ)	[°]	0
	Angle de frottement (δ)	[°]	0 ; $\varphi/2$; φ
	Rigidité normale (K_n)	[Pa/m]	1×10^9
	Rigidité au cisaillement (K_s)	[Pa/m]	1×10^9

Afin de mobiliser la pression active, un déplacement horizontal est appliqué sur le mur de soutènement d'une manière progressive. Pour simuler cette translation, une vitesse de déplacement très faible (1×10^{-7} m/pas) est appliquée dans la direction x , sur les nœuds des éléments qui représentent le mur. La procédure numérique passe par deux étapes : Dans la première phase, le calcul d'équilibre initial est effectué et les contraintes géostatiques sont calculées. Dans la deuxième phase, le mur de soutènement avec et sans console est déplacé horizontalement du remblai en appliquant une vitesse de déplacement très faible sur les nœuds représentant le mur. Le déplacement se poursuit jusqu'à la mobilisation totale de la poussée de terre au-dessus et au-dessous de la console.

3.6 Résultats et discussions

3.6.1 Distribution des pressions actives des terres

3.6.1.1 Comparaison avec les résultats théoriques

Pour valider les résultats des calculs élasto-plastiques, la pression active de terre obtenue par la présente étude est comparée à celle déterminée par les solutions analytiques existantes pour $\varphi=30^\circ$, $\delta = \varphi/2$ et $\psi = 0$ (Coulomb, 1776 ; Klein, 1964 ; Jang, 1998 ; Fuchen et Shile, 2008). La comparaison est faite dans le cas d'une console courte et longue ($\lambda'=0,146$ et $0,39$), comme illustré sur la figure 3.11a, b. Dans le cas d'un mur de soutènement sans console, les pressions actives des terres obtenues à partir de la présente étude sont en excellent accord avec celles de Coulomb (1776).

La figure 3.11a, b montre un bon accord entre toutes les solutions, en particulier pour la partie du mur située au-dessus de la console où la pression active a une distribution linéaire. Dans la partie située au-dessous de la console ($\lambda=0,5$), on constate une influence importante de la largeur b sur la répartition de la pression des terres. La figure 3.11a, b montre que la pression active des terres démarre de zéro directement sous la console, ce qui est en excellent accord avec Fuchen et Shile (2008), et Klein (1964). Cependant, il est à noter que la pression des terres estimée par Jang (1998) a un point de démarrage différent de celui obtenu dans les autres cas. Les résultats de la présente étude et de Klein (1964) sont plus conservatifs.

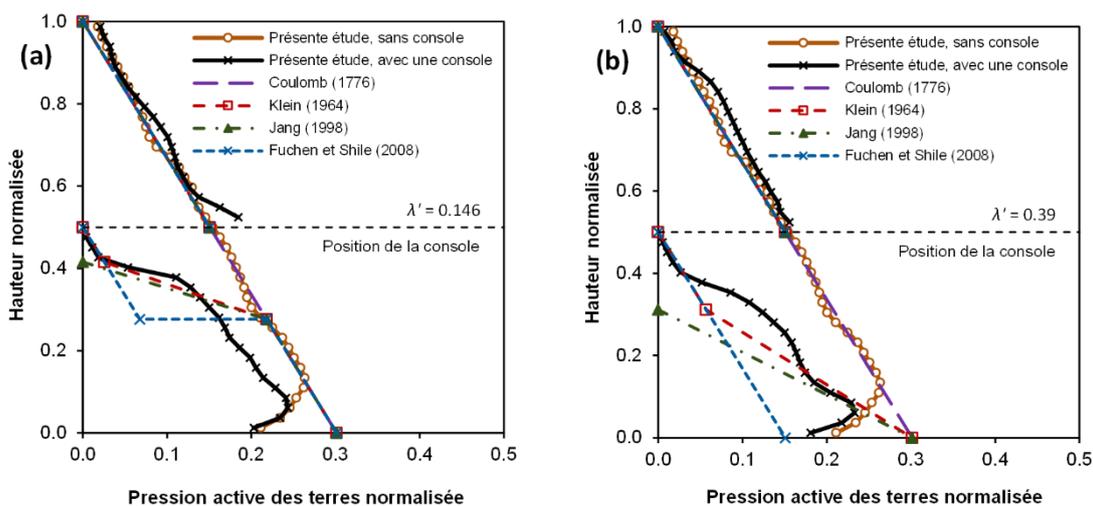


Figure 3.11: Comparaison de la pression active de la présente étude et celle obtenue par les solutions existantes: (a) Console courte, (b) Console longue, avec $\lambda=0,5$, $\varphi=30^\circ$ et $\delta=\varphi/2$.

3.6.1.2 Influence de l'angle de frottement de l'interface sol-mur

La figure 3.12a, b montre la distribution des pressions actives des terres pour le cas d'une console longue et courte ($\lambda'=0,39$ et $0,146$). Les résultats sont obtenus pour une console libre avec : $\lambda=0,5$, $\varphi=30^\circ$, $\psi=0$, $\delta=0$, $\varphi/2$ et φ . D'après les résultats présentés sur la figure 3.12a, b, il est clair que la pression des terres au-dessus de la console augmente avec la diminution de l'angle de frottement de l'interface sol-mur. Par ailleurs, dans le cas d'une console longue, le comportement est différent au-dessous de la console dans l'intervalle $0,2H$ à $0,5H$; cette différence peut être expliquée par le frottement mobilisé au niveau de la console encastrée dans le sol, ainsi que l'effet de la flèche de console sous l'effet du poids du sol.

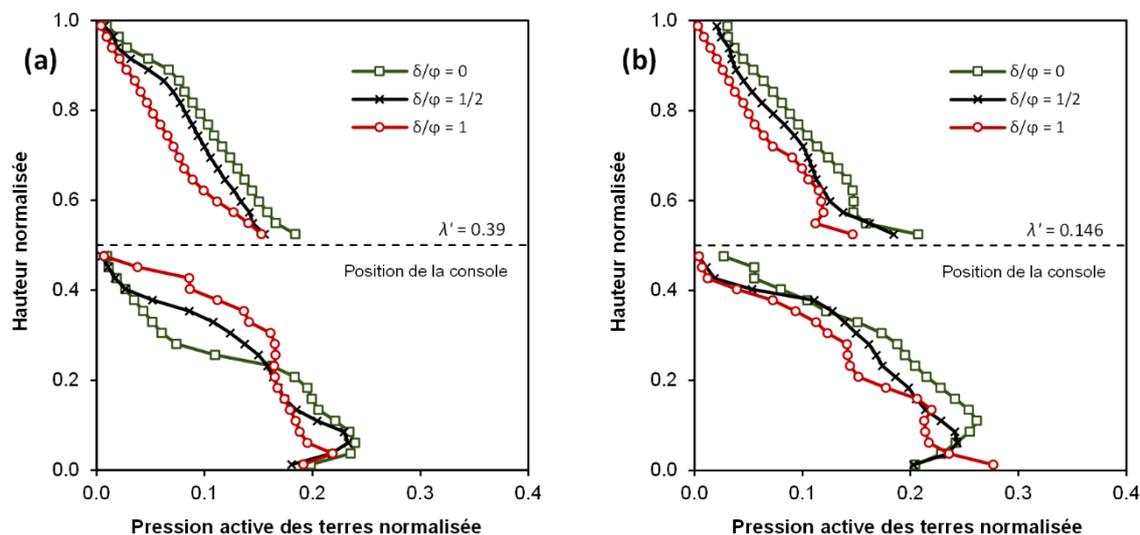


Figure 3.12: Distribution des pressions actives des terres pour différents angles de frottement d'interface, avec $\lambda=0,5$ et $\varphi=30^\circ$: (a) Console longue, (b) Console courte.

3.6.1.3 Influence de la non-associativité du sol

En réalité, en se basant sur les résultats expérimentaux, on observe que l'angle de dilataance ψ est inférieur à l'angle de frottement interne φ du sol ($\psi < \varphi$). Benmeddour et al. (2012) ont mentionné que le coefficient des pressions actives augmente légèrement avec la diminution de la valeur de l'angle de dilataance, en particulier lorsque la valeur de φ est plus élevée. L'effet de la non-associativité du sol sur la répartition des pressions des terres, dans le cas des murs de soutènement avec une console, est étudié pour $\varphi=30^\circ$ et 40° , $\delta=\varphi/2$, en considérant deux valeurs de l'angle de dilataance $\psi=0$ et φ .

D'après les résultats présentés sur la figure 3.13a, il est clair que l'angle de dilatance n'a pas d'effet notable sur la distribution des pressions actives des terres dans le cas d'une console courte. De plus, comme illustré sur la figure 3.13b, la même tendance est notée au-dessus de la console si $\lambda'=0,39$. Par ailleurs, dans la partie sous la console pour $\lambda'=0,39$, la distribution de la pression active est affectée par l'angle de dilatance, où la règle d'écoulement associée conduit à des pressions conservatives. Ce changement peut être expliqué par la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la console encastree dans le remblai.

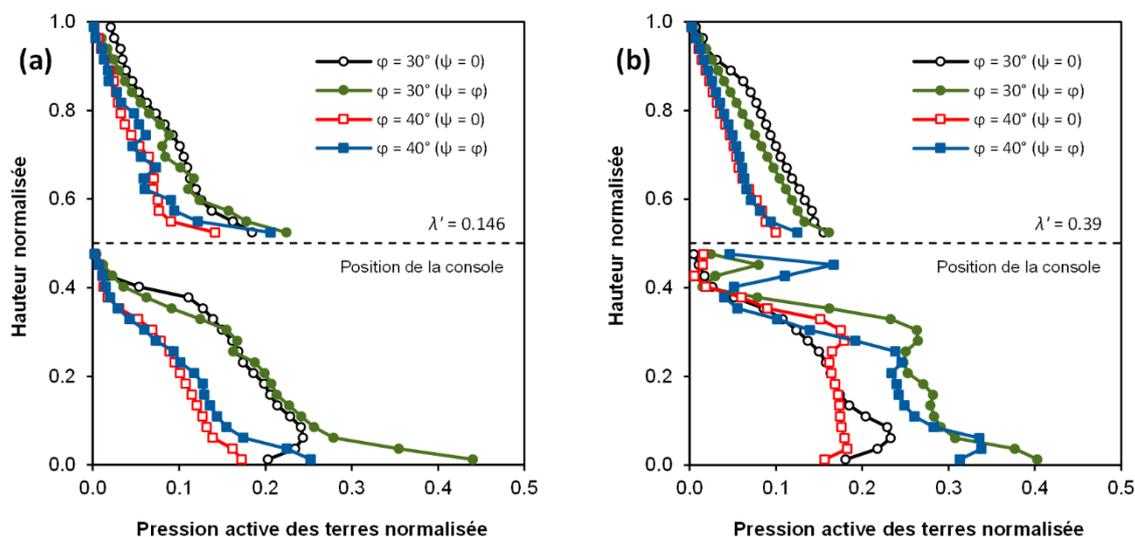


Figure 3.13: Distribution des pressions actives des terres avec différents angles de frottement interne : (a) Console courte, (b) Console longue, avec $\lambda=0,5$, $\delta=\varphi/2$, $\psi=0$ et $\psi=\varphi$.

3.6.2 Effet de l'interface console-sol

La figure 3.14a, b montre la variation des rapports r_1 et r_2 qui présentent la relation entre la poussée globale P_a et les forces de poussée dans la partie supérieure (P_{a1}) et inférieure (P_{a2}) du mur ($r_1=P_{a1}/P_a$ et $r_2=P_{a2}/P_a$). Les rapports r_1 et r_2 de la présente étude sont obtenus dans le cas d'une console située au-dessus et au-dessous de la mi-hauteur du mur, en considérant un sol associé et non associé ($\psi=0$ et φ). Le calcul est fait pour une console libre avec $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$ et pour différentes valeurs de λ' . La figure 3.14a montre que le taux r_1 reste généralement constant en variant la position de console, notamment lorsque $\psi=\varphi$; on note que le rapport r_1 augmente avec l'augmentation de λ , et il est légèrement supérieur dans le cas d'un sol associé par rapport au cas non associé.

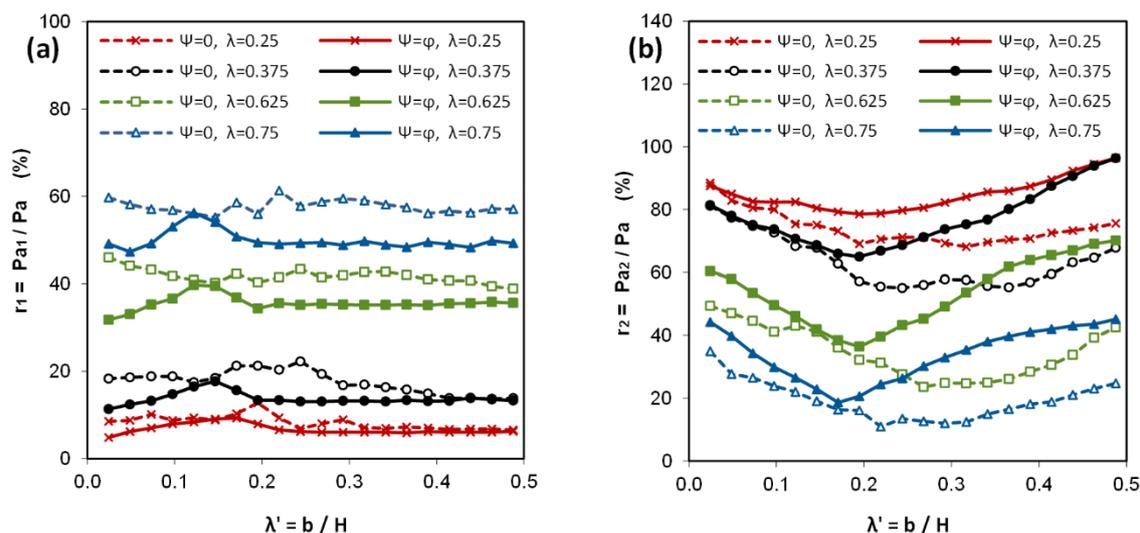


Figure 3.14: Variation de r_1 et r_2 avec $\lambda' = b/H$, pour différentes positions de la console, ($\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$, $\psi=0$ et φ).

Il est important de noter que les valeurs élevées de r_1 conduisent à surestimer le moment fléchissant sur le mur, ce qui réduit la stabilité externe du mur de soutènement. La figure 3.14b indique que les valeurs de r_2 diminuent progressivement avec l'accroissement de la largeur de la console, jusqu'à une valeur de λ' variée de 0,195 à 0,366. Ce changement indique l'emplacement probable de la ligne de rupture. De plus, la valeur de r_2 augmente de façon continue avec l'augmentation de la largeur b , notamment dans le cas d'un sol associé ($\psi=\varphi$). Ce phénomène peut s'expliquer par l'effet de la flèche de console et de la contrainte de cisaillement produite autour de la partie de console noyée dans la zone résistante de sol.

Pour montrer les effets du déplacement vertical et de la rugosité de console, la figure 3.15a, b présente les résultats de r_1 et r_2 pour un sol associé ($\psi=\varphi$), $\lambda=0,5$ et deux cas d'interface sol-mur $\delta=0$ et $\varphi/2$. De plus, deux cas sont considérés pour examiner l'effet du déplacement vertical de la console sur les taux r_1 et r_2 . Le premier cas considère une console rigide, où le déplacement est fixé dans la direction y , le deuxième cas suppose une console libre. La console fixe avec une interface lisse donne une poussée active P_{a1} plus élevée, ce qui donne une valeur importante de r_1 (Fig. 3.15a); dans les mêmes conditions, la valeur de r_2 continue de décroître jusqu'à ce que sa valeur devient approximativement égale à r_1 , comme il est présenté sur la Figure 3.15b.

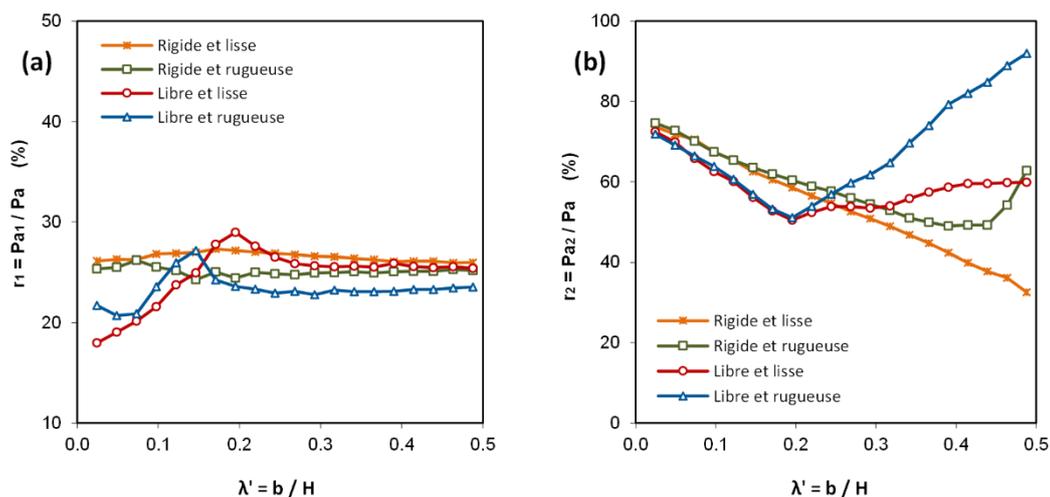


Figure 3.15: Valeur de r_1 et r_2 pour $\lambda=0,5$, $\varphi=30^\circ$ et $\psi=\varphi$: (1) Console rigide et lisse, (2) Console rigide et rugueuse, (3) Console libre et lisse, (4) Console libre et rugueuse.

Dans le cas d'une console rigide et rugueuse, les valeurs de r_1 sont inférieures à celles obtenues en utilisant une interface lisse. Il est à noter que dans la partie supérieure de console, le rapport r_2 diminue jusqu'à la valeur de $\lambda'=0,366$, ensuite il augmente. Dans le cas d'une console libre dans la direction verticale, la rugosité de l'interface n'a pas d'effet sur les valeurs de r_2 jusqu'à $\lambda'=0,195$ (équivalent à une largeur $b=1,6$ m), ensuite on constate une augmentation notable dans le cas d'une interface rugueuse. Le déplacement horizontal du mur mobilise la contrainte de cisaillement le long de la console, ce qui conduit à une augmentation de la poussée P_{a2} , comme indiqué sur la figure 3.15b. D'après les résultats de la figure 3.15a, b, il convient de choisir une console libre et courte pour augmenter la stabilité des murs de soutènement.

3.6.3 Taux de réduction des pressions actives des terres

3.6.3.1 Résultats analytiques du taux de réduction R

Pour évaluer la réduction de la pression active des terres, sur le mur un soutènement avec une console le taux de réduction R doit être évalué. En se basant sur le concept de Klein (1964), deux cas peuvent être exprimés par les équations (3.21) et (3.22), comme illustré sur la figure 2.13.

$$\text{si } b < h_2 \cot \theta : \Delta P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h_1 b (\tan \varphi + \tan \theta) \quad (3.21)$$

$$\text{si } b \geq h_2 \cot \theta : \Delta P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h_1 h_2 (1 + \tan \varphi \cot \theta) \quad (3.22)$$

Les équations (3.21) et (3.22), proposées dans la présente étude sont utilisées afin d'estimer le taux de réduction R , en fonction de $\lambda'=b/H$ et pour différentes distances verticales $\lambda=h_1/H$. La figure 3.16 montre la variation de R pour un angle de frottement interne du sol $\varphi=30^\circ$ et une interface rugueuse $\delta=\varphi/2$. Il est à noter que l'accroissement de la largeur de console (λ') s'accompagne par une augmentation du taux R , ce dernier atteint une valeur limite à une certaine distance relative λ' , qui représente un seuil permet de déterminer la position de la ligne de rupture. Au-delà de ce seuil, le taux de réduction reste constant, ce qui explique l'inefficacité d'allonger la console.

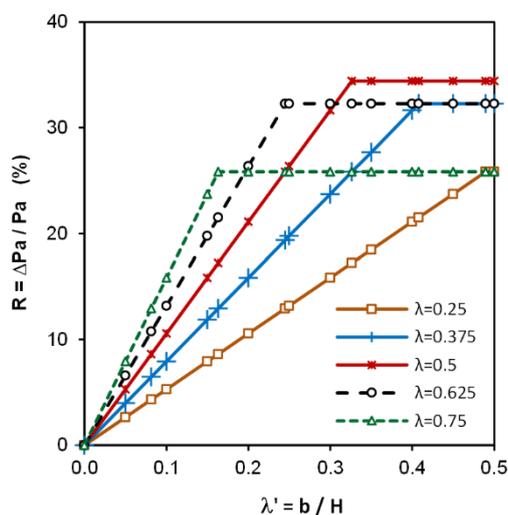


Figure 3.16: Variation de R ($\Delta P_a/P_a$), avec $\lambda'=b/H$ pour $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$ et différentes positions de console.

Il est important de noter que la valeur maximale de $R = 34,4\%$ est obtenue dans le cas d'une seule console située à mi-hauteur du mur ($\lambda=0,5$), et prolongée jusqu'à la ligne de rupture théorique avec une largeur $b=2,68$ m (équivalent à $\lambda'=0,326$). Le même taux de réduction est obtenu lorsque la position de la console devient symétrique par rapport à la mi-hauteur du mur.

La figure 3.17 montre les résultats de R obtenus pour différentes valeurs de l'angle de frottements internes du sol φ , variant de 20° à 40° avec un incrément de 5° . Les valeurs présentées sur cette figure sont déterminées pour $\lambda=0,5$. Il est clair que la valeur élevée de l'angle de frottement interne du sol donne la réduction maximale de la pression active des terres et la distance minimale de seuil λ' .

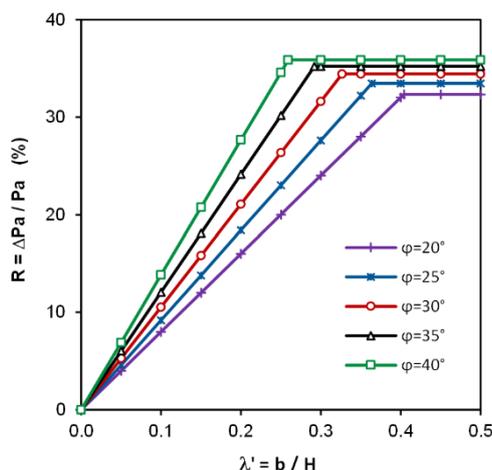


Figure 3.17: Variation de R ($\Delta P_a/P_a$) avec $\lambda'=b/H$ pour $\lambda=0,5$, $\delta=\varphi/2$ et différentes valeurs de l'angle de frottement interne du sol.

3.6.3.2 Résultats numériques du taux de réduction R

La figure 3.18 montre les résultats numériques de R obtenus par la présente étude pour différentes largeurs et positions de la console, dans le cas d'un sol associé et non associé, avec $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$. Il est à noter que la largeur de la console a un effet évident sur le taux de réduction. Il est clair que les valeurs de R augmentent d'une manière continue avec l'accroissement de la distance relatives λ' jusqu'à un point qui indique un pic, ensuite ce rapport décroît à une valeur minimale, le pic de R est se trouve dans l'intervalle de $\lambda'=0,195-0,366$. La réduction maximale est égale environ 35% et obtenue pour $\psi=0$, $\lambda=0,625$ et une distance relative $\lambda'=0,27$.

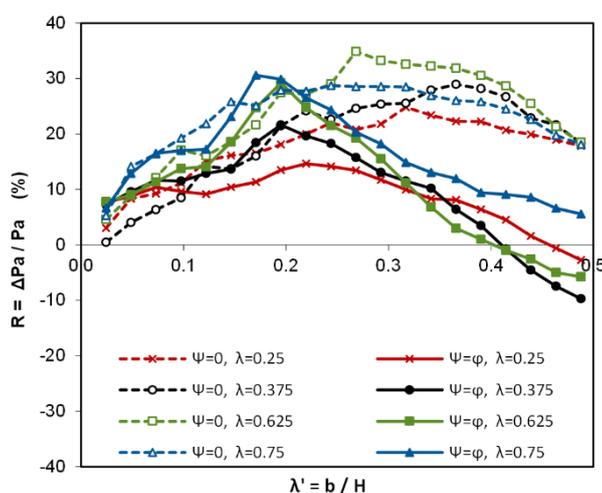


Figure 3.18: Variation de R ($\Delta P_a/P_a$) avec $\lambda'=b/H$ pour $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$, $\psi=\varphi$, $\psi=0$ et différentes positions de la console.

La figure 3.18 montre que le taux de réduction de la pression active des terres diminue de manière significative, lorsque $\psi=\varphi$ et $\lambda' \geq 0,195$ (console longue). Par ailleurs, la pression active des terres sous la console est devenue plus élevée lorsque $\lambda' > 0,4$, $\lambda=0,25$, $0,375$ et $0,625$; ainsi, l'augmentation de P_{a2} conduit à des valeurs négatives de R . La valeur de R dépend significativement de la variation de r_2 , où la diminution de la poussée active P_{a2} s'accompagne d'une augmentation du taux R dans le cas d'une console courte.

Les figures 3.19 et 3.20 montrent une représentation tridimensionnelle du taux de réduction R en fonction des distances relative λ et λ' , pour un mur de soutènement avec une console libre. D'après les figures 3.19 et 3.20, il est clair que le pic de taux de réduction dépend de l'angle de dilatance ψ . Il est à noter que la valeur optimale de R déterminée dans le cas d'un sol non-associé est égale à 34,9%, alors que dans le cas associé, le taux de réduction se trouve approximativement égal à 31%. Il convient de mentionner que la valeur optimale de R présentée sur la figure 3.16 est égale à 34,4% et a été trouvée à $\lambda= 0.5$ avec $\lambda'=0,326$. Ceci est en bon accord avec le taux obtenu par la présente étude numérique.

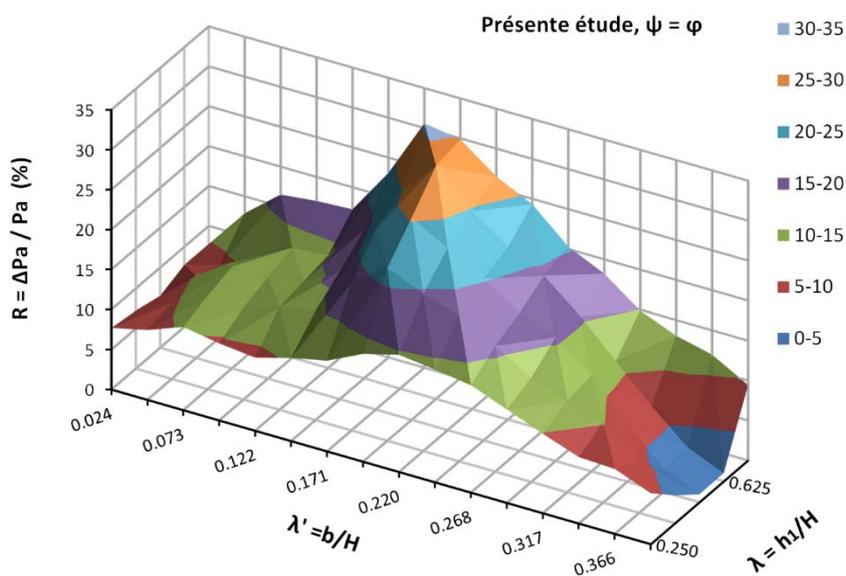


Figure 3.19: Représentation tridimensionnelle du taux de réduction R en fonction des distances relatives λ et λ' , pour $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$ et $\psi=\varphi$.

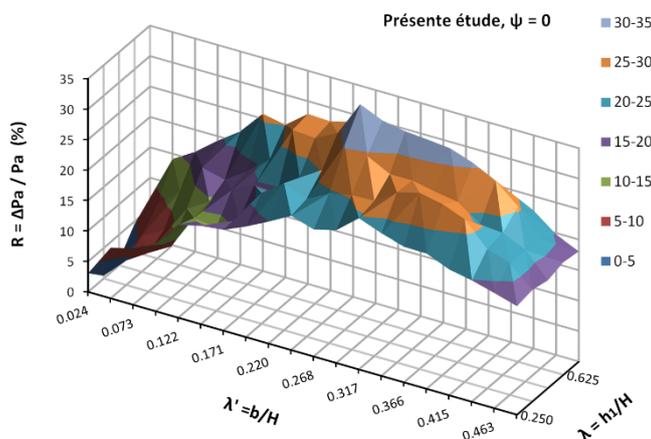


Figure 3.20: Représentation tridimensionnelle du taux de réduction R en fonction des distances relatives λ et λ' , pour $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$ et $\psi=0$.

3.6.4 Mécanismes de rupture

La forme des mécanismes de rupture dans le cas de murs de soutènement verticaux sans console a été largement étudiée dans la littérature. Cependant, la forme de la surface de rupture en cas de présence d'une console n'est pas étudiée numériquement. Par conséquent, il est important d'identifier la surface de rupture en fonction de la position et de la largeur de la console. La figure 3.21 montre les zones plastifiées à l'état de rupture, pour différentes configurations géométriques de la console ($\lambda=0,5$ et $0,75$ avec λ' variant de $0,049$ à $0,39$), dans le cas de $\varphi=30^\circ$, et $\delta/\varphi=1/2$. En pratique, les sols granulaires possèdent un angle de dilatance inférieur à l'angle de frottement interne du sol. Pour cette raison, l'angle de dilatance $\psi=\varphi/3$ est choisi pour examiner les mécanismes de rupture.

La figure 3.21a montre que le coin de rupture obtenu à partir de la présente étude pour $\lambda'=0,049$ est similaire au mécanisme de rupture proposé par Coulomb (1776), avec un angle d'inclinaison est égal approximativement à 57° , dans le cas de $\lambda=0,5$. Cependant, pour $\lambda=0,75$, l'inclinaison du coin est légèrement inférieure à celle obtenue lorsque $\lambda=0,5$, comme illustré sur la figure 3.21a. D'après la figure 3.21c, d, il est clair qu'il y a deux zones plastiques séparées par une région élastique pour $\lambda'=0,146$. La première zone plastique est mobilisée dans la partie supérieure du mur, qui ressemble au coin de coulomb, on peut noter aussi, un coin élastique juste au-dessus de la console. La deuxième zone plastique est formée par une bande de cisaillement inclinée et développée à partir de la base de mur, la taille de cette bande de cisaillement diminue avec l'augmentation de λ .

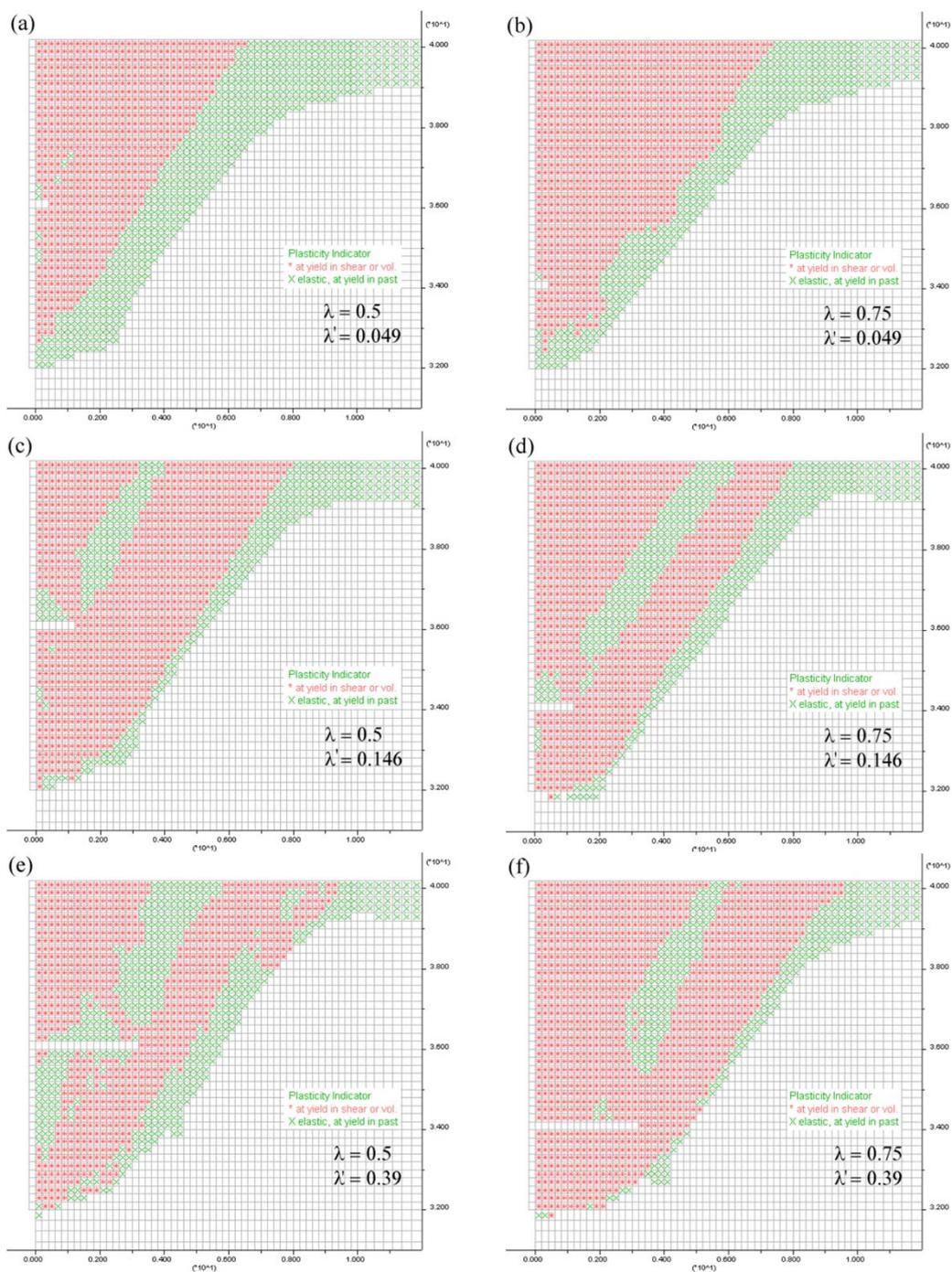


Figure 3.21: Mécanismes de rupture d'un mur de soutènement avec une seule console, ($\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$ et $\psi=\varphi/3$)

La figure 3.21e montre que le mécanisme de rupture est similaire à celui observé précédemment sur la figure 3.21c, avec la présence d'un plan de glissement qui relie les deux zones observées sur la figure 3.21c, d. Il est à noter que les travaux expérimentaux de Yakovlev (1974) ont permis de remarquer le même plan de glissement interne présenté sur la figure 3.21e. D'autre part, la figure 3.21f montre le mécanisme de rupture pour $\lambda=0,75$ et $\lambda'=0,39$, il est clair que la taille des zones plastifiées est plus étendue avec une surface de glissement courbée.

3.7 Conclusion

Afin d'étudier la distribution des pressions actives des terres agissant sur un mur de soutènement avec une seule console, plusieurs calculs numériques ont été effectués en utilisant le code FLAC en différences finies. La comparaison des résultats obtenus avec des solutions théoriques et des études expérimentales a confirmé que les résultats numériques sont en bon accord avec ceux obtenus par la solution de Klein (1964). L'effet de l'interface sol-mur est devenu plus significatif avec la variation de la largeur de console. Le prolongement de la largeur (b) au-delà de la zone active avec la présence d'une interface rugueuse permet d'augmenter la poussée active dans la partie inférieure de la console. Il a été constaté que la pression active des terres augmente de manière significative sur la partie inférieure d'une console longue, dans le cas d'un sol associé ($\psi=\varphi$).

La stabilité des murs de soutènement avec une seule console dépend de la nature de l'interface console-sol et la condition de fixation de l'extrémité de console. Ainsi, l'interface lisse avec une console fixe peuvent surestimer la poussée active P_{a1} , ce qui conduit à une conception extrême du mur de soutènement. Il est recommandé de réaliser une console libre et courte pour augmenter la stabilité des murs de soutènement.

Les taux de réduction R obtenus pour différentes largeurs et emplacements de console ont été présentés dans un espace tridimensionnel. Les valeurs optimales de R varient de 31% et 34,9 %, ces résultats ont été trouvés pour λ varie de 0,4 à 0,7 dans le cas des sols associés et λ varie de 0,5 à 0,7 pour les cas non associés. De plus, il est suggéré de construire une console dans l'intervalle $0,20 \leq \lambda' \leq 0,27$. La largeur et la position de la console changent considérablement la forme du mécanisme de rupture. Lorsque la largeur b est augmentée, deux zones plastiques séparées par une région élastique ont été observées.

CHAPITRE.4

Modélisation numérique de l'effet d'une surcharge sur un mur
de soutènement avec et sans consoles

CHAPITRE 4 Modélisation numérique de l'effet d'une surcharge sur un mur de soutènement avec et sans consoles

4.1 Introduction

La méthode théorique de [Coulomb \(1776\)](#) reste encore parmi les approches fondamentales appliquées pour l'étude de la plupart des ouvrages de soutènement. Cette méthode permet la prise en compte de l'effet d'une surcharge uniforme infinie sur le sol soutenu. En premier lieu, la poussée d'ensemble agissant sur la totalité du mur est déterminée, ensuite, la répartition des pressions unitaires correspondantes peut être triée ; ainsi, deux cas sont considérés, le premier inclut le massif et la surcharge, le second le massif seul [Gaudin \(2002\)](#). Les pressions exercées par la surcharge sont alors déterminées par simple différence des deux répartitions. Récemment, des efforts ont été effectués par [Chauhan \(2021\)](#) pour étudier l'effet de la surcharge uniforme distribuée sur toute la surface du remblai, pour le cas des murs cantilevers avec trois consoles (Fig. 2.19)

D'autre part, en se basant sur le concept de Coulomb, [Motta \(1994\)](#) et [Balay et al. \(1998\)](#) ont proposé des solutions qui permettent d'évaluer les forces actives totales, sous l'effet d'une surcharge uniformément distribuée et localisée à distance par rapport à la face interne d'un mur de soutènement sans console. Il est à noter que dans la littérature, on ne trouve pas des études numériques sur l'effet d'une surcharge localisée à distance sur un mur de soutènement avec la présence des consoles.

Ce chapitre est consacré à l'étude numérique de l'influence d'une surcharge uniformément distribuée sur la surface du sol soutenu. Cette surcharge est localisée à une distance par rapport au parement vertical d'un mur de soutènement avec et sans console. Les calculs numériques sont réalisés en supposant une translation horizontale de l'écran de soutènement pour mobiliser l'état actif. Afin de simuler le comportement réel des murs de soutènement avec une console, un modèle numérique est établi pour le cas d'un mur en béton armé de type cantilever, avec et sans console.

4.2 Mur de soutènement avec et sans console

4.2.1 Caractéristiques du modèle numérique

Afin d'étudier l'effet d'une surcharge uniforme appliquée sur la surface libre du sol, et située à distance du parement vertical de mur, un modèle numérique de hauteur 50m et largeur 73,6m est adopté, comme indiqué sur la figure 4.1. Le sol choisi comprend les caractéristiques suivantes : l'angle de frottement interne du sol varie entre 20 et 40° avec un incrément de 5°, la cohésion $c=0$, un poids volumique $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$. Le sol est caractérisé par un angle de dilatance $\psi=0$, qui représente un sol non associé. Les modules volumique et de cisaillement du sol sont respectivement égales $K = 1,33 \times 10^7 \text{ Pa}$ et $G = 8 \times 10^6 \text{ Pa}$. Le sol est simulé comme un matériau élastique parfaitement plastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb. Le mur de soutènement est défini comme un élément élastique caractérisé par une hauteur égale à 10 m, un poids volumique $\gamma_{bc}=25 \text{ kN/m}^3$, un module de volume $K = 1,17 \times 10^{10} \text{ Pa}$ et un module de cisaillement $G = 8,75 \times 10^9 \text{ Pa}$. L'interface mur-sol est caractérisée par un angle de frottement $\delta=0$, $\varphi/2$, et φ . le comportement de l'interface mur-sol est régi par le critère de résistance au cisaillement défini par le critère de Coulomb.

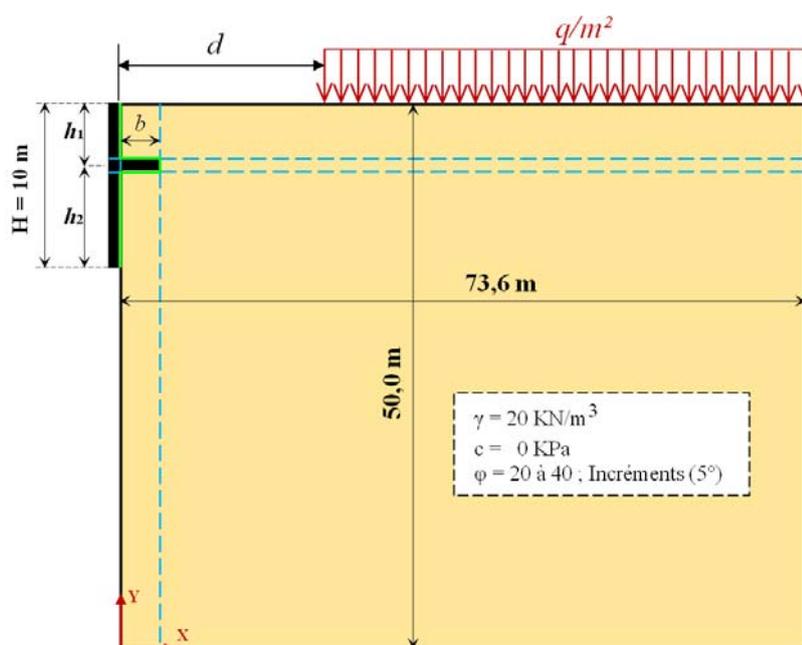


Figure 4.1: Géométrie du modèle étudié : mur de soutènement sous l'effet d'une surcharge uniforme localisée à distance par rapport au parement du mur.

Les mêmes étapes de simulation numérique considérées dans le troisième chapitre sont adoptées, en ajoutant l'effet de la surcharge située à une distance d par rapport au parement du mur. L'intensité de la surcharge q varie entre 0 à 100 kPa avec un incrément de 25 kPa. D'autre part, les présents résultats sont également comparés avec ceux calculés par les méthodes théoriques de Motta (1994) et Balay et al. (1998), dans le cas d'un mur sans console.

4.2.2 Effet d'une surcharge située à une distance d sur un mur sans console

4.2.2.1 Comparaison avec les résultats théoriques

Pour valider les présents résultats obtenus par des calculs élasto-plastiques, les forces actives totales $P_{a,\gamma q}$ sont comparées aux valeurs obtenues par Motta (1994) et Balay et al. (1998), pour $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$, et q varie de 0 à 100 kPa avec un incrément de 25kPa. D'autre part, les poussées actives totales sont déterminées en fonction de la distance relative (d/H). Dans le cas d'un mur de soutènement sans console, avec l'absence de la surcharge ($q=0$), les forces actives totales obtenues à partir de la présente étude sont en bon accord avec celles de Coulomb (1776), Motta (1994), et Balay et al. (1998), comme indiqué sur la figure 4.2.

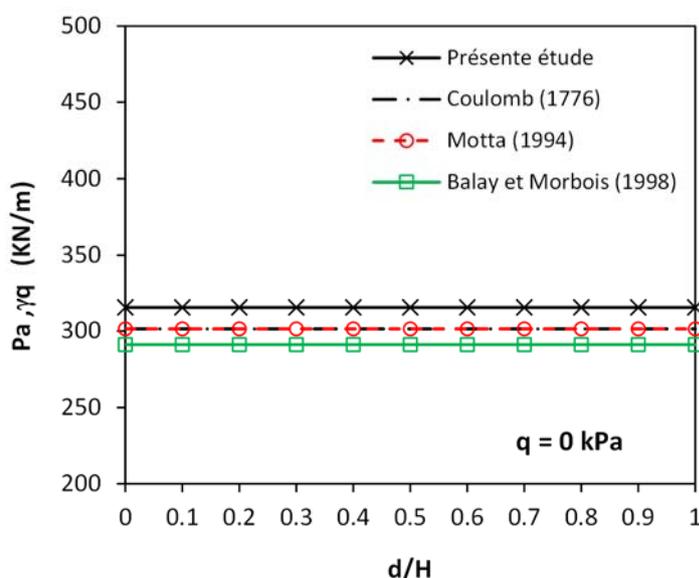


Figure 4.2: Comparaison de la poussée active totale avec les solutions théoriques pour différentes distances relatives (d/H), avec $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$.

Il est à noter que les valeurs maximales de poussées totales sont obtenues pour une distance relative $d/H=0$. Il est clair que l'intensité de la surcharge augmente la poussée active totale. Aussi, on remarque une diminution progressive de la poussée active totale avec l'augmentation de la distance relative d/H jusqu'à la disparition de l'effet de surcharge, comme indiqué sur la figure 4.3a-d. La poussée totale décroît linéairement avec la distance d/H , ce qui est en bon accord avec l'étude de Motta (1994), comme illustré sur la figure 4.3a-d. Cependant, après une distance relative égale à $d/H=0,5$, les valeurs de la poussée totale, déterminées par la méthode de Balay et al. (1998), sont devenues constantes et équivalentes à la force active due à l'action du poids du sol seulement, comme indiqué sur la figure 4.3a-d. On remarque que les résultats de la présente étude sont conservatifs, pour le cas de $q>50$ kPa, par rapport à ceux obtenus par les méthodes théoriques.

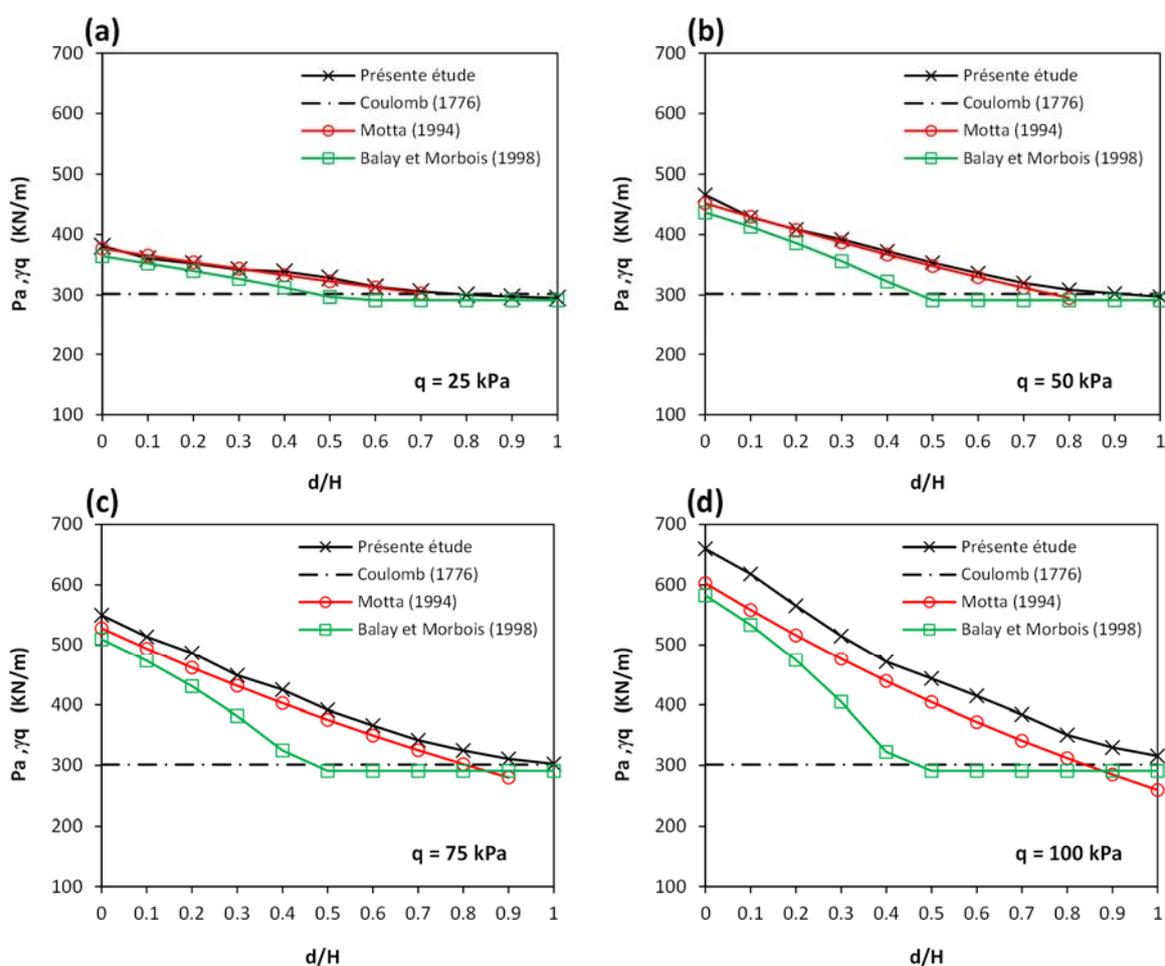


Figure 4.3: Comparaison de la poussée active totale avec les solutions théoriques, pour différentes distances relatives (d/H), avec $\varphi=30^\circ$, $\delta=\varphi/2$.

4.2.2.2 Influence de l'angle de frottement de l'interface sol-mur

La figure 4.4a, b montre la variation de la poussée totale des terres pour le cas d'une surcharge appliquée sur le sol soutenu ($q=25$ et 100 kPa), avec $\varphi=30^\circ$, $\psi=0$, $\delta=0$, $\varphi/2$ et φ . Il est clair que l'interface lisse entre le mur et le sol donne des valeurs maximales de la poussée de terre, pour les différentes valeurs de surcharge. La valeur de poussée décroît de façon continue avec l'augmentation de la distance relative d/H . Dans le cas de $q=25$ kPa, l'effet de surcharge est disparu pour une distance relative $d/H=0,4$ et $0,6$ respectivement pour $\delta/\varphi=1$ et $0,5$. Par ailleurs, dans le cas de $q=100$ kPa, l'effet de surcharge est disparu pour une grande distance relative $d/H=0,9$ et $1,0$ respectivement pour $\delta/\varphi=1$ et $0,5$.

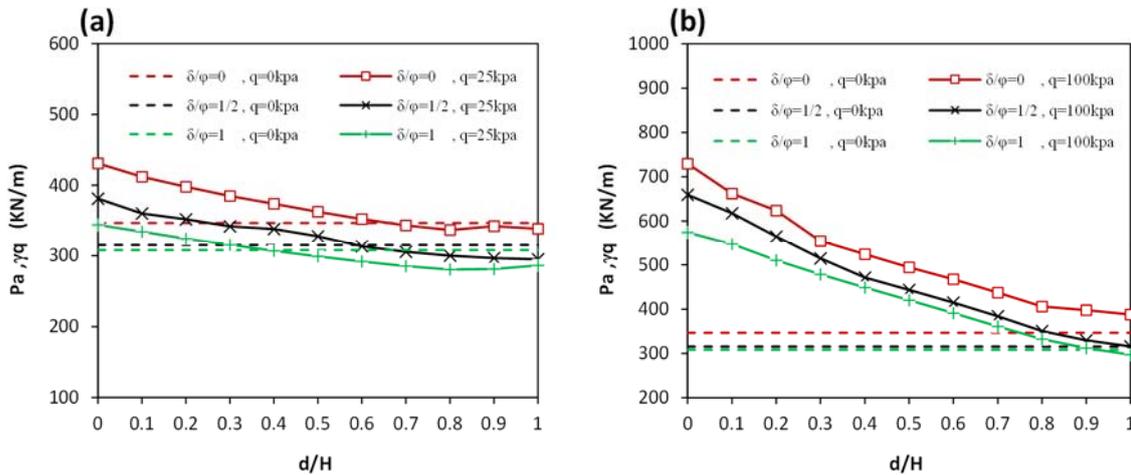


Figure 4.4: Variation de $P_{a,\gamma q}$ pour $\varphi=30^\circ$ et $\delta=0$, $\varphi/2$ et φ : (a) $q=25$ kPa, (b) $q=100$ kPa.

4.2.2.3 Effet de l'angle de frottement interne du sol

La figure 4.5 montre la variation de la poussée $P_{a,\gamma q}$, dans le cas d'une surcharge $q=100$ kPa. Les calculs sont effectués pour différentes valeurs de l'angle de frottement interne du sol variant entre 20° et 40° par un incrément de 5° , avec un angle de frottement d'interface mur-sol $\delta=\varphi/2$. Les valeurs de poussée obtenues sans surcharge sont aussi présentées sur cette figure. Il est à noter que l'effet de la surcharge diminue avec l'augmentation de la distance relative pour les grandes valeurs de l'angle de frottement φ . L'effet de la surcharge est disparu à l'intervalle $d/H=0,7$ à $0,8$, respectivement pour $\varphi=40^\circ$ et 35° , comme indiqué sur la figure 4.5.

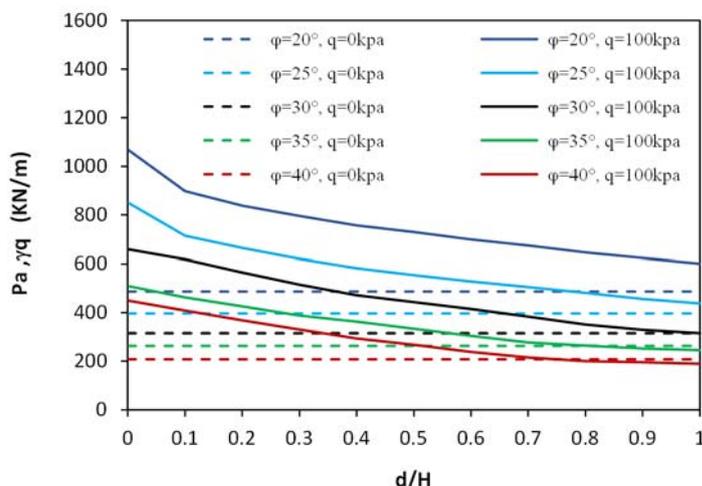


Figure 4.5: Variation de $P_{a,\gamma q}$ pour différentes valeurs de l'angles de frottement interne du sol, avec $q=0$ et 100 kPa, et $\delta=\varphi/2$.

4.2.3 Effet d'une surcharge située à une distance d sur un mur avec une console

Le modèle de mur de soutènement avec une seule console est utilisé pour déterminer la poussée de terre $P_{a,\gamma q}$, sous l'effet d'une surcharge uniformément distribuée et localisée à une distance d par rapport au parement du mur, comme indiqué sur la figure 4.1. Les mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques adoptées dans le cas d'un mur sans console sont utilisées. La console de largeur égale à 2m est placée en trois positions relatives, $h_i/H=0,25, 0,5, \text{ et } 0,75$. Le calcul de la poussée est effectué pour un angle de frottement interne du sol $\varphi=30^\circ$ avec $\delta/\varphi=1/2$. L'intensité de la surcharge varie de 25 à 100 kPa avec un incrément de 25kPa.

La figure 4.6a-f compare les valeurs de la poussée totales de terre obtenue par la présente étude, avec celles déterminées par la méthode théorique de Klein (1964), dans le cas d'une surcharge nulle ($q=0$). La figure 4.6a, c, e montre que les valeurs de la poussée $P_{a1,\gamma q}$ diminuent d'une manière linéaire jusqu'à la disparition de l'effet du chargement q . Il est clair que la poussée de terre dans la partie supérieure du mur au-dessus de la console, augmente avec l'accroissement de la surcharge q . On remarque aussi une augmentation de la poussée $P_{a1,\gamma q}$ avec l'accroissement du rapport h_i/H , pour $d/H=0$. Dans la partie supérieure du mur, on observe que l'effet de la surcharge sur la poussée est disparu en fonction de la position relative de la console, pour les distances relatives $d/H=0,7, 0,8, \text{ et } 0,9$, où la poussée $P_{a1,\gamma q}$ devient égale à la poussée $P_{a1,\gamma}$ due au poids du sol uniquement.

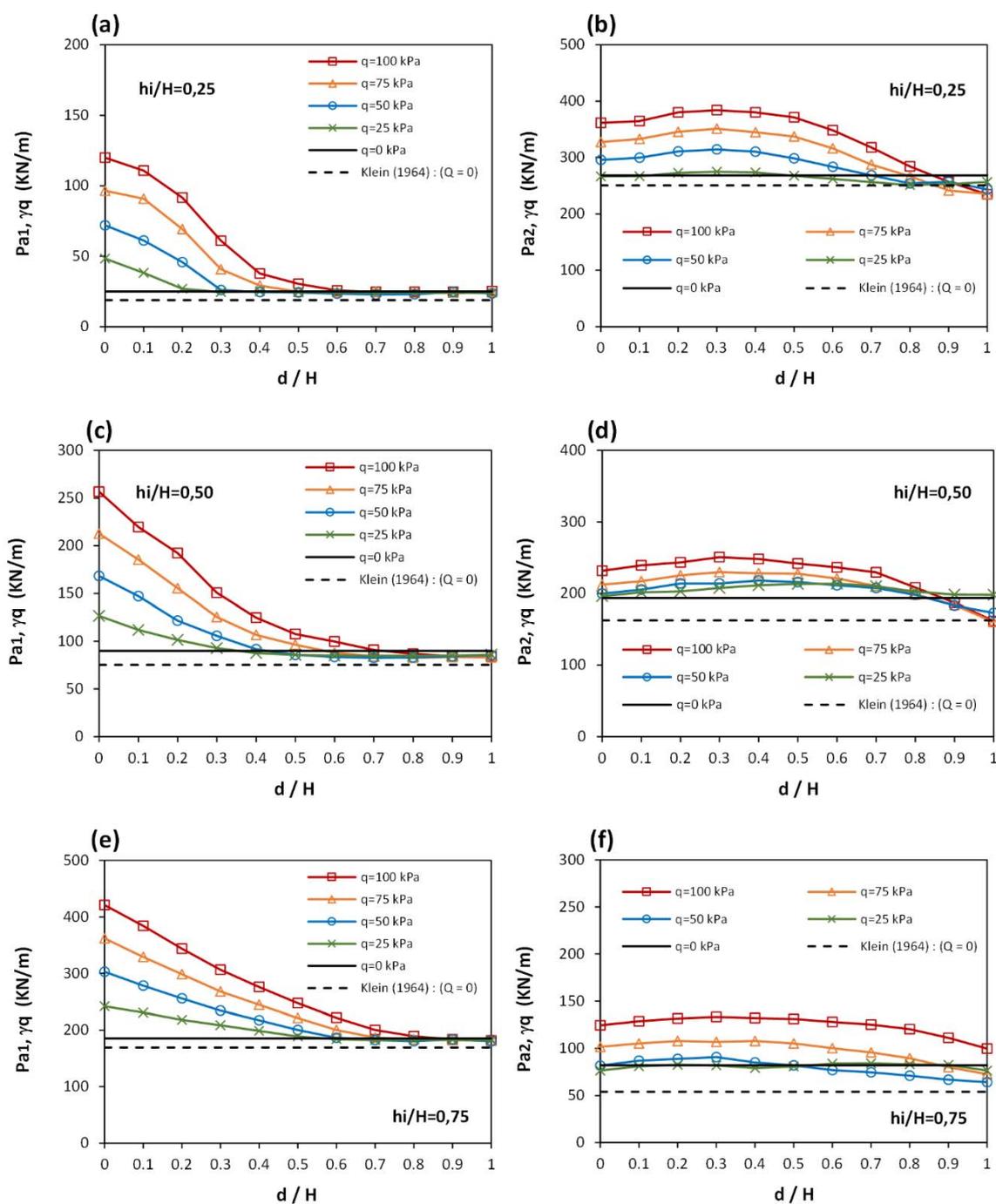


Figure 4.6: Variation de $P_{a1,\gamma q}$ et $P_{a2,\gamma q}$ avec la distance relative d/H pour différentes positions relatives $h_i/H=0,25, 0,5, \text{ et } 0,75$, avec $b=2\text{m}, \varphi=30^\circ$, et $\delta=\varphi/2$, et q varie de $=25$ à 100 kPa avec un incrément de 25 kPa.

La figure 4.6b, d, f présente la variation de la poussée totale au-dessous de la console. Les valeurs de $P_{a2,\gamma q}$ sont également comparées avec les résultats de la solution théorique. Il est important de noter que les valeurs de la poussée totale des terres sous la console $P_{a2,\gamma q}$, pour $d/H=0$ sont inférieures à celles obtenues après une distance relative $d/H=0,2$, comme indiqué sur la figure 4.6b, d, f. Après cette distance la poussée totale est presque stable, jusqu'à $d/H=0,5$, ensuite on constate une diminution continue, qui montre la disparition de l'effet de surcharge. On constate que la console influe positivement sur la diminution de la poussée totale pour $d/H=0$; puisque le poids du sol et la surcharge sont supportés par la console.

La figure 4.7a-d présente la variation de la poussée totale au-dessus et au-dessous de la console, pour le cas d'une surcharge $q=25$ et 100 kPa. Les valeurs de $P_{a1,\gamma q}$ et $P_{a2,\gamma q}$ sont déterminées en fonction de trois positions relatives: $h_i/H=0,25, 0,5, 0,75$.

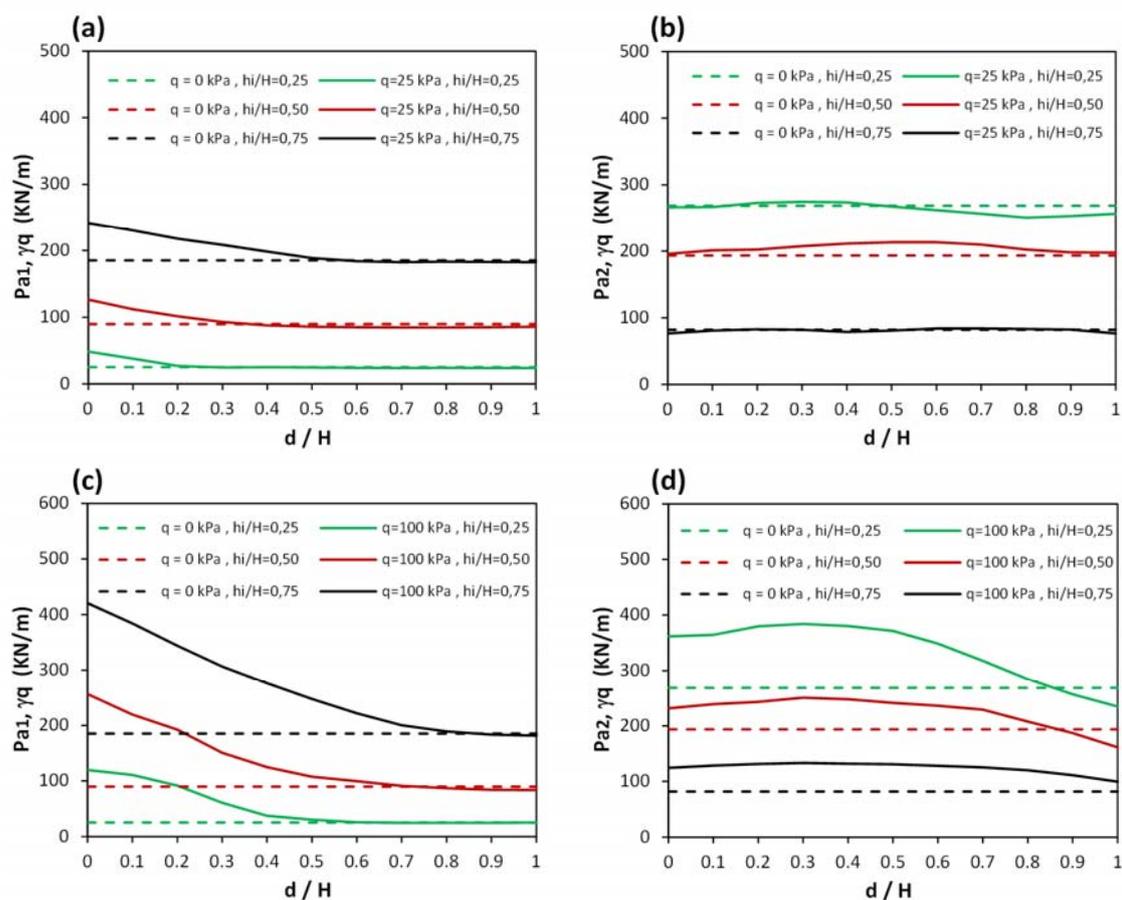


Figure 4.7: Variation de $P_{a1,\gamma q}$ et $P_{a2,\gamma q}$ avec la distance relative d/H , pour différentes valeur du rapport $h_i/H=0,25, 0,5, \text{ et } 0,75$, avec $b=2\text{m}$, $\varphi=30^\circ$, et $\delta=\varphi/2$, et $q=25$ et 100 kPa.

Il est évident que l'intensité faible de surcharge ($q=25\text{kPa}$) conduit à un effet négligeable sur la poussée $P_{a2,\gamma q}$ au-dessous de la console. Cette situation est clair avec l'augmentation du rapport h_i/H , comme illustré sur la figure 4.7b. Par contre, dans le cas d'une surcharge élevée, la poussée $P_{a2,\gamma q}$ est importantes, comme indique sur la figure 4.7d. Les valeurs maximales sont trouvées pour une console placée près de la surface du sol soutenu. Il est à noter que l'effet de la surcharge est disparu pour une distance relative varie entre $d/H=0,8$ et $0,9$, comme indiqué sur la figure 4.7d. La figure 4.7a, c montre la variation linéaire de $P_{a1,\gamma q}$, où les valeurs maximales sont obtenues pour $d/H=0$.

4.2.3.1 Détermination de la contrainte horizontale due à la surcharge

La figure 4.8 montre la variation de la contrainte horizontale du sol $\Delta\sigma_h$ due l'application d'une surcharge $q=25\text{ kPa}$, à une distance relative $d/H=0$ à $0,4$, avec $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=1/2$, dans le cas d'une console placée à mi-hauteur du mur ($h_i/H=0,5$). La figure 4.8a montre que la pression totale maximale au-dessus de la console est obtenue pour une distance $d/H=0$. Pour cette distance la répartition de $\Delta\sigma_h$ est uniforme dans la partie supérieure du mur, comme indiqué sur la figure 4.8b.

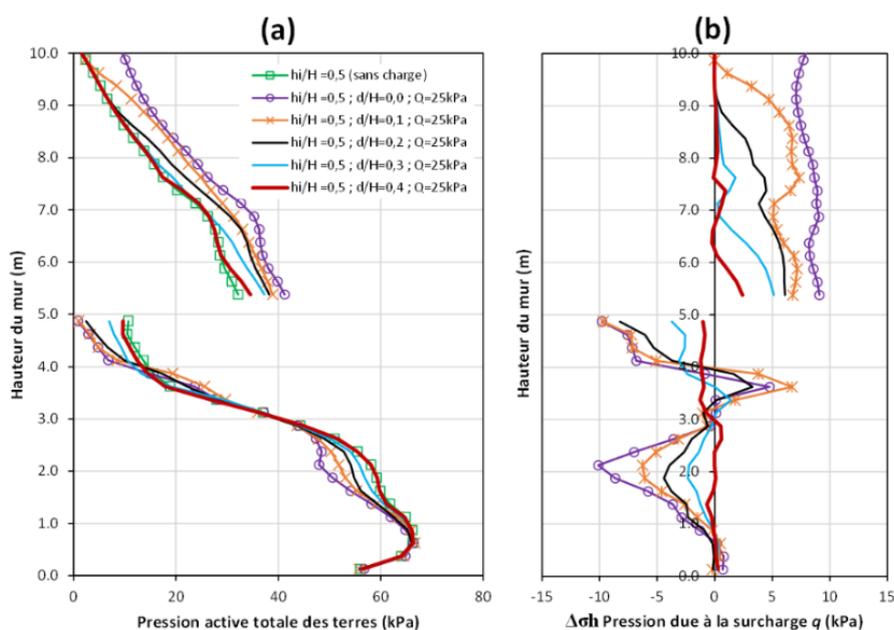


Figure 4.8: (a) Variation de la pression totale des terres (b) Pression horizontale due à la surcharge : $h_i/H=0,5$, $q=25\text{ kPa}$, $b=2\text{m}$, $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=1/2$.

La valeur théorique de la pression horizontale $\sigma_{h,q}=K_a.q$, donne une valeur de 7,53 kPa pour $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=1/2$. Cette valeur théorique est très proche à la pression obtenue par la présente étude. Au-delà de $d/H=0$, l'effet de la surcharge est diminué avec l'augmentation de la distance relative jusqu'à $d/H=0,4$. Dans la partie au-dessous de la console, on constate que l'effet de la surcharge est faible avec l'accroissement de la distance relative d/H , comme illustré sur la figure 4.8a. On constate que la surcharge projetée sur la largeur de la console ($d/H=0$ à $0,2$), minimise la pression active des terres juste au-dessous de la console.

4.3 Mur en béton armé de type cantilever avec et sans console

4.3.1 Choix du modèle étudié

La figure 4.9a montre les dimensions d'un mur en béton armé de type cantilever, en se basant sur les recommandations de conception données par Das (2011). Les dimensions adoptées dans la présente étude sont directement déterminées à partir de la hauteur H de mur (Fig. 4.9b). Les dimensions proposées assurent la stabilité et la résistance de l'ouvrage de soutènement. Selon les études antérieures, le choix d'une fondation avec une dimension de $0,5$ à $0,7H$ assure la condition d'une semelle rigide par laquelle le mur en béton armé de type cantilever peut garder sa stabilité.

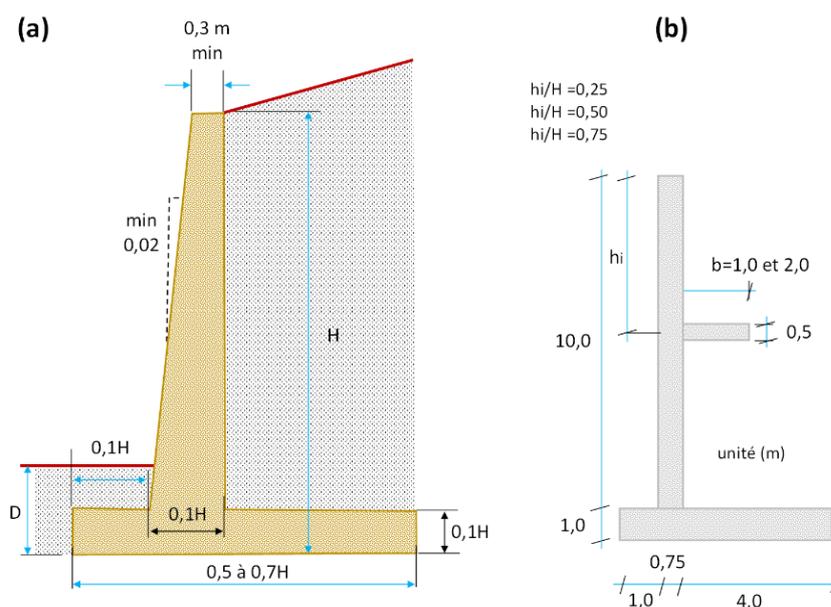


Figure 4.9: Dimensions des divers composants du mur de soutènement de type cantilever : (a) d'après Das (2011), (b) Dimensions du modèle adopté dans la présente étude.

En raison de l'ajout d'une console au mur de soutènement, il est possible de minimiser légèrement les dimensions par rapport aux recommandations de conception. Les dimensions du modèle dans le sens horizontal et vertical sont respectivement six et deux fois de la hauteur du mur (Fig.4.10). D'après Goh (1993), les caractéristiques mécaniques et physiques du remblai, le sol de fondation et le mur sont présentées dans le tableau 4.1.

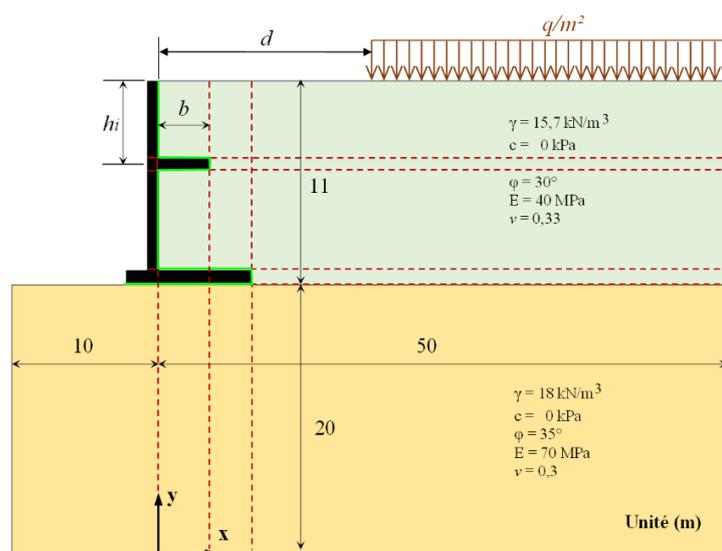


Figure 4.10: Géométrie du modèle numérique adopté.

Tableau 4.1: Caractéristiques des matériaux utilisés dans la présente étude, d'après Goh (1993).

Eléments	Paramètres	Unité	Valeur
Sol de fondation	Modèle Mohr-Coulomb		
	Poids volumique (γ)	[kN/m ³]	18
	Module d'élasticité (E)	[MPa]	70
	Coefficient de Poisson (ν)	-	0,3
	Angle de frottement interne (ϕ)	[°]	35
	Cohésion (C)	[kN/m ²]	0
Sol de remblai	Modèle Mohr-Coulomb		
	Poids volumique (γ)	[kN/m ³]	15,7
	Module d'élasticité (E)	[MPa]	40
	Coefficient de Poisson (ν)	-	0,33
	Angle de frottement interne (ϕ)	[°]	30
	Cohésion (C)	[kN/m ²]	0
Mur de soutènement	Modèle linéairement élastique		
	Poids volumique (γ)	[kN/m ³]	22
	Module d'élasticité (E)	[MPa]	25000
	Coefficient de Poisson (ν)	-	0,2

Les conditions aux limites sont prises en considération, en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux à la base du modèle étudié. Les limites verticales à gauche et à droite du modèle sont fixées dans la direction x . Le mur en béton armé de type cantilever est modélisé par des zones connectées au sol via des éléments d'interface régi par le critère de cisaillement de Coulomb. Le modèle de comportement du sol de remblai et de fondation est supposé élastique-parfaitement plastique, obéissant au critère de Mohr-Coulomb. D'autre part, une loi de comportement élastique est adoptée pour le mur de soutènement. Les éléments d'interface sont caractérisés par les paramètres suivants : une cohésion $c=0$, un angle de frottement d'interface $\delta=2\varphi/3$, la rigidité normale $K_n=1\times 10^9$ Pa/m, et la rigidité de cisaillement $K_s=1\times 10^9$ Pa/m.

La procédure de modélisation d'un mur de soutènement avec et sans console passe par deux étapes. Dans la première étape, les contraintes initiales, représentant l'état d'équilibre initial sont calculées pour le sol de fondation. Pour simuler le cas réel, les phases de construction du modèle sont considérées dans la modélisation numérique. Enfin, on applique une surcharge uniforme située à distance relative (d/H) par rapport à la face interne du mur. Après l'analyse du modèle, il est possible de déterminer la distribution de pressions des terres sur le mur, au-dessus et au-dessous de la console, ainsi les poussées correspondantes.

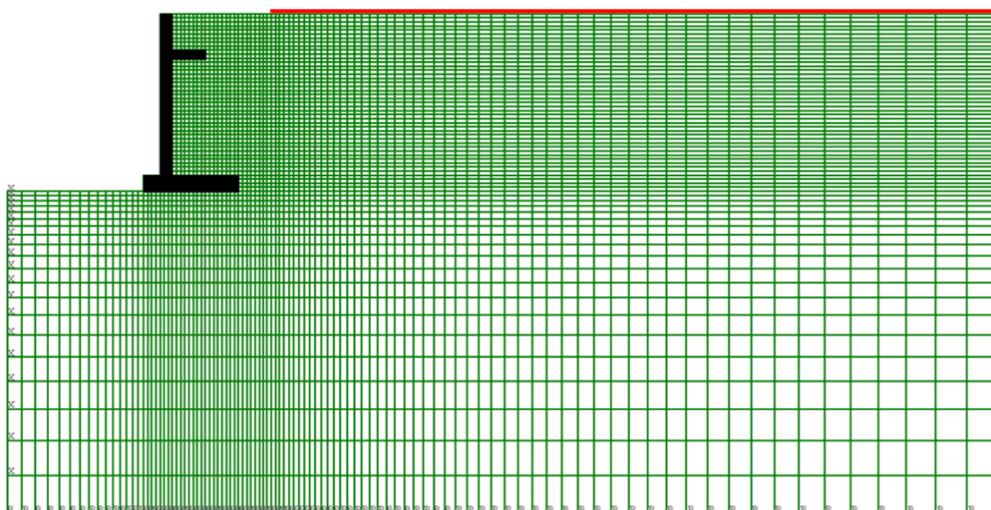


Figure 4.11: Maillage, conditions aux limites, et surcharges q pour l'analyse d'un mur de soutènement en béton armé avec une console ($h_i/H=0,25$; $d/H=0,6$; $b=2$ m).

4.3.2 Résultats et discussions

4.3.2.1 Mur avec et sans console et surcharge nulle ($q = 0$)

a) Distribution de la pression latérale

La figure 4.12 montre la distribution de la pression latérale de terre sur la paroi du mur avec et sans console. Les calculs sont exécutés pour le cas $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=2/3$ avec une hauteur relative $h_i/H=0,5$. La largeur de la console est supposée égale à 1 et 2m. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux déterminés par la solution théorique de Klein (1964), comme indiqué sur la figure 4.12.

Dans le cas d'un mur en béton armé sans console, la distribution de la pression latérale agissant sur la paroi du mur est en excellent accord avec le résultat classique de Coulomb (1776), pour les deux tiers supérieurs de la hauteur du mur. Cependant, dans le tiers inférieur auprès de la fondation du mur, la pression latérale est légèrement supérieure, en raison de l'effet de la base du mur de soutènement, il convient de noter que ces remarques ont été aussi citées par Nakai (1985), Goh (1993), et Djireb et al. (2019). On constate que la distribution de pression latérale, dans le cas du mur avec une console de largeur $b=2\text{m}$ est plus linéaire que celle obtenue lorsque $b=1\text{m}$.

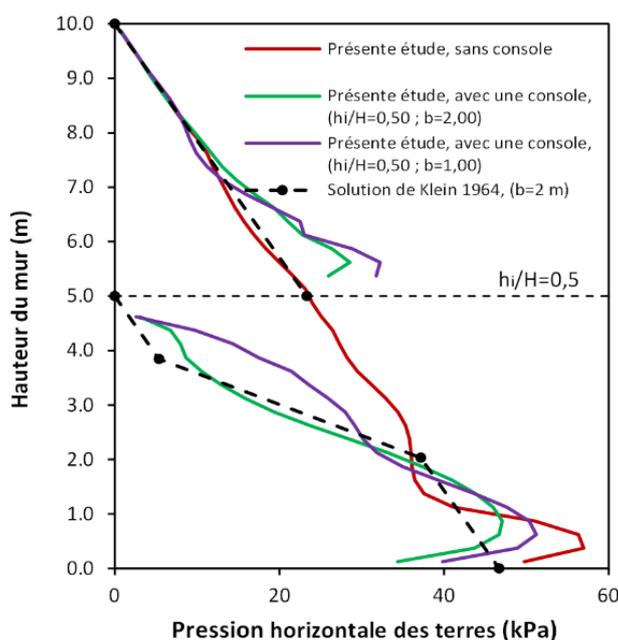


Figure 4.12: Comparaison de la pression latérale de terre déterminée à partir de l'analyse numérique et théorique de Coulomb (1776) et Klein (1964), avec $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=2/3$.

Les pressions déterminées au-dessus de la console sont en bon accord avec la solution théorique de Klein (1964), notamment dans le tiers supérieur de h_i comme présenté sur figure 4.12. Par contre, dans les deux tiers inférieurs de h_i , les pressions latérales obtenues par la présente étude sont les plus grandes à cause de l'effet de la console. Il est important de noter que la pression obtenue par la présente étude juste au-dessous de la console n'est pas nulle, contrairement à celle supposée par la solution théorique. Cependant, la variation de la pression de terre dans le cas $b=2\text{m}$ est en excellent accord avec la solution analytique.

La figure 4.13 montre la variation de la distribution de pression de terre en fonction de la hauteur relative $h_i/H = 0,25, 0,5, \text{ et } 0,75$. Les valeurs sont obtenues pour une console de largeur égale à 1 et 2m, dans le cas de $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=2/3$. La figure 4.13 montre que la distribution de pressions latérales au-dessus de la console est de forme triangulaire lorsqu'on augmente la hauteur relative h_i/H . Dans la partie au-dessous de la console, les pressions latérales ne sont pas nulles juste sous la console en raison du mouvement de la console sous l'effet de poids du sol (Fig. 4.13). Il est à noter que les pressions latérales dans la partie inférieure du mur sont plus élevées dans le cas de $b=1\text{m}$.

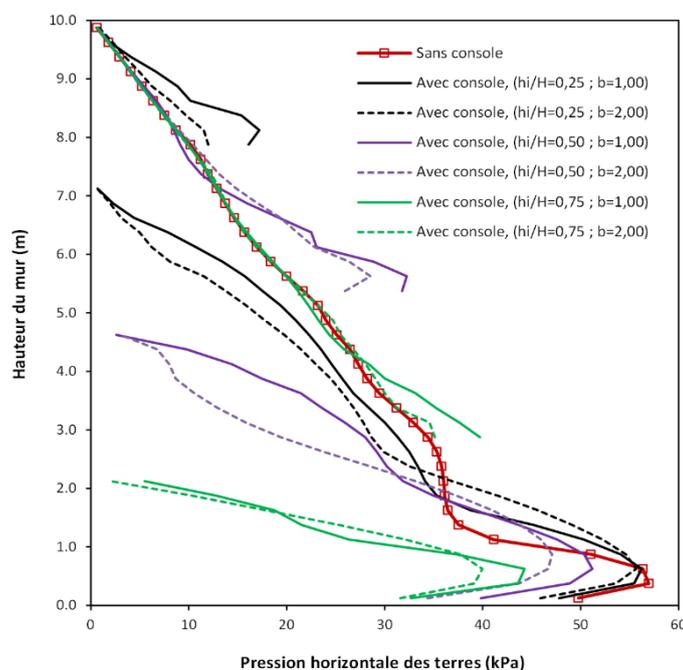


Figure 4.13: Distribution de la pression des terres pour différentes positions relatives h_i/H , avec $\varphi=30^\circ, \delta/\varphi=2/3, b=1$ et 2 m ,

b) Profil de tassement de la surface du remblai

La détermination du profil de tassement de la surface du sol soutenu, au voisinage des ouvrages de soutènement est un sujet très important pour l'évaluation des dommages. En général, les tassements relativement faibles sont liés à plusieurs paramètres favorables, tels que la grande rigidité du système de soutènement. Les courbes de tassement de la surface du sol en fonction de différentes positions relatives de la console sont illustrées sur les figures 4.14 et 4.15. Le calcul numérique de tassement est effectué pour une console de largeur $b=1$ et 2 m, avec $\delta/\varphi=2/3$ et $\varphi=30^\circ$.

La figure 4.14a, b, montre que le mouvement du mur sans console provoque un affaissement continu dans la zone située entre la face interne du mur et le point $d=16,5$ m, qui représente la zone plastifiée où se trouve le plan de rupture. La valeur maximale du tassement est trouvée égale à 90,8 mm, derrière la paroi du mur (Fig. 4.14a). Il est clair que, l'emplacement de la console au-dessus de la mi-hauteur du mur ($h_i/H < 0,5$) produit une augmentation significative de soulèvement de terre juste au voisinage du mur, à cause de mouvement inversé de la console, comme indiqué sur la figure 4.14b. On constate que le tassement diminue proportionnellement avec l'augmentation de la largeur de console et la rigidité des éléments constituant le mur de soutènement avec une console, comme présenté sur la figure 4.15a, b.

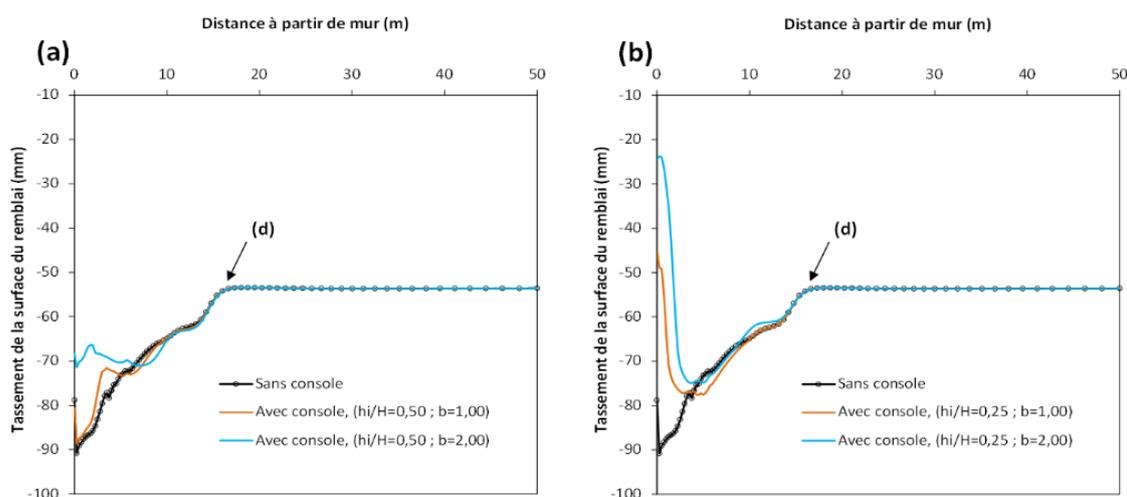


Figure 4.14: Profil de tassement de la surface du remblai pour une largeur $b=1$ et 2 m, $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=2/3$: (a) Hauteur relative $h_i/H=0,5$, (b) Hauteur relative $h_i/H=0,25$.

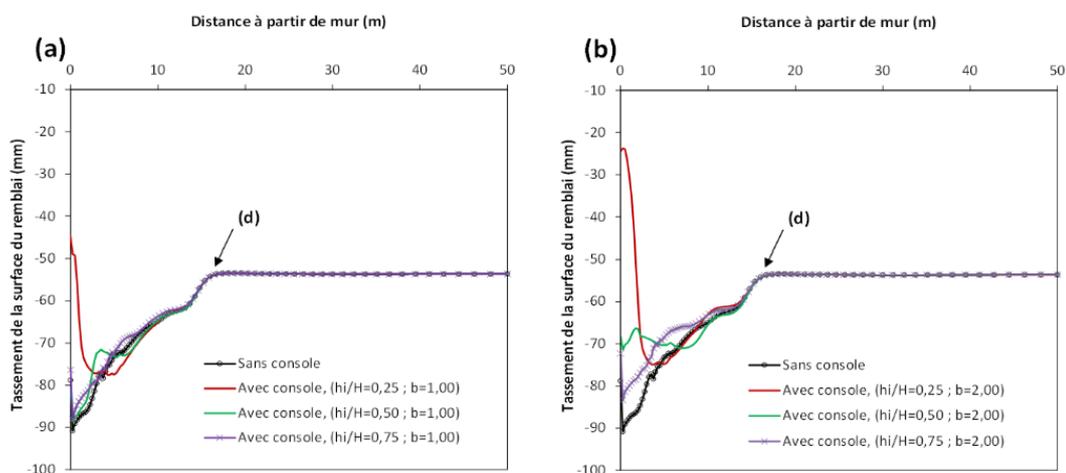


Figure 4.15: Profil de tassement de la surface du remblai pour différentes positions relatives, pour $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=2/3$: (a) Largeur de la console $b=1\text{m}$, (b) Largeur de la console $b=2\text{m}$.

c) Pression de contact à la base du mur

Les valeurs numériques de la pression de contact à la base du mur sont comparées avec les résultats théoriques, dans le cas d'un mur avec et sans console, comme indiqué sur la figure 4.16a, b. La variation de contraintes sous la base du mur est quasi-trapézoïdale ce qui implique un état de compression sous la fondation. L'estimation théorique des contraintes donne une distribution linéaire avec une valeur maximale de 216 kPa et une valeur minimale de 107 kPa. Il est à noter que les contraintes minimales de la présente étude sont en excellent accord avec les résultats théoriques. Par ailleurs, on constate une augmentation supplémentaire de la pression maximale à l'extrémité du patin de la base du mur, comme présenté sur la figure 4.16a, b.

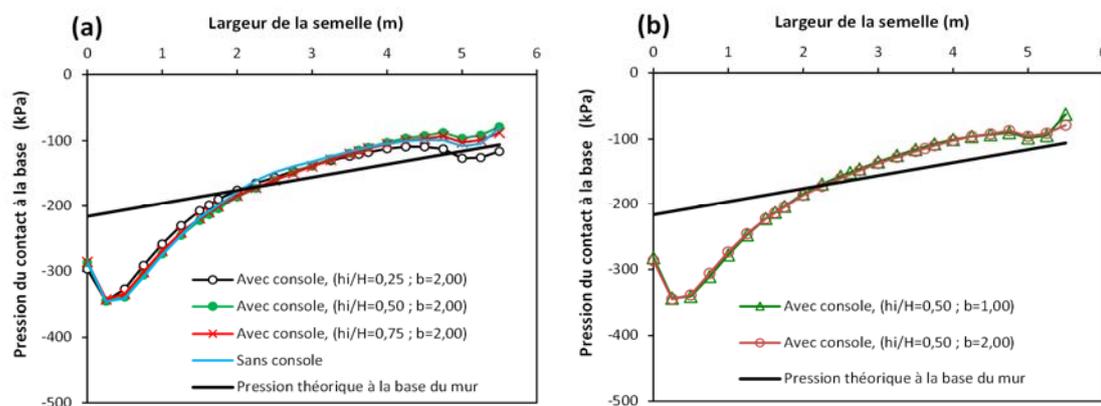


Figure 4.16: Comparaison de la pression de contact à la base du mur avec les valeurs théoriques : (a) $h_i/H=0,25, 0,5, \text{ et } 0,75$ avec $b=2\text{m}$, (b) $h_i/H=0,5$ avec $b=1$ et 2m .

L'augmentation de la pression maximale peut s'expliquer par l'effet de renversement du mur autour du coin inférieur du patin. Aussi, on remarque l'effet négligeable de la position relative h_i/H et de la largeur b de la console, sur la variation de la pression de contact à la base du mur.

d) Déplacement latéral

La figure 4.17 montre le déplacement latéral du mur en béton armé avec et sans console, pour différentes positions relatives $h_i/H=0,25$ et $0,5$ avec une console de largeur de $b=1$ et 2m . Les valeurs maximales de déplacement sont obtenues pour le cas d'un mur sans console ($\delta=69,15$ mm). La figure 4.17, montre une translation à la base du mur à cause de manque de la butée, ce qui conduit à la vérification de condition de glissement à la base de fondation. Par conséquent, la déformation latérale le long de la hauteur du mur prend une distribution quasi-linéaire. On remarque que l'augmentation de la largeur de la console avec une position relative $h_i/H < 0,5$ minimise considérablement le déplacement latéral, comme indiqué sur la figure 4.17.

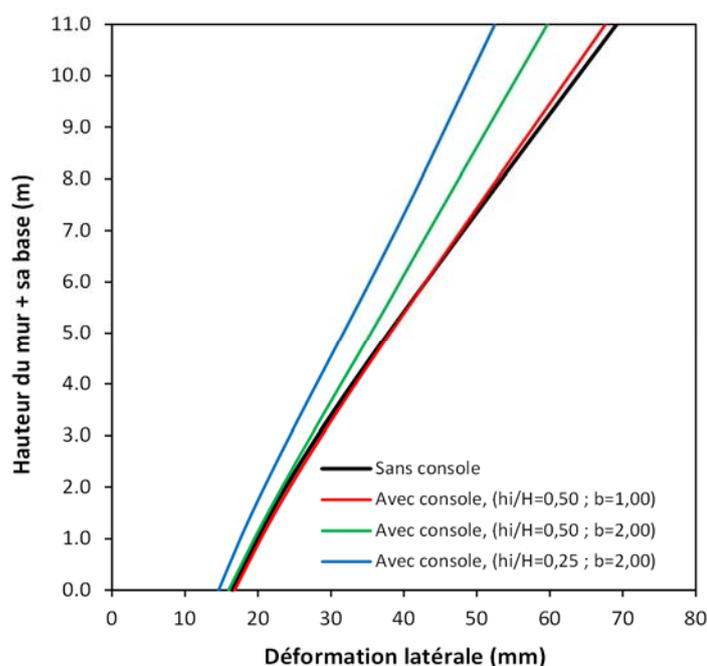


Figure 4.17: Déplacement latéral du mur, pour $q=0$, $h_i/H=0,25$ et $0,5$, avec $b=1$ et 2m .

4.3.2.2 Mur avec et sans console et surcharge non nulle ($q \neq 0$)

a) Distribution de la pression latérale

La figure 4.18 montre la variation de la pression latérale des terres agissant sur la paroi du mur sous l'effet d'une surcharge $q = 25$ kPa, située à une distance d/H varie entre 0 et 0,5, avec $h_i/H=0,5$, $\varphi=30^\circ$, $\delta/\varphi=2/3$, et $b=2$ m. Dans la partie du mur au-dessus de la console et pour $d/H=0$, on constate que la surcharge produit une pression uniforme égale à 7,94 kPa, ce qui est équivalent à la valeur théorique donnée par $K_a \cdot \gamma h_i$, le long de la partie du mur au-dessus de la console. Ensuite, cette pression latérale due à la surcharge, commence à diminuer avec l'augmentation de la distance relative d/H , comme indiqué sur la figure 4.18. Au-dessous de la console, on remarque que l'effet de la surcharge reste faible avec la variation de la distance relative ($d/H \leq 0,5$).

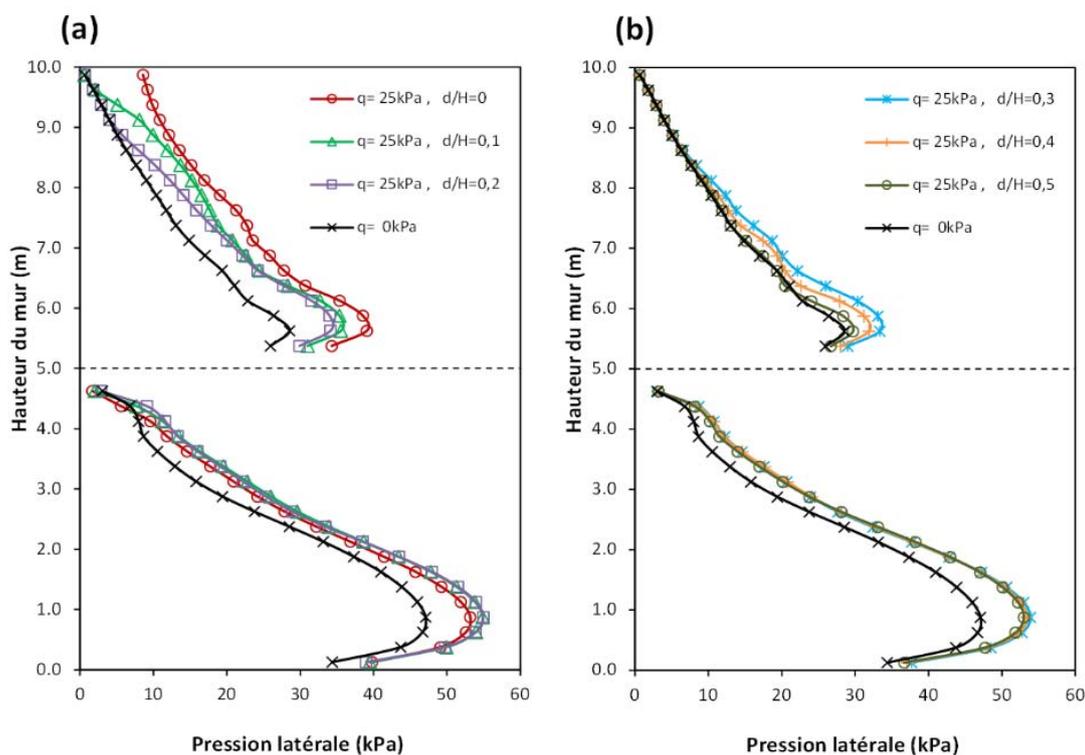


Figure 4.18: Distribution de la pression latérale des terres sous l'effet de la surcharge q , pour $h_i/H=0,5$, $\varphi=30^\circ$, $\delta/\varphi=2/3$, et $b=2$ m: (a) Distances relatives $d/H=0, 0,1$ et $0,2$, (b) Distances relatives $d/H=0,3, 0,4$, et $0,5$.

b) Variation de la poussée sous l'effet de la surcharge (q)

La figure 4.19a-f montre la variation de la poussée totale de terre agissant sur un mur de soutènement en béton armé avec et sans console. Les valeurs de poussée totale sont estimées sous l'influence d'une surcharge $q=25$ et 100 kPa, située à une distance relative d/H varie entre 0 et 1, avec un incrément égal à 0,1. La console est placée en trois positions relatives $h_i/H=0,25$, $0,5$, et $0,75$, avec une largeur $b=2$ m, $\varphi=30^\circ$, et $\delta/\varphi=2/3$. Il est clair que dans la partie au-dessus de la console et pour $d/H=0$, les valeurs maximales de la poussée sont proportionnelles à l'intensité de la surcharge q (Fig. 4.19a, c, e). Lorsque la surcharge s'éloigne du mur, son effet diminue constamment jusqu'à ce qu'il disparaisse à une petite distance relative correspondant à $h_i/H < 0,25$.

Dans la partie du mur au-dessous de la console, les valeurs de la poussée totale de terre diminuent graduellement avec l'augmentation de d/H . Cependant, pour une surcharge q appliquée entre $d/H = 0$ et $0,2$, les poussées sont trouvées inférieures à celles obtenues après la distance $d/H = 0,2$, cela est expliqué par l'effet de la pression de sol mobilisée derrière la console sous l'influence de la surcharge uniformément distribuée jusqu'à l'extrémité droite du sol. Dans le cas de $h_i/H = 0,75$ et $d/H = 0$, la poussée maximale est due à la pression supplémentaire produite dans la zone encadrée par la console et la fondation lors du mouvement du mur.

c) Déplacement latéral du mur avec et sans console

Afin de comprendre le mode de mouvement d'un mur avec et sans console dans le cas de présence d'une surcharge, la figure 4.20a, b montre le déplacement latéral déterminé pour : $h_i/H=0,25$, $\varphi=30^\circ$, $\delta/\varphi=2/3$ et $b=2$ m. Les déplacements horizontaux sont estimés sous l'effet d'une surcharge $q=25$ kPa, pour $d/H=0$ et $0,6$. Avec le manque de la butée au côté du patin, le mur subit une translation horizontale à sa base comprise entre 10 à 20 mm, dans le cas d'absence de l'effet de surcharge comme indiqué sur de la figure 4.20a. Dans le cas d'une surcharge nulle et lorsque la console est placée à une hauteur $h_i/H=0,25$, la flèche du mur au sommet est minimisée par rapport à l'état initial sans console de l'ordre de 24,15%. Par ailleurs, lors de la disparition de l'effet de surcharge q à $d/H=0,6$, une augmentation quasi-uniforme du déplacement latéral le long du mur sans console est de

l'ordre de 6,03%. Egalement, dans le cas d'un mur avec une console et avec une surcharge située à $d/H=0,6$, on constate une diminution de 14,87% par rapport à l'état initial. Les cas critiques sont obtenus pour $d/H=0$, où la surcharge provoque un déplacement latéral compris entre 26,61 à 13,15 mm, dans le cas sans et avec une console, respectivement comme indiqué sur la figure 4.20b.

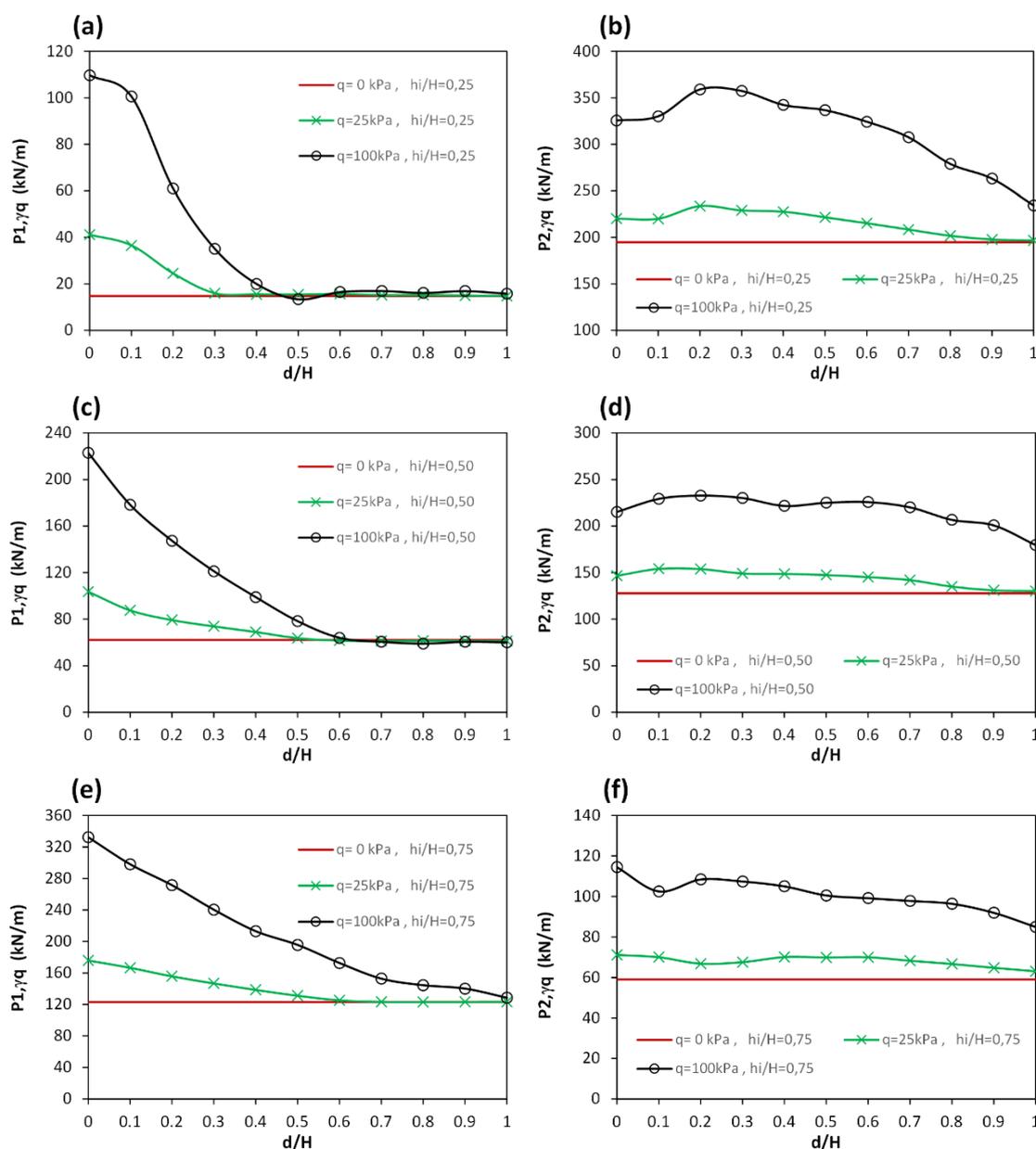


Figure 4.19: Variation de la poussée en fonction de (q), pour différentes distances relatives: **(a, c et e)** Poussée au-dessus de la console, **(b, d et f)** Poussée au-dessous de la console, avec $hi/H=0,25, 0,5$, et $0,75$, ($\varphi=30^\circ$, $\delta/\varphi=2/3$, et $b=2$ m).

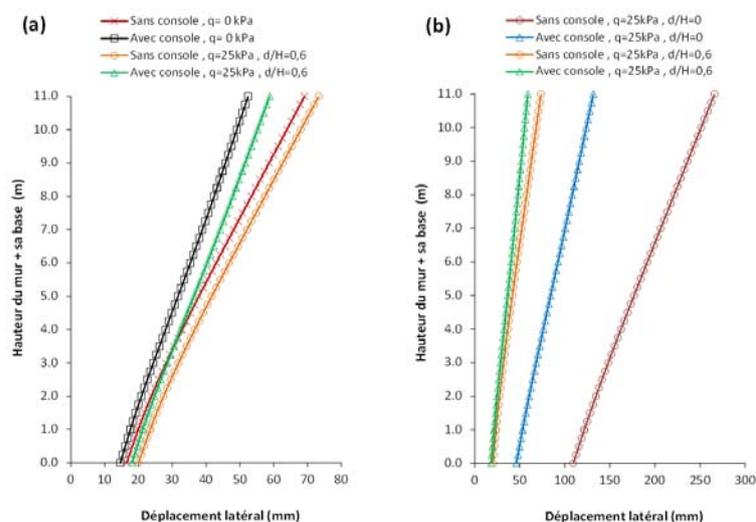


Figure 4.20: Déplacement latéral du mur avec et sans console, pour $h_i/H=0,25$, $\varphi=30^\circ$, $\delta/\varphi=2/3$, et $b=2$ m : (a) $q=0$ et 25 kPa avec $d/H=0,6$, (b) $q=0$ et 25 kPa avec $d/H=0$ et $0,6$

d) Mécanismes de rupture

La figure 4.21 représente la forme des mécanismes de rupture et le maillage déformé dans le cas d'un mur en béton armé de type cantilever, avec un angle de frottement interne du sol $\varphi=30^\circ$ et d'interface mur-sol $\delta=2\varphi/3$. La console est placée en trois positions relatives, $h_i/H=0,25$, $0,5$, et $0,75$ avec une largeur $b=2$ m. Les résultats sont obtenus pour une surcharge $q=25$ kPa, appliquée à $d/H=0$. Le maillage déformé indique que le mouvement du mur est caractérisé principalement par un renversement autour de l'extrémité du patin, plus une translation horizontale à sa base, comme présenté sur la figure 4.21. Le glissement à la base de fondation est produit à cause de manque d'une butée appliquée au côté du patin. Le mouvement combiné (renversement et glissement) provoque une zone plastique sous le patin qui engendre une forte concentration des contraintes, comme indiqué sur la figure 4.21.

Dans le cas d'un mur sans console, la figure 4.21a montre que la surface de rupture globale est localisée au pied du talon avec un plan de rupture incliné de $56,31^\circ$, cette valeur est en excellent accord avec l'angle $55,98^\circ$ estimée théoriquement, pour $\varphi=30^\circ$ et $\delta/\varphi=2/3$. D'autre part, On remarque un plan de glissement interne limité entre le talon et la face

interne du mur. On peut noter aussi, un coin élastique au-dessous de la console. Egalement, une troisième bande de cisaillement est construite dans la partie supérieure du mur.

D'après la figure 4.21b, c, d, les surfaces de rupture sont presque identiques, et similaires à celles du cas d'un mur sans console. Cependant, dans le cas $h_i/H=0,5$, une bande de cisaillement supplémentaire est créé au pied de la console (Fig.4.21c).

e) Effet de surcharge sur le tassement de la surface libre du sol

La figure 4.22 montre l'influence de la surcharge sur le tassement de la surface libre du sol soutenu, pour différentes positions relatives de la console, avec $\varphi=30^\circ$, $\delta/\varphi=2/3$, et $b=2\text{m}$. Le maillage déformé du modèle indique que la surface libre du sol subit un tassement continu au voisinage du mur (Fig. 4.22a). Toutefois, on constate un tassement constant égal à 63,2 mm, au-delà de la zone active du sol.

Dans le cas de $h_i/H=0,25$ et $d/H=0$, on constate un soulèvement de la surface du sol, 36,2mm, juste derrière le mur. Ensuite, le tassement augmente constamment jusqu'à un maximum égal 152mm. Cependant, dans le cas de $h_i/H>0,25$, les tassements de la surface libre du sol augmentent graduellement, en dépassant 300mm juste derrière le mur. Lorsque la console est placée à l'approche de la base du mur ($h_i/H=0,75$), la déformation de la surface libre du sol devient similaire à celle constatée dans le cas d'un mur sans console, comme présenté sur la figure 4.22a.

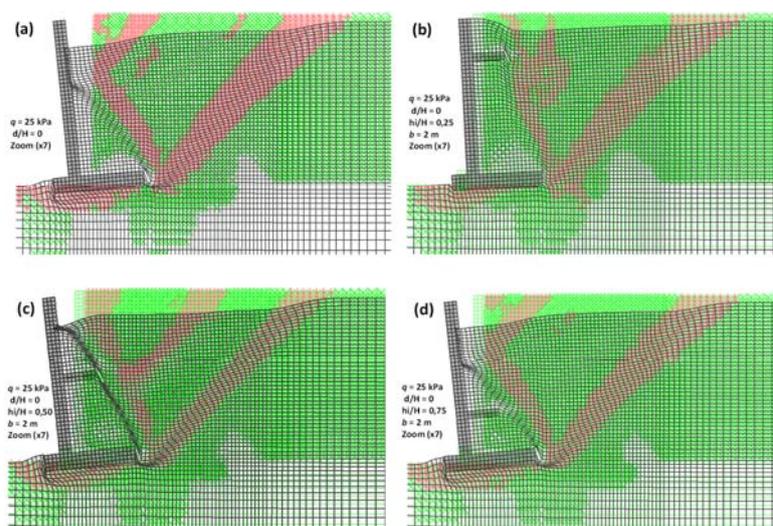


Figure 4.21: Mécanisme de rupture et déformation du maillage amplifié sept fois sous l'effet de surcharge ($q=25\text{ kPa}$), avec $d/H=0$, $\varphi=30^\circ$, $\delta/\varphi=2/3$ et $b=2\text{m}$: (a) Sans console, (b) Avec console $h_i/H=0,25$, (c) Avec console $h_i/H=0,50$, (d) Avec console $h_i/H=0,75$.

La figure 4.22b montre le taux d'influence de la surcharge sur le tassement de la surface libre du sol soutenu. On constate que les valeurs correspondant au cas $h_i/H=0,5$ sont les plus conservatives, avec un taux maximal égal à 79,63%. D'autre part, on trouve que l'influence de la surcharge, pour le cas de $h_i/H=0,75$, est presque similaire à celle estimée dans le cas d'un mur sans console. Cependant, ce taux ne dépasse pas 51% dans le cas de $h_i/H=0,25$.

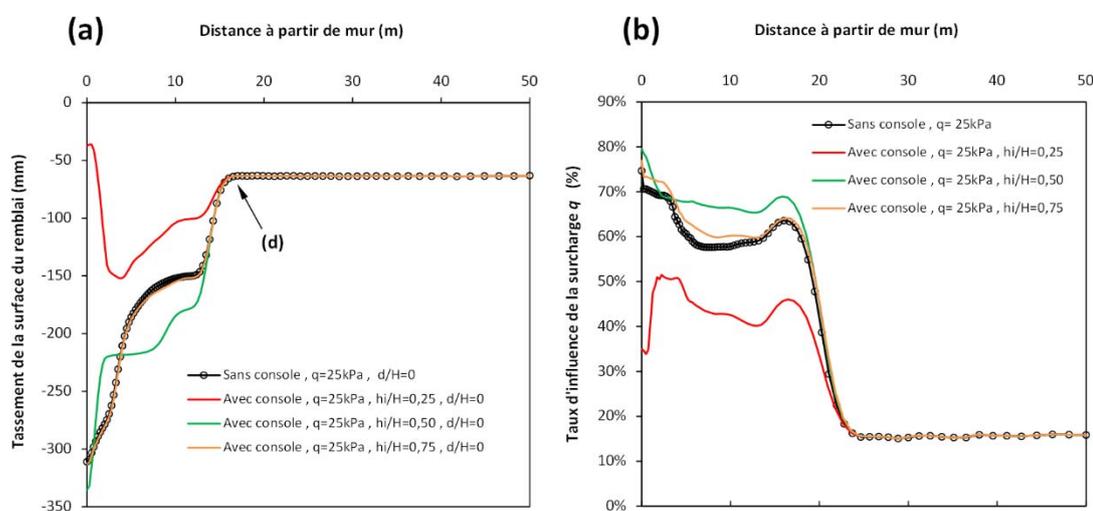


Figure 4.22: Influence de surcharge sur le tassement de la surface du remblai pour différentes positions relatives de la console, avec $\varphi=30^\circ$, $\delta/\varphi=2/3$, et $b=2\text{m}$: (a) Profil de tassement, (b) Taux d'influence de la surcharge.

4.4 Conclusion

Ce chapitre examine deux modèles numériques pour étudier l'effet sur les pressions actives dues à l'action d'une surcharge uniformément distribuée sur la surface d'un sol soutenu et localisée à une distance du parement d'un mur de soutènement avec et sans console. Le premier représente le modèle utilisé dans le troisième chapitre ; par ailleurs le deuxième représente un cas réel d'un mur soutènement en béton armé de type cantilever avec et sans console.

Dans le cas du premier modèle, deux facteurs ont été examinés pour estimer leurs effets sur les poussées totales à l'état actif pour un sol pesant et surchargé. Le premier considère l'effet de l'angle de frottement de l'interface sol-mur, et le deuxième concerne

l'effet de l'angle de frottement interne du sol. Les résultats obtenus dans la cas d'un mur sans console sont en bon accord à ceux déterminés par la méthode de [Motta \(1994\)](#), notamment pour des surcharges de faible intensité. L'interface lisse entre le sol et le mur, est une cause qui augmente la poussée active totale pour n'importe qu'elle valeur de surcharge. Il a été trouvé que l'effet de la surcharge est disparu après une petite distance relative dans le cas des sols présentant une grande valeur de l'angle de frottement interne. La distribution de la pression des terres sous l'effet d'une surcharge au-dessus de la console devient progressivement constante, lorsque la surcharge est à l'approche du mur, les mêmes remarques sont illustrées par les essais expérimentaux de [Yakovlev \(1974\)](#). Par ailleurs, au-dessous de la console, l'effet de la surcharge est trouvé faible pour une surcharge de petite intensité; aussi ces résultats ont été observés dans les essais expérimentaux de [Yoo et al. \(2012\)](#).

Le deuxième modèle traite un mur de soutènement réel en service sous l'effet d'une surcharge, pour déterminer les pressions des terres, le déplacement latéral du mur, les pressions de contact sous la fondation, le tassement total au voisinage du mur, et les mécanismes de rupture. Dans le cas d'une position relative h_i/H supérieure à 0,5, les pressions de terre au-dessus de la console sont devenues quasi-linéaires. Par ailleurs, la présence d'une console ne fixe pas parfaitement la translation horizontale du mur. Cependant, il est possible que l'emplacement de la console à $h_i/H < 0,5$, peut participer à réduire la hauteur D de massif du sol au-dessus du patin (Fig.4.9). La présence de la surcharge avec l'emplacement de console à $h_i/H \geq 0,5$, engendre une grande augmentation du tassement total au voisinage du mur de soutènement..

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

L'objectif de cette thèse a été de contribuer à l'étude du problème de la pression active des terres agissant sur les murs de soutènement avec une seule console. Ce type d'ouvrage est une solution adoptée pour réduire la pression latérale du sol sur le mur de soutènement, ce qui permet de réaliser des murs de grande hauteur. Une nouvelle technologie, appelée mur de soutènement *Graviloft*, peut être considérée comme une solution appropriée à soutenir les sols de grande hauteur.

Les deux premiers chapitres ont permis de présenter une synthèse des méthodes de calcul des pressions actives dues à l'action des terres et aux surcharges, dans le cas des murs sans et avec des consoles. De nombreux auteurs ont proposé des méthodes différentes pour le calcul de la pression active. En se basant sur les concepts théoriques existants, la détermination de la pression active des terres agissant sur les murs de soutènement avec des consoles est considérée par des hypothèses différentes. La solution de [Klein \(1964\)](#) est généralement en bon accord avec les résultats des essais expérimentaux et les modèles numériques, en comparaison avec le reste des solutions proposées.

Les calculs numériques élasto-plastiques de la pression active agissant sur un mur avec une seule console ont permis d'étudier l'influence de la largeur de console, ainsi le prolongement de ce dernier au-delà de la zone active permet d'augmenter la poussée dans la partie inférieure de la console, notamment dans le cas d'une interface rugueuse avec un sol associé ($\psi=\varphi$). Egalement, la nature de l'interface console-sol et les conditions de fixation de l'extrémité de console influencent la stabilité des murs de soutènement avec une seule console. Par conséquent, il est recommandé de réaliser une console libre et courte pour augmenter la stabilité des murs de soutènement.

Les valeurs optimales du taux de réduction de pression des terres R variées de 31% à 34,9%, ces résultats ont été déterminés pour $\lambda=h_1/H$ varié de 0,4 à 0,7 dans le cas des sols associés, et pour λ varié de 0,5 à 0,7 dans le cas d'un sol non associé. De plus, il est suggéré de construire une console dans l'intervalle $0,20 \leq \lambda'=b/H \leq 0,27$. D'autre part, deux équations sont proposées, dans cette thèse, par lesquelles le taux de réduction R peut être exprimé sur la base du concept de [Klein \(1964\)](#). La modélisation numérique d'un écran avec une seule console montre qu'avec une translation horizontale jusqu'à la rupture, la largeur et la position de la console influencent considérablement la forme du mécanisme de rupture.

Le problème des pressions actives en état de rupture due aux surcharges sur un mur avec une console n'est pas connu d'une manière suffisante. Ainsi, le quatrième chapitre a été consacré à l'étude numérique de la poussée de terre sous l'influence d'une surcharge uniformément distribuée sur la surface de remblai et située à une distance du parement de mur. Les résultats obtenus ont permis de constater que l'effet de la surcharge est plus important dans la partie située au-dessus de la console, alors que son effet diminue avec la profondeur, surtout pour les surcharges de faible intensité. Il est important de noter que les mêmes remarques ont été observées dans les essais expérimentaux de [Yoo et al. \(2012\)](#) et [Yakovlev \(1974\)](#). D'autre part, il convient de noter que l'effet de la surcharge est disparu après une petite distance relative dans le cas des sols avec des angles de frottement interne supérieurs à 30°.

Une étude numérique a été effectuée pour tenir compte de l'état réel d'un mur de soutènement en béton armé de type cantilever avec et sans console. Les résultats obtenus montrent que le diagramme de pression active, dans la partie située au-dessus de la console est devenue quasi-linéaire pour $h_i/H > 0,5$. La réalisation d'un mur avec une console ne fixe pas complètement la translation horizontale du mur. Aussi, il a été trouvé que la position et la largeur de console n'affectent pas les pressions de contact sous la base du mur. Il a été observé que la mise en place d'une console à l'approche de la base du mur, $h_i/H \geq 0,5$, engendre un tassement important sous l'effet de la surcharge.

Les techniques appliquées pour l'étude du problème des pressions actives de terre ont évolué et continuent à évoluer. Les publications récentes confirment que le problème des pressions des terres continuera à offrir de nouveaux sujets de recherche, en considérant tous les aspects théoriques et appliqués. De nombreuses perspectives de nature différente peuvent être recommandées pour les futures recherches, telles que l'étude numérique du comportement des murs de soutènement avec plusieurs consoles, en considérant l'effet d'un chargement sismique et cyclique, ainsi que l'influence de la flexibilité de mur.

Références bibliographiques

- A.I.M.C. Retrieved from <https://www.allindiametal.com/aisi-1018-sheet-plate-sheet-metal-suppliers-in-india/#properties>
- AMEC-3120. (1927). Paper presented at the Applied Geo-Mechanics Lecture on "Flexible Retaining Walls", School of Civil and Recourse Engineering, The University of Western Australia, pp 1-22.
- Balay, J., Dubreucq, T., & Morbois, A. (1998). Etude expérimentale en station d'essais du comportement d'un mur de soutènement. *Revue française de géotechnique*, N°85, 4ème trimestre.
- Bell, A. L. (1915). The lateral pressure and resistance of clay and the supporting power of clay foundations. *Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 199(1915), 233-272.
- Bell, F. G. (1987). *Ground Engineer's Reference Book*. London, England: Butterworth.
- Benmeddour, D., Mellas, M., Frank, R., & Mabrouki, A. (2012). Numerical study of passive and active earth pressures of sands. *Computers and Geotechnics*, 40, 34-44. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.10.002>
- Beton-Kalender. (1983). Munich, Gennany: Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn.
- Blum, H. (1951). *Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken: unter Berücksichtigung der Wandverformung*: Ernst & Sohn.
- Boussinesq, J. V. (1882). Sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface supérieure est horizontale. *Annales des ponts et chaussées, series 6, Vol. 3, No. 29, pp. 625 – 643*.
- Boussinesq, J. V. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Paris, France: Gauthier-Villars.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5th ed.). Singapore: McGraw-Hill.
- Brooker, E. W., & Ireland, H. O. (1965). Earth Pressures at Rest Related to Stress History. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1), 1-15.
- Caquot, A., & Kerisel, J. (1948). *Traité de mécanique des sols*. Gauthier-Villars, Paris.
- Cernica, J. N. (1995). *Geotechnical Engineering: foundation design*. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Chaudhuri, P. R., GARG, A. K., Bhaskarai, P., SHARMA, R. N., & SATIJA, P. D. (1973). Design of retaining wall with relieving shelves. *Journal of the Indian Roads Congress*, 35(2), 289-325.
- Chauhan, V. B. (2021). Limit analysis of the retaining wall with relief shelves under static surcharge loading using FEM. *J Sādhanā*, 46(3), 1-16. doi:<https://doi.org/10.1007/s12046-021-01662-9>
- Chauhan, V. B., & Dasaka, S. M. (2018). Performance of a rigid retaining wall with relief shelves. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 32(3), 04018021. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001161](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001161)
- Chauhan, V. B., & Dasaka, S. M. (2021). Behavior of Rigid Retaining Walls with Relief Shelves: An Analytical Approach. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1-13. doi:<https://doi.org/10.1007/s10706-021-01913-w>
- Chauhan, V. B., Dasaka, S. M., & Gade, V. K. (2016). Investigation of failure of a rigid retaining wall with relief shelves. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 2(73), 2492-2497. doi:<https://doi.org/10.3208/jgssp.TC302-02>
- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture. Mémoires de mathématiques et de physique. In (Vol. 7). Paris, France: Académie royale des sciences par divers savants.
- Culmann, C. (1866). *Graphische Statik*. Verlag Meyers und Zeller, Zürich.
- Das, B. M. (1994). *Principles of Geotechnical Engineering* (3rd ed.). Boston, USA: P. W. S. Publishing Company.
- Das, B. M. (2011). *Principles of foundation engineering, seventh Ed*. USA: Cengage Learning.
- Djireb, S., Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M. (2020). Investigation of active earth pressures and failure mechanism of retaining walls with a relief shelf. *Innovative Infrastructure Solutions*, 5(2), 1-15. doi:<https://doi.org/10.1007/s41062-020-00299-7>

- Djireb, S., Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M. . (2019). *Distribution de la pression des terres sur un mur de soutènement à console*. Paper presented at the (ICAGECM'19) 9th-10th December 2019 Skikda-Algeria.
- Ebeling, R. M., & Morrison, E. J. (1992). The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures. *US Army Corps for Engineers*, 28-36.
- Engesser, F. (1880). Geometrische Erddruck Theorie. *Zeitschrift für Bauwesen*, 30, 189-210.
- Farouk, H. (2014). *Finite element analysis for the retaining wall with relief shelves*. Paper presented at the Brandl H, Adam D (eds). XV Danube-European Conference on geotechnical engineering (DECGE2014), 9-11 September, Vienna, Austria, Paper No. 52.
- Farouk, H. (2015). *Effectiveness of using shelves with cantilever retaining walls*. Paper presented at the AEI 2015: 627-637. <https://doi.org/10.1061/9780784479070.055>.
- FLAC. (2005). *Fast Lagrangian Analysis of Continua*. Minneapolis, USA: ITASCA Consulting Group, Inc.
- Fuchen, L., & Shile, L. (2008). Earth pressure calculation for retaining structure with relieving platform. *Port Engineering Technology*, Aug. 2008, Total 182, No.4, 2008.
- Gaudin, C. (2002). *Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable : application à l'étude de l'interaction paroi fondation*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale et de l'Université de Nantes,410pp,
- Gerber, E. (1929). *Untersuchungen über die druckverteilung im örtlich belasteten sand*. Zurich, Switzerland: Technische Hochschule.
- Goh, A. T. (1993). Behavior of cantilever retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(11), 1751-1770.
- Guler, E., Cicek, E., Demirkan, M. M., & Hamderi, M. (2012). Numerical analysis of reinforced soil walls with granular and cohesive backfills under cyclic loads. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(3), 793-811. doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-011-9322-y>
- Han, J., & Leshchinsky, D. (2010). Analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(3), 262-267. doi:<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.09.012>
- Jacky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355-358.
- Jang, H. W. (1998). *Soil. Foundation Design and Example*: Research-culture Publishing Company.
- Jarquio, R. (1981). Total lateral surcharge pressure due to strip load. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(10), 1424-1428.
- Jumikis, A. R. (1964). *Mechanics of Soils*. New Jersey, USA: D. Van Nostrand Co. Inc.
- Kerisel, J., & Absi, E. (1990). Tables de poussée et de butée des terres. *Paris Presses de l'école nationale des ponts et chaussées*.
- Kim, B., Yoo, W., Yang, M., & Park, Y. (2012). Model test study on the earth pressure of the retaining wall with the relieving platform. *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, 32(1C), 27-35. doi:<https://doi.org/10.12652/Ksce.2012.32.1C.027>
- Klein, G. K. (1964). *Calculation of retaining walls* (Russian ed.). Moscow, Russia: Vysshaya Shkola.
- KREY, H. (1936). *Erddrucke, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes*, 5e Ed. Berlin: W. Ernst und Sohn.
- Mindlin, R. D. (1936). Discussion: Pressure distribution on retaining walls. *Ist ICSMFE*, 3, 155-156.
- Motta, E. (1994). Generalized Coulomb active-earth pressure for distanced surcharge. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(6), 1072-1079.
- Nakai, T. (1985). Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall. *Soils Foundations*, 25(3), 98-112.
- Padhye, R. (2012). *Retaining Wall with Shelves*. Germany: LAP Lambert Academic Publishing.
- Pappin, J., Simpson, B., Felton, P., & Raison, C. (1985). *Numerical analysis of flexible retaining walls*. Paper presented at the Proceedings of the NUMETA '85 Conference, Swansea, 7-11 January 1985.
- Phatak, D. R., & Patil, V. (1975). Effect of relief shelves on earth pressure. *Inst Eng (India) J CI* 55:156-159.
- Phatak, D. R., & Patil, V. S. (2005). A method for constructing retaining walls. *PCT- Inventa International India*, PCT/IN2005/000122.
- Philipponnat, G. (1979). *Fondations et ouvrages en terre*. Paris, France: Editions Eyrolles.

- Poncelet, V. (1840). Mémoires sur la stabilité des revêtements et de leur fondations. *Mémoires de Officier du Génie, Heft 13, Bachelier, Paris*.
- Rankine, W. J. M. (1857). On the stability of loose earth. In (Vol. 147). London, UK: Philosophical transactions, The Royal Society publishing.
- Rebhann, G. (1871). Theorie des Erddrucks und der Futtermauern mit besonderer Rücksicht auf das Bauwesen. *Verlag Gerold, Wien*.
- Résal, J. (1910). *Poussées des terres Vol. II. Théorie des terres cohérentes*. Paris, France: Ch. Béranger, Ed. Librairie polytechnique.
- SAVI_Group. (2012). Retrieved from <http://saviinfra.com/content/georet-and-graviloft-retaining-walls>
- Schlosser, F. (1991). *Murs de soutènement*. Paris, France: Techniques de l'Ingénieur traité Construction.
- SETRA. (1993). *Ouvrages de soutènement MUR73: Service d'études techniques des routes et autoroutes*, France.
- Shehata, H. F. (2016). Retaining walls with relief shelves. *Innovative Infrastructure Solutions*, 1(1), 4. doi:<https://doi.org/10.1007/s41062-016-0007-x>
- Spangler, M. G. (1936). The distribution of normal pressure on a retaining wall due to a concentrated surface load. *1st ICSMFE*, 1, 200-207.
- Spangler, M. G., & Mickle, J. (1956). Lateral pressure on retaining walls due to backfill surface loads. *Highway Res. Board Bull*, 141, 1-18.
- Terzaghi, K. (1954). Anchored Bulkheads. *Transactions, ASCE*, 119(1), Paper 2720, 1243-1324.
- Thonier, H. (1998). *Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 5*. Paris, France: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Tsagareli, Z. V. (1967). Method of determining the pressure from granular media on retaining walls by using an experimentally obtained form of the surface of failure, No. 6, 44-48.
- Varghese, P. C. (2005). *Foundation Engineering* (9th ed.). New Delhi, India: PHI Learning Private Limited.
- Vossoughi, K.-C. (2001). *Étude numérique du comportement des ouvrages de soutènement à la rupture*. Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris,
- Xanthakos, P. P., Abramson, L. W., & Bruce, D. A. (1994). *Ground control and improvement*: John Wiley & Sons.
- Yakovlev, P. I. (1964a). Experimental investigations of a new type of relieving device for retaining walls. in: *Scientific Papers "Hydraulic Engineering", (in Russian), Morskoi Transport*,(No.3).
- Yakovlev, P. I. (1964b). Investigation of the behavior of relieving platforms of retaining walls. in: *Scientific Papers "Hydraulic Engineering", (in Russian), Morskoi Transport*,(No.3).
- Yakovlev, P. I. (1965). Calculation of relieving beams. In: *Scientific papers "Sea Ports", (in Russian)*,(No.1).
- Yakovlev, P. I. (1966). Application of S. S. Golushkevich's method to calculation of retaining walls with relieving platforms. *Izvestiya VUZOV. Stroitel's tovo Arkhitektura*,(No.9).
- Yakovlev, P. I. (1974). Experimental investigations of earth pressure on walls with two relieving platforms in the case of breaking loads on the backfill. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 11(3), 151-155. doi:<https://doi.org/10.1007/BF01706262>
- Yoo, W.-K., Kim, B.-I., Moon, I.-J., & Park, Y.-S. (2012). Comparison of the lateral earth pressure on the retaining wall with the relieving platform by model test and numerical analysis. *Journal of the Korea Academia-Industrial Cooperation Society*, 13(5), 2382-2389. doi:<https://doi.org/10.5762/KAIS.2012.13.5.2382>