



**Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

Par : ABDELMOULA ALA & ABDERAZZAK HAMZA

THEME

**Analyse limite de la poussée active des terres sur
murs de soutènement rigides avec console sous
surcharges statique partiellement répartie**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. KHMISSE Mohamed	Prof, Université de M'sila	Président
Dr. Azzedine Lahmadi	MCB, Université de M'sila	Examineur
Dr. TALLAH Naoui	MCB, Université de M'sila	Encadreur

Promotion : 2022 / 2023

Remerciements

Nous souhaitons exprimer notre gratitude de manière plus formelle :

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers Dieu, le tout puissant, de nous avoir permis de mener à bien ce modeste travail.

En premier lieu, nous souhaitons remercier chaleureusement le Dr. TALLAH NAOUI, qui a proposé le thème de notre mémoire de master. Sa précieuse aide et sa disponibilité tout au long de ce projet ont été d'une grande valeur.

Nous voudrions également exprimer notre reconnaissance envers les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.

À tous nos enseignants et à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, nous tenons à vous adresser nos sincères remerciements. Votre soutien et votre collaboration ont été inestimables.

Dédicaces

Nous dédions humblement ce travail à :

Toute notre famille, sauvée par Allah Tout-Puissant. Et à tous nos amis de la promotion 2022/2023 du deuxième cycle de géotechnique. Nous avons passé des moments inoubliables ensemble et nous vous remercions.

Notre encadreur, le Dr Tallah Naoui.

Tous les professeurs de la Faculté de technologie.

La promotion de 2023.

À tous ceux qui nous aiment et que nous aimons.

ملخص

يُركز مشروع البحث هذا على تحليل الضغط الأرضي النشط على جدران الدعم الصلبة ذات الرفع تحت أحمال ثابتة موزعة جزئياً، وهو موضوع ذو أهمية كبيرة في مجال الهندسة الجيوتقنية. تُستخدم هذه الهياكل على نطاق واسع لتثبيت التضاريس المائلة أو لبناء جدران الدعم في المناطق الحضرية ذات الكثافة السكانية العالية.

الهدف الرئيسي لهذه الدراسة هو تحليل المبادئ الأساسية للضغط الأرضي النشط على هذه الأنواع من جدران الدعم، وتقييم تأثير معلمات مختلفة على القوى المتورطة. لتحقيق هذه الأهداف، سنستخدم طريقة ، وهو أداة محاكاة رقمية تعتمد على Optum G2 V21 التحليل الحدودي المقدمة بواسطة برنامج طريقة العناصر المحددة.

بشكل أكثر تحديداً، ستركز دراستنا على تحليل الضغط الأرضي النشط على جدار دعم صلب بارتفاع من الجدار. 10 أمتار، يخضع لحمولة موزعة بشكل موحد بعرض متغير، توضع على مسافة سندرس أيضاً ثلاثة مواقع مختلفة للرف ، بطول 1.5 متر. سيتم تمثيل الخصائص الميكانيكية للتربة بواسطة نموذج مرن-بلاستيكي بتماسك صفر وزاوية احتكاك داخلية تبلغ 30 درجة.

تظهر نتائجنا الأولية تأثيراً كبيراً لموقع الحمولة على الضغط الأرضي النشط، مع إلغاء هذا التأثير عند وضع الحمولة على مسافة تساوي ارتفاع الجدار. فيما يتعلق بموقع الكانتيليفر، تشير نتائجنا إلى أنه يمكن أن يقلل بشكل كبير من قيمة الضغط الأرضي النشط عندما يتم توجيهه في منتصف ارتفاع الجدار الكلمات المفتاحية: جدران الدعم، الضغط الأرضي النشط، التحليل الحدودي، العناصر المحددة، الحمولة الموزعة.

Summary

This research project focuses on the analysis of active earth pressure on rigid retaining walls with cantilever under partially distributed static surcharges, a topic of major importance in the field of geotechnical engineering. These structures are widely used to stabilize sloping terrains or to construct retaining walls in densely populated urban areas.

The main objective of this study is to analyze the fundamental principles of active earth pressure on these types of retaining walls, to assess the impact of different parameters on the forces involved. To achieve these objectives, we will use the limit analysis method provided by Optum G2 V21 software, a numerical simulation tool based on the finite element method.

More specifically, our study will focus on the analysis of active earth pressure on a rigid retaining wall of 10 meters in height, subjected to a uniformly distributed surcharge of variable width, placed at a distance a from the wall. We will also examine three different positions of a relief a length of 1.5 meters. The mechanical characteristics of the soil will be represented by an elasto-plastic model with zero cohesion and an internal friction angle of 30° .

Our preliminary results show a significant influence of the surcharge position on the active earth pressure, with a cancellation of this influence when the surcharge is placed at a distance equal to the wall height. Regarding the cantilever position, our results indicate that it can significantly reduce the value of the active earth pressure when it is located at mid-height of the wall.

Keywords: Retaining walls, Active earth pressure, Limit analysis, Finite elements, Distributed surcharge.

Résumé

Ce projet de recherche porte sur l'analyse de la poussée active des terres sur les murs de soutènement rigides avec console, soumis à des surcharges statiques partiellement réparties. Ce sujet revêt une importance majeure dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, car ces structures sont couramment utilisées pour stabiliser les terrains en pente et construire des murs de soutènement dans des zones urbaines densément peuplées.

L'objectif principal de cette étude est d'examiner les principes fondamentaux de la poussée active des terres sur ces types de murs de soutènement et d'évaluer l'impact de différents paramètres sur les forces en jeu. Pour ce faire, nous utiliserons la méthode d'analyse limite fournie par le logiciel Optum G2 V21, un outil de simulation numérique basé sur la méthode des éléments finis.

Notre étude se concentrera spécifiquement sur l'analyse de la poussée active des terres sur un mur de soutènement rigide de 10 mètres de hauteur, soumis à une surcharge uniformément répartie de largeur variable, placée à une distance a du mur. Nous examinerons également trois positions différentes de la console, avec une longueur de 1,5 mètre. Les caractéristiques mécaniques du sol seront représentées par un modèle élastoplastique avec une cohésion nulle et un angle de frottement interne de 30° .

Les résultats préliminaires montrent une influence significative de la position de la surcharge sur la poussée active, cette influence disparaissant lorsque la surcharge est placée à une distance égale à la hauteur du mur. Concernant la position de la console, nos résultats indiquent qu'elle peut réduire considérablement la valeur de la poussée active lorsqu'elle est située à mi-hauteur du mur.

Mots clés : Murs de soutènement, Poussée active, Analyse limite, Éléments finis, Surcharge répartie.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement les murs de soutènement	
1. Introduction	4
1.1 Les ouvrages de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories	4
1.2 Définition des ouvrages de soutènement	4
1.3 Différents types des ouvrages de soutènement	5
1.3.1 Murs de soutènement	5
1.3.2 Murs poids	6
1.3.3 Écrans de soutènement	7
1.3.4 Murs en béton armé ou mur cantilever	7
1.3.5 Systèmes de soutènement composites	8
1.3.6 Massifs en sol renforcé	8
1.4 Classement des ouvrages de soutènement	8
1.4.1 Ouvrages Rigides	9
1.4.2 Ouvrages Souples	10
1.5 Fonctionnement des ouvrages de soutènement	12
1.5.1 Stabilité d'un ouvrage de soutènement	12
1.5.1.1 Stabilité interne.....	12
1.5.1.2 Stabilité externe.....	13
1.5.1.3 Stabilité au renversement.....	13
1.5.1.4 Stabilité au glissement.....	14
2. mur avec console	14
3. Conclusion :	17

Chapitre II : Présentation du logiciel OPTUM G2

1. Caractéristiques de logecaille Optum G2.....	19
1.1 INFORMATIONS GÉNÉRALES.....	19
1.1.1 FLUX BC.....	19
1.1.2 CONSOLIDATION BC :.....	21

1.1.3 SUPPORT :	22
1.1.4 LOADS :	24
1.1.5 ANCHORS :	26
1.1.6 STRUCTURAL :	27
1.1.7 MESH :	29
1.1.8 OTHER :	30
2. Analyse :	32
2.1 analyse limit :	35
2.1.1 Réglages :	36
2.1.2 Maille :	37
2.1.3 La sécurité :	38
2.1.4 Contraintes initiales :	40

Chapitre III : Modélisation numérique des pressions actives des terres pour un écran rigide vertical : étude et analyse des résultats

1. Description du problème.....	41
2. Validation du modèle.....	41
3. Résultats de Simulation	43
4.Comparaison de la pression active maximale en fonction de la position du console.....	51
Conclusion generale	54
References.....	55

LISTE DE FIGURE

TITRE page

Chapitre I

Figure I.1: Exemples des ouvrages de soutènement.	5
Figure I.2: Exemple de mur poids en béton.	6
Figure I.3: Exemple de mur formé de gabion.	7
Figure I.4: Mur en béton armé.	7
Figure I.5: Exemple de mur renforcée par géosynthétique.	8
Figure I.6: Modes de rupture des ouvrages de soutènement.	13
Figure I.7: Trois types de stabilité externe.	13
Figure I.8: Influence de renversement sur le mur.	14
Figure I.9: Influence de glissement sur le mur.	14
Figure I.10: Mur de soutènement en porte-à-faux avec étagères de soulagement (Bowles, 1997).	15
Figure I.11: Mur de soutènement cantilever avec des étagères de soulagement à Hyderabad, en Inde.	16

Chapitre II

Figure II.1: Caractéristiques du ruban dans OPTUMG2.	19
Figure II.2: Icône flux BC.	19
Figure II.3: Caractéristique de la nappe phréatique utilisée pour définir une hauteur constante le long d'une limite externe (A), a ligne de pression zéro sur un segment (B), une nappe phréatique horizontale standard (C) et un nouveau solide avec Matériau d'eau automatiquement attribué (D).	20
Figure II.4: Icône de consolidation BC.	21
Figure II.5: Distribution de l'excès de pression interstitielle à $t = 1$ jour. Dans la figure du bas, $p_e = 0$ est spécifié le long de la limite inférieure.	22
Figure II.6: Icône de support.	22
Figure II.7: Plaque simplement supportée avec les supports appliqués en coordonnées globales (A) et locales (B) systèmes.	23
Figure II.8: Déplacement fixe en Y égal à $-0,1$ appliqué à une plaque rigide au-dessus d'un Solide rigide. Les déplacement en X est fixe, c'est-à-dire égal à zéro.	24
Figure II.9: Icône de loads.	24
Figure II.10: Application de charges concentrées (A), Réparties (B).	25
Figure II.11: Tableau du type et de la catégorie de charge et des approches de conception disponible sous Projet. L'ensemble des facteurs partiels appliqués, pour les étapes d'Analyse limite ou de réduction de résistance, dépend de l'Approche de conception choisie à ces étapes.	26

Figure II.12: Icône de Anchors	26
Figure II.13: Connecteur / élément de géogrille pour modéliser une ancre jointoyée (A), un Connecteur précontraint (B)	27
Figure II.14: Icône de Structural.....	27
Figure II.15: Plaques avec interfaces et joints de cisaillement utilisées pour modéliser l'interface entre le sol et la fondation.	28
Figure II.16: Icône de Mesh.....	29
Figure II.17: Spécification de la taille du maillage et de l'éventail du maillage aux coins d'une semelle en bande.....	29
Figure II.18: Spécification des ventilateurs de maillage aux points singuliers (A, B, C) et de la taille du maillage pour le domaine solide mince (D).	30
Figure II.19: Icône de Other.....	30
Figure II.20: Points de résultat (1 et 2) et courbes charge-déplacement produits à l'aide de tracés XY.....	31
Figure II.21: Caractéristique de la section de résultat appliquée à la ligne médiane d'une poutre en porte-à-faux conique (en haut) et répartition du moment de flexion résultant (en bas).....	32
Figure II.22: Optum G2 showing the Stage Manager on the right.	34
Figure II.23: Boutons de contrôle du régisseur.....	34
Figure II.24: Exemples d'analyse limite avec Multiplicateur = Charge (en haut) et Multiplicateur = Gravité (en bas).	37
Figure II.25: Tableau des approches de conception pour définir les coefficients partiels pour les charges et les matériaux (disponible sous Projet).....	39

Chapitre III

Figure III.1: Geometry of a retaining wall–soil system	41
Figure III.2: Le maillage par éléments finis pour un mur de soutènement	41
Figure III.3: Méthode d'équilibre limite.....	42
Figure III.4: comparaison entre les méthodes.....	42
Figure III.5: Diagrammes de poussée, mur sans console	44
Figure III.6: Plans de rupture mur sans console	45
Figure III.7: Diagrammes de poussée, mur avec console $C=0.3$	45
Figure III.8: Plans de rupture mur avec console $C=0.3$	46
Figure III.9: Diagrammes de poussée, mur avec console $C=0.5$	46
Figure III.10: Plans de rupture mur avec console $C=0.5$	47
Figure III.11: Diagrammes de poussée, mur avec console $C=0.7$	47
Figure III.12: Plans de rupture mur avec console $C=0.7$	48
Figure III.13: Diagrammes de poussée, mur sans console	48
Figure III.14: Plans de rupture mur sans console	49
Figure III.15: Diagrammes de poussée, mur avec console $C=0.3$	49
Figure III.16: Plans de rupture mur avec console $C=0.3$	50

Figure III.17: Diagrammes de poussée, mur avec console $C=0.5$	50
Figure III.18: Plans de rupture mur avec console $C=0.5$	51
Figure III.19: Diagrammes de poussée, mur avec console $C=0.7$	51
Figure III.20: Plans de rupture mur avec console $C=0.7$	52
Figure III.21: Pression maximale dans le cas $b/H=0.2$	53
Figure III.22: Pression maximale dans le cas $b/H=0.3$	53

LISTE DE TABLEOU

TITRE ***page***

Chapitre I :

Tableau I.1: Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur poids.....9

Tableau I.2: Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur encastrement.....10

Tableau I.3: Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation.....11

Chapitre II :

Tableau II.1: État des charges de multiplicateur, des charges fixes et de la gravité en fonction du réglage du multiplicateur.....36

Chapitre III :

Tableau III.1: Comparaison des forces actives du sol entre la méthode actuelle, Motta [1994] et Ghanbari et Taheri [2012] :,43

Introduction générale

Les murs de soutènement sont des structures essentielles en génie géotechnique, conçues pour résister à la pression latérale de la terre. Différents types de murs de soutènement, tels que les murs de soutènement en console, les palplanches, les quais et les murs de sous-sol, ont été développés pour répondre à différents défis géotechniques. L'une des problématiques majeures en génie géotechnique est la pression active du sol, qui peut résister au mouvement latéral des structures de génie civil telles que les murs de soutènement. Plusieurs méthodes ont été proposées pour résoudre la pression active du sol, notamment la théorie de Coulomb [1773] et de Rankine, l'analyse limite supérieure et inférieure, et la méthode des caractéristiques de contrainte. La méthode des éléments finis a également été utilisée pour analyser la pression active du sol, qui est la méthode la plus adaptée pour étudier les problèmes de support. Cependant, de nombreux développements sont encore nécessaires pour améliorer la mise en œuvre et la modélisation du comportement du sol.

Dans de nombreux problèmes de soutènement, il est nécessaire de prendre en compte des pressions supplémentaires produites par des surcharges uniformément réparties agissant sur la surface du sol derrière le mur. Le problème de la surcharge sur les murs de soutènement est un problème courant, en particulier pour les supports dans les sites urbains ou maritimes en raison de la présence de constructions environnantes. Historiquement, Coulomb a été le premier à considérer la présence d'une surcharge sur la médiane supportée, qui considère l'équilibre à la rupture du système composé de la structure et de la surcharge. Deux méthodes avec des hypothèses divergentes permettent de prendre en compte l'effet d'une surcharge, les méthodes élastiques et les méthodes basées sur l'équilibre limite. Cependant, aucune des méthodes ne peut prétendre traiter tous les cas de surcharge, ni l'ensemble du comportement de la structure, du début de la charge à sa rupture éventuelle.

La modélisation de l'interaction entre le mur et la fondation à partir du modèle de Mohr-Coulomb n'a pas donné de résultats satisfaisants, et le développement de la modélisation numérique pour l'étude des structures de soutènement ne peut passer que par l'optimisation de la programmation de lois constitutives avancées et une accessibilité accrue à la détermination de leurs paramètres. Deux méthodes approximatives pour calculer la force latérale générée par la charge de bande ont également été proposées, mais les distributions de pression du sol obtenues avec ces méthodes diffèrent considérablement les unes d'autres et peuvent conduire à des solutions très conservatrices ou dangereuses.

Plusieurs travaux ont été réalisés pour analyser l'effet de la surcharge sur les murs de soutènement. Blum [1951] and Ceria [1995] ont proposé deux méthodes approximatives pour

calculer la force latérale générée par la charge de bande. Jarquio [1981] et Misra [1995] ont fourni des solutions pour les contraintes latérales sur le mur dues à la charge de bande basées sur la solution de demi-espace élastique de Boussinesq. Steenfelt et Hansen [1983], Motta [1994] et Greco [2006] ont étendu l'approche de Coulomb, dans laquelle l'évaluation de la force active du sol lorsqu'une charge de bande agit est obtenue par la méthode d'équilibre limite.

Cependant, aucune des méthodes ne peut prétendre traiter tous les cas de surcharge, ni l'ensemble du comportement de la structure, du début de la charge à sa rupture éventuelle. La modélisation de l'interaction entre le mur et la fondation à partir du modèle de Mohr-Coulomb n'a pas donné de résultats satisfaisants, et le développement de la modélisation numérique pour l'étude des structures de soutènement ne peut passer que par l'optimisation de la programmation de lois constitutives avancées et une accessibilité accrue à la détermination de leurs paramètres.

Dans la présente étude, une série de calculs numériques à l'aide du code d'analyse de limite FE bidimensionnel (2-D) OptumG2 (Krabbenhoft, 2017) est réalisée afin d'examiner l'effet d'une surcharge partielle sur la force de pression active et la distribution des contraintes horizontales sur le mur avec console. Cette surcharge est située à différentes positions d'un remblai horizontal situé derrière un mur de soutènement vertical. L'approche utilisée dans cet article est basée sur le théorème de la limite supérieure de la méthode d'analyse de limite et peut être utilisée pour déterminer la force latérale active due à l'effet simultané du poids du sol et de la surcharge d'une charge en bande.

Le mémoire, est composée de trois chapitres :

- Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique portant sur les connaissances acquises sur les différentes catégories d'ouvrages de soutènement, leur fonctionnement, leur classification, et les principes de stabilité associés à leur conception et leur construction.

- Le deuxième chapitre de cette étude expose les diverses fonctionnalités du logiciel Optum G2. Il détaille également leur utilisation pour la modélisation et l'analyse des problèmes géotechniques. De plus, il décrit le modèle géométrique utilisé pour représenter le mur de soutènement à console avec surcharge partielle uniformément répartie étudié dans notre cas.

- Le troisième chapitre présente les résultats de simulation obtenus pour différents scénarios dans le cadre de l'étude. Les simulations sont effectuées en utilisant le logiciel Optum G2 et portent sur la modélisation de la poussée exercée sur un mur de soutènement à console avec une surcharge partielle uniformément répartie

Une conclusion générale retraçant le bilan des résultats numériques est ensuite donnée.

Chapitre I :

Synthèse bibliographique sur les ouvrages de
soutènement

1. Introduction :

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est à dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval. Il en existe une grande variété caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les deux grandes familles d'ouvrages de soutènement sont les murs et les écrans. Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage. L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements. Ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'Art (ponts, ...) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation.

1.1 Les ouvrages de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories :

- **Les murs de soutènement** (murs-poids en maçonnerie ou béton, murs en béton armé avec semelle, murs à contreforts, murs cellulaires, murs-caissons, etc.)
- **Les écrans de soutènement** (rideaux de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindages de fouilles, etc.)
- **Les systèmes de soutènement composites** (batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.)

1.2 Définition des ouvrages de soutènement :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé la retenue des terres par un mur de soutènement répondent à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain. Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural)

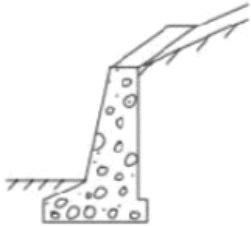
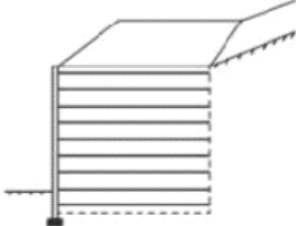
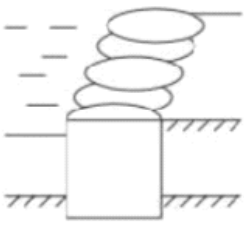
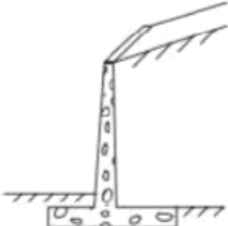
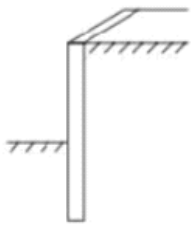
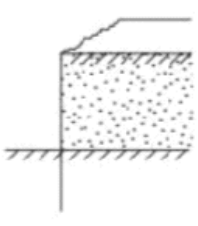
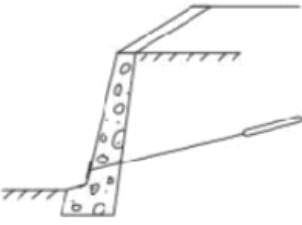
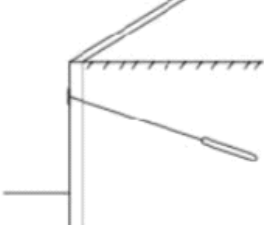
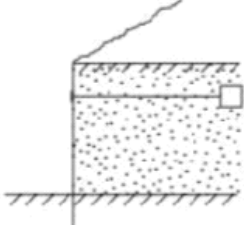
Ouvrages de soutènement		
		
Mur-poids en béton ou maçonnerie	Mur en sol renforcé	Ouvrage cellulaire
		
Mur en « T inversé » en béton armé	Paroi moulée	Palplanches
		
Mur en béton, ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

Figure I.1: Exemples des ouvrages de soutènement.

1.3 Différents types des ouvrages de soutènement :

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement, se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Distinguons trois grandes classes d'ouvrages de soutènement :

1.3.1 Murs de soutènement : Ce sont des ouvrages généralement fonds superficiellement, dont le poids (incluant parfois une partie de la masse de sol retenu) joue un rôle prépondérant. [2]. Qui sont constitués d'une paroi résistante et d'une semelle de

fondation, comme les murs en béton armé en (T renversé ou L) ou les murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres,) ou formés d'éléments spéciaux (gabions)

1.3.2 Murs poids :

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif de drainage.

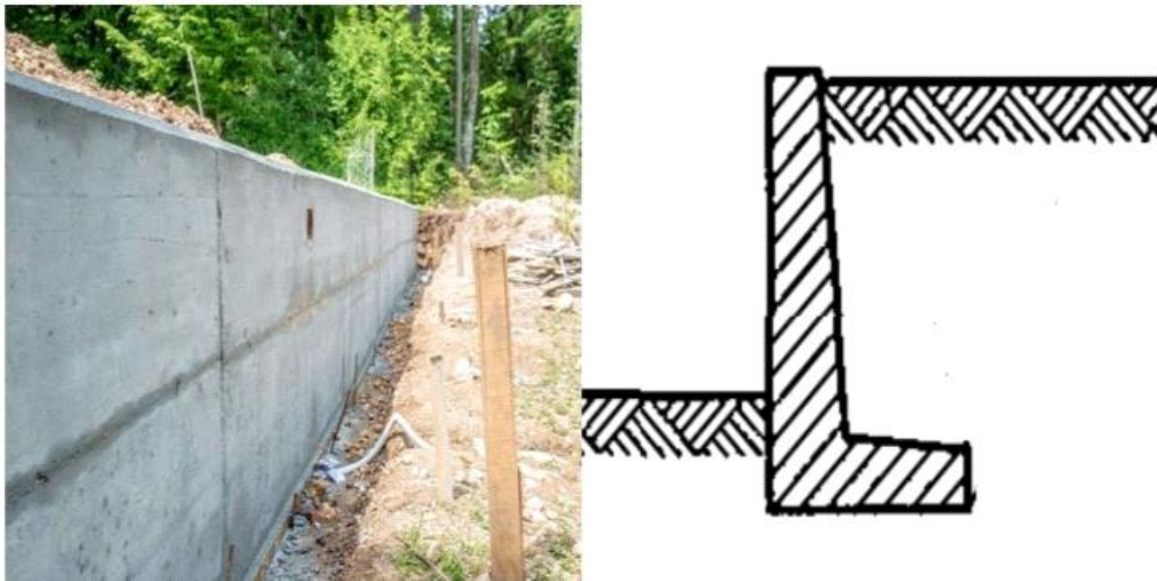


Figure I.2: Exemple de mur poids en béton.

Mur formé de gabions c'est-à-dire de cubes grillagés emplis de blocs de carrière ou de blocs d'alluvions. Ils réalisent un massif de butée auto drainante, en pied de glissement (de même que les massifs de butée en enrochements). A l'origine, le gabion est un cylindre en tressage de branches que l'on remplissait de terre et utilisait dans les fortifications.

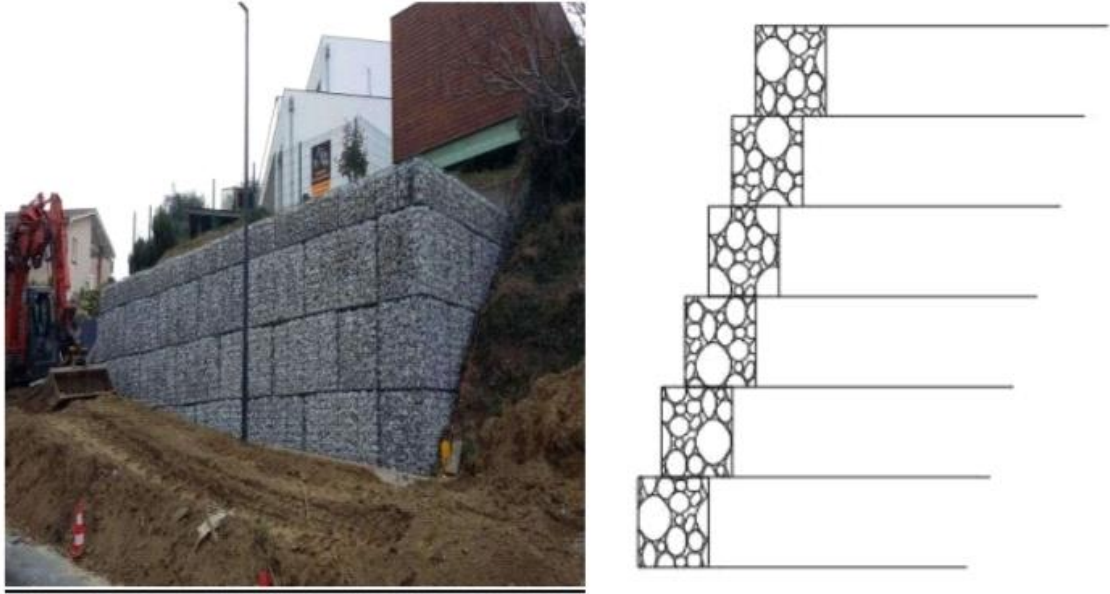


Figure I.3: Exemple de mur formé de gabion.

1.3.3 Écrans de soutènement :

Ce sont des ouvrages minces (acier, béton armé ou bois), retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres. Leur résistance à la flexion joue un rôle important, alors que leur poids est insignifiant. Qui sont constitués uniquement d'une paroi résistante comme les rideaux de palplanches, les parois moulées en béton armé.

1.3.4 Murs en béton armé ou mur cantilever :

Les murs en béton armé sont probablement le type d'ouvrage de soutènement le plus couramment employé.

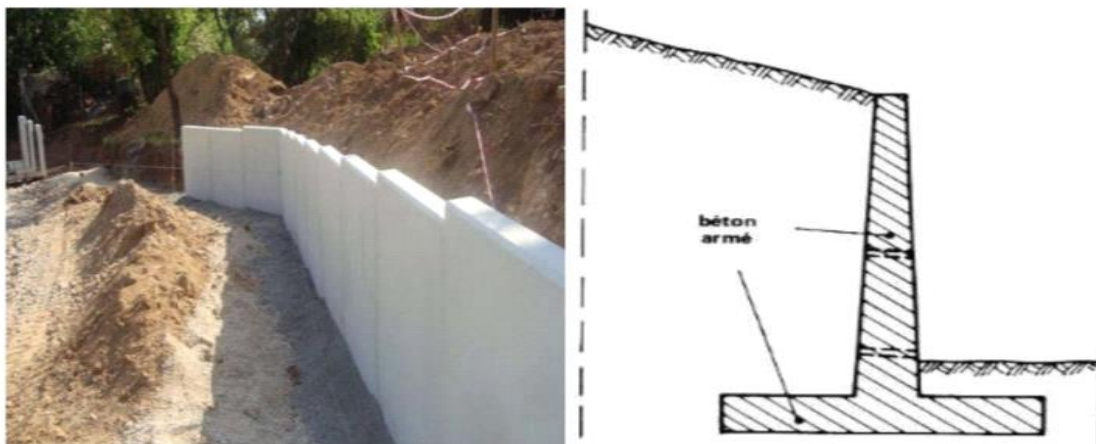


Figure I.4: Mur en béton armé.

1.3.5 Systèmes de soutènement composites :

Ce sont des ouvrages qui comportent des rangées sensiblement horizontales de renforcements, interposés entre des couches successives du remblai au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage. [2]. (Batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.). Si, par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes.

1.3.6 Massifs en sol renforcé :

La principale caractéristique de ces ouvrages est que c'est le volume de sol associé aux éléments de renforcement qui participe directement à la stabilité. Ces ouvrages sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants (géotextiles par exemple), généralement reliés à un parement.

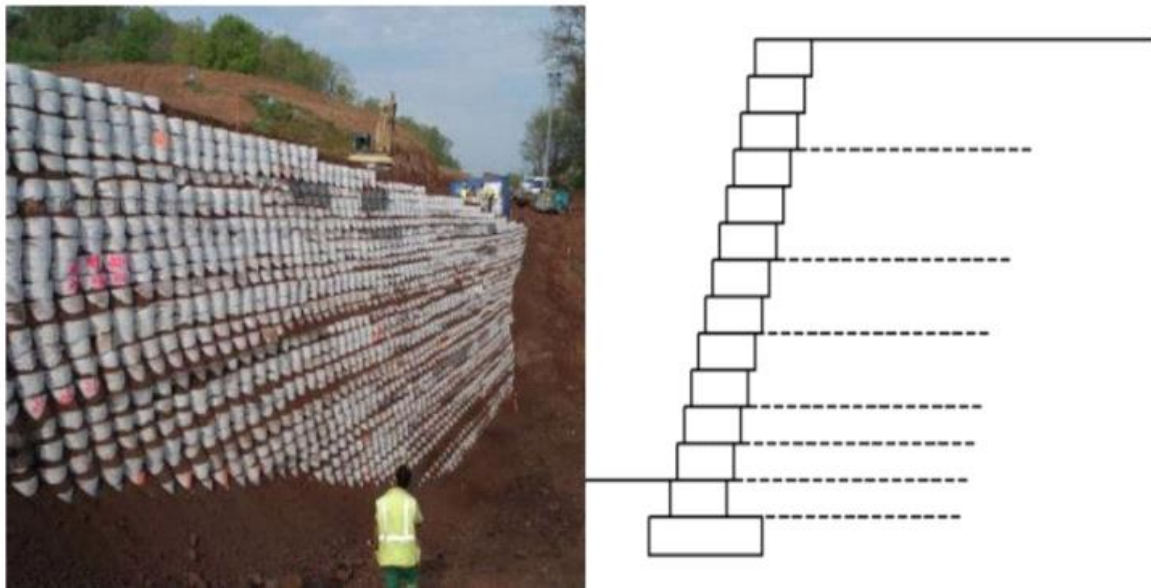


Figure I.5: Exemple de mur renforcée par géosynthétique.

1.4 Classement des ouvrages de soutènement :

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise, On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

1.4. 1 Ouvrages Rigides :

Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle.

Tableau 1.1 Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur poids.

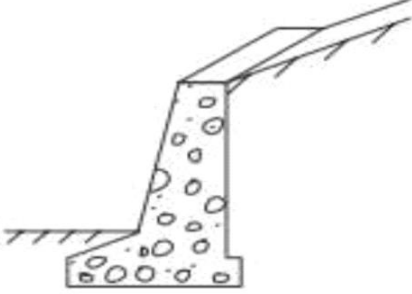
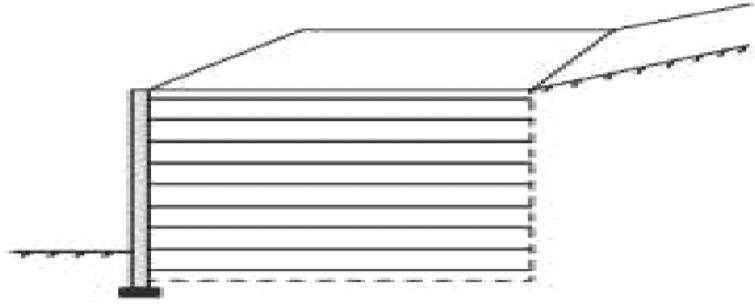
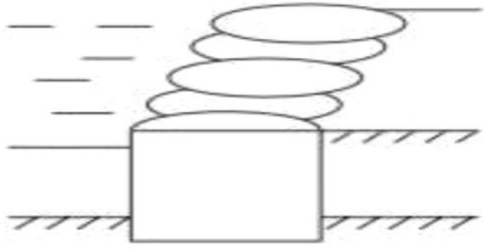
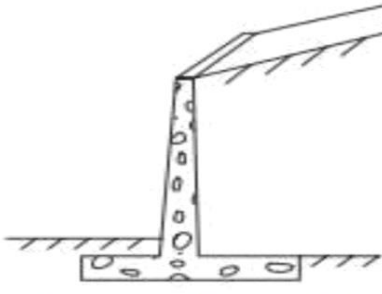
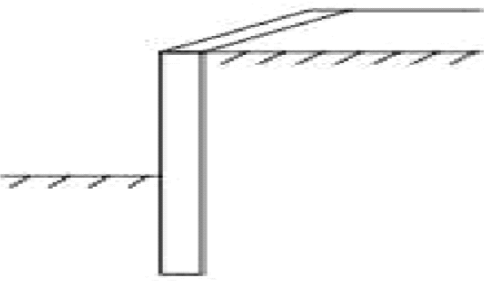
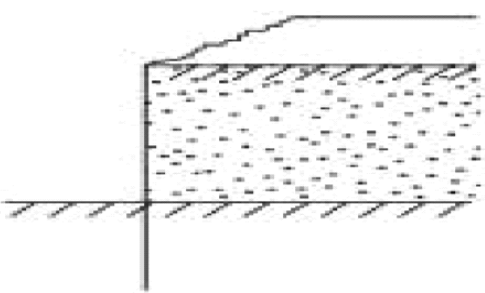
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 <p>Mur-poids en béton ou maçonnerie</p>	<p>Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille</p>
 <p>Mur en sol renforcé</p>	<p>Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation.</p>
 <p>Ouvrage cellulaire</p>	<p>La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.</p>

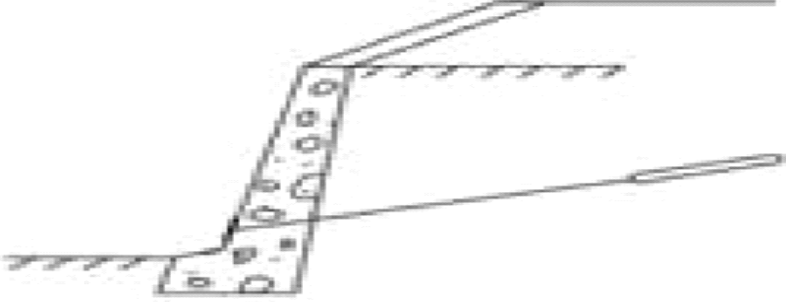
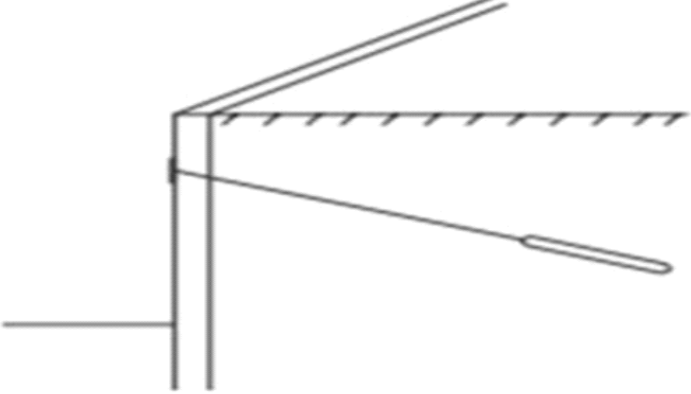
Tableau 1.2 Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur encastrement

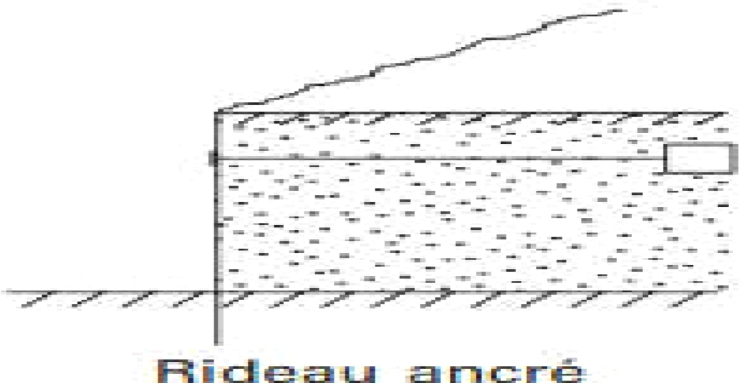
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 <p data-bbox="252 622 917 660">Mur en « T inversé » en béton armé</p>	<p data-bbox="1050 304 1390 725">Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastrée à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai</p>
 <p data-bbox="422 1070 805 1108">Paroi moulée</p>	<p data-bbox="1050 748 1390 1218">Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.</p>
 <p data-bbox="391 1597 718 1635">Palplanches</p>	<p data-bbox="1050 1245 1390 1608">Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage</p>

1.4. 2 Ouvrages Souples :

L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

Tableau 1.3 Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation.

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 <p data-bbox="357 842 938 880">Mur en béton, ancré</p>	<p data-bbox="1150 613 1390 1249">Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancres sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part</p>
 <p data-bbox="325 1688 920 1727">Paroi moulée ancrée</p>	<p data-bbox="1150 1279 1390 1581">dans le massif de sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection</p>

 <p style="text-align: center;">Rideau ancré</p>	<p>Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.</p>
---	---

1.5 Fonctionnement des ouvrages de soutènement :

Pour stabiliser un massif de sol, on peut aussi s'opposer à la poussée des terres, par la construction d'une paroi ou d'un mur. Dans un massif de sol, le mur permet de réduire l'emprise du talus pour laisser place au passage d'une route ou préserver un bâtiment déjà présent.

1.5. 1 Stabilité d'un ouvrage de soutènement :

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux.

Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).

1.5.1.1 Stabilité interne :

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé.



Figure I.6: Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

1.5.1.2 Stabilité externe :

Il existe trois types de stabilité externe :

- La stabilité au renversement.
- La stabilité au glissement.
- La stabilité au poinçonnement.

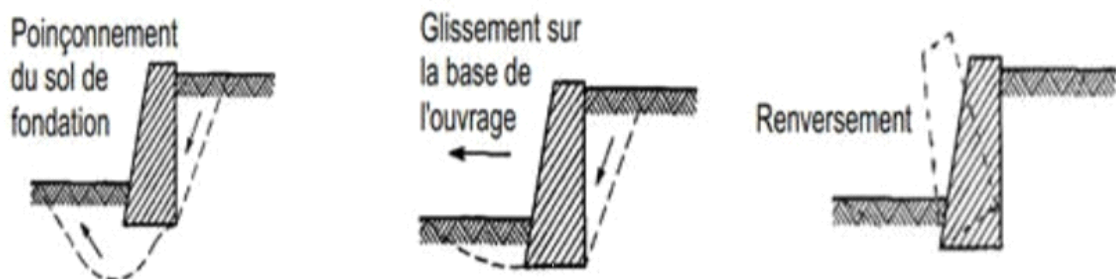


Figure I.7: Trois types de stabilité externe.

1.5.1.3 Stabilité au renversement :

Un ouvrage de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. La conception du soutènement doit tenir compte de la valeur du moment moteur produit par les poussées des terres et des surcharges pour l'équilibrer à l'aide d'un moment résistant apporté par le poids du soutènement et celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner.



Figure I.8: Influence de renversement sur le mur.

1.5.1.4 Stabilité au glissement :

Un ouvrage de soutènement peut glisser sur sa base. La poussée des terres et celles des surcharges doit être reprise par le frottement mobilisé à la sous-face de la semelle du mur. A défaut la semelle st munie d'une bêche permettant d'améliorer la résistance au glissement.

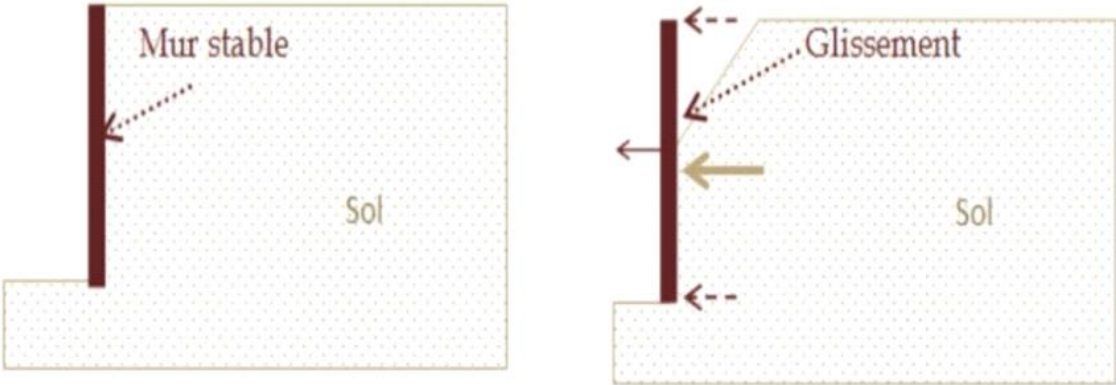


Figure I.9: Influence de glissement sur le mur.

2. mur avec console :

Cette section de la revue de littérature présente les travaux de Jumikis (1964) et Chaudhuri et al. (1973) sur l'effet des consoles sur la pression latérale du sol et la stabilité des murs de soutènement. Jumikis a observé que le fait de prolonger les consoles au-delà de la surface de rupture dans le remblai peut considérablement réduire la pression latérale du sol et augmenter la stabilité du mur de soutènement. Chaudhuri et al, ont analysé l'effet d'une seule console de soulagement sur la poussée totale sur un mur de soutènement en porte-à-faux. Ils ont calculé la poussée totale résultant de la présence d'une console en analysant la stabilité des coins. La théorie de Coulomb a été utilisée pour calculer la poussée. Ces études montrent l'importance des consoles de soulagement dans la conception et la construction de murs de soutènement stables.

Le mur, ainsi que le poids du sol au-dessus de la console de soulagement, ont été exclus lors de la prise en compte du poids du coin de rupture. À l'aide de modèles de murs de soutènement construits en laboratoire, il a été démontré que la hauteur maximale de sable pouvant être retenue par un mur juste avant le renversement incipient est plus élevée dans le cas des murs avec une console de soulagement que dans le cas des murs sans console de soulagement. Bowles (1997) a suggéré que de tels murs pourraient être une solution possible pour les murs de soutènement élevés, tout en mettant en garde contre la nécessité de compacter correctement le sol jusqu'à la console. La consolidation du remblai sous les étagères peut faire fonctionner celles-ci comme des poutres en porte-à-faux et causer la flexion des consoles (**Figure I.10**).

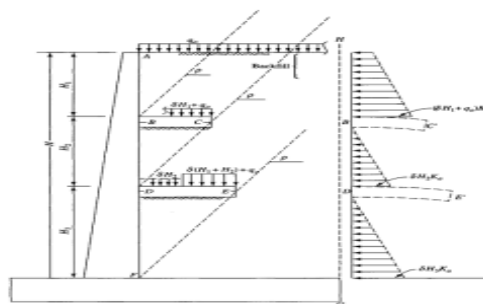


Figure I.10: Mur de soutènement en porte-à-faux avec consoles de soulagement
(Bowles, 1997)

Lorsque cela se produit, soit la console se détache, soit le mur au-dessus a tendance à se déplacer dans le remblai et est soumis à des pressions passives plus élevées. Le mur doit avoir une

épaisseur suffisante et être bien renforcé sur les faces de compression et de tension pour supporter cette contrainte de cisaillement et ce moment de flexion anticipés. À l'aide des diagrammes de moment de flexion et de force de cisaillement de la tige et du diagramme modifié de pression terrestre, Kurian (2007) a montré la contribution de la console de soulagement à la stabilité globale du mur de soutènement. Il a été recommandé que le sol sous la console de soulagement ne devrait pas fournir de soutien à cette dernière. Liu et al. (2011) ont effectué des tests sur modèle de mur de palplanches avec une seule console de soulagement pour obtenir la répartition des pressions latérales du sol sur le mur supérieur en faisant varier le rapport entre la hauteur de la tige et la largeur de la console de soulagement sous le remblai et la charge externe. À partir des tests sur modèle, il a été conclu que lorsque la profondeur de la console de soulagement dépasse une certaine valeur, la pression terrestre active sur le mur supérieur n'est pas réduite de manière significative. La largeur de la console de soulagement a une forte influence sur la pression terrestre près de la surface de la console de soulagement, mais peu d'effet a été constaté sur la distribution globale de la pression des terres sur le mur supérieur. Liuet al. (2013) ont mené une étude sur modèle de mur de soutènement cantilever à pieux avec une seule console de soulagement et ont démontré que la pression des terres est nulle sous la console de soulagement.



Figure I.11: Mur de soutènement cantilever avec des étagères de soulagement à Hyderabad, en Inde.

Un cas de défaillance bien documenté d'un mur de soutènement avec des étagères de soulagement a été signalé à Hyderabad, en Inde, où des murs de soutènement d'une hauteur variant de 10 à 13,9 m avec plusieurs étagères de soulagement ont été construits pour retenir le sol. Cette structure a échoué quelques années après sa construction. Des fissures sur la tige du

mur de soutènement juste en dessous d'une des consoles de soulagement ont été observées, comme la montre la Figure I.11. Les raisons de la défaillance de la structure ne sont pas encore connues. Il est probable que la pression terrestre latérale n'ait pas été correctement estimée. Les murs de soutènement avec des consoles de soulagement sont de plus en plus utilisés à plusieurs endroits dans le sud de l'Inde, mais malheureusement, les lignes directrices de conception en termes de nombre, de position et de largeur des étagères de soulagement ne sont pas encore développées. La défaillance de telles structures à quelques endroits a incité les auteurs à enquêter sur les raisons de la défaillance des murs de soutènement avec des consoles de soulagement à Hyderabad, en Inde, ainsi qu'à comprendre le mécanisme et l'efficacité des murs de soutènement avec des consoles de soulagement

3. Conclusion :

En conclusion, les ouvrages de soutènement sont des structures essentielles pour retenir les massifs de terre et créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont et à l'aval de l'ouvrage. Ils peuvent être classés en trois grandes catégories : les murs de soutènement, les écrans de soutènement et les systèmes de soutènement composites. Chaque type d'ouvrage présente des caractéristiques de fonctionnement spécifiques et nécessite des études de stabilité interne appropriées.

Les murs de soutènement peuvent être des murs-poids en maçonnerie ou béton, des murs en béton armé avec semelle, des murs à contreforts, des murs cellulaires, des murs-caissons, etc. Ils sont conçus pour contenir des terres sur une surface réduite et répondent à différents besoins tels que la prévention des éboulements et glissements de terrain.

Les écrans de soutènement sont des ouvrages minces retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres. Ils sont principalement constitués d'une paroi résistante, telle que des rideaux de palplanches ou des parois moulées en béton armé.

Les systèmes de soutènement composites comprennent des ouvrages qui combinent des renforcements horizontaux, tels que des géotextiles ou des géogrilles, avec des couches successives de remblai. Ils peuvent être relativement souples et tolérer des déformations importantes.

La stabilité des ouvrages de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime, en prenant en compte les modes de rupture possibles tels que la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage) et la stabilité externe (renversement, glissement, poinçonnement).

Des calculs et vérifications appropriés doivent être effectués pour assurer la sécurité et la durabilité de ces structures.

En conclusion, la conception et la réalisation des ouvrages de soutènement demandent un soin particulier depuis leur conception jusqu'à leur mise en place, en prenant en compte des facteurs tels que l'implantation, le site, le sol de fondation et les contraintes d'intégration dans l'environnement. Ces structures jouent un rôle essentiel dans la préservation des infrastructures et la sécurité des zones environnantes.

Chapitre II:

Présentation du logiciel OPTUM G2

1. Caractéristiques de logiciel Optum G2

1.1 Informations générales

Les conditions aux limites, les éléments structuraux et diverses autres caractéristiques sont situés dans le ruban des Features comme indiqué ci-dessous. Toutes les fonctionnalités peuvent être appliquées par sélection et affectation, c'est-à-dire en sélectionnant un objet géométrique (par exemple une ligne), puis l'entité correspondante dans le ruban Entités. En outre, certains les fonctionnalités fonctionnent également comme des outils d'affectation. Pour ceux-ci, la sélection de la fonctionnalité activera l'outil, généralement sous la forme d'un curseur, et la caractéristique peut ensuite être appliquée directement à l'objet géométrique. Noms des fonctionnalités avec la fonctionnalité de l'outil, par exemple une nappe phréatique ou un ventilateur à mailles et indiquées en gras.

Les caractéristiques sont organisées en sept catégories : Flow BC, Support, Charges, Ancrages, Structurel, Maille, et autre. Dans ce qui suit, les fonctionnalités de chacune de ces catégories sont documentées.

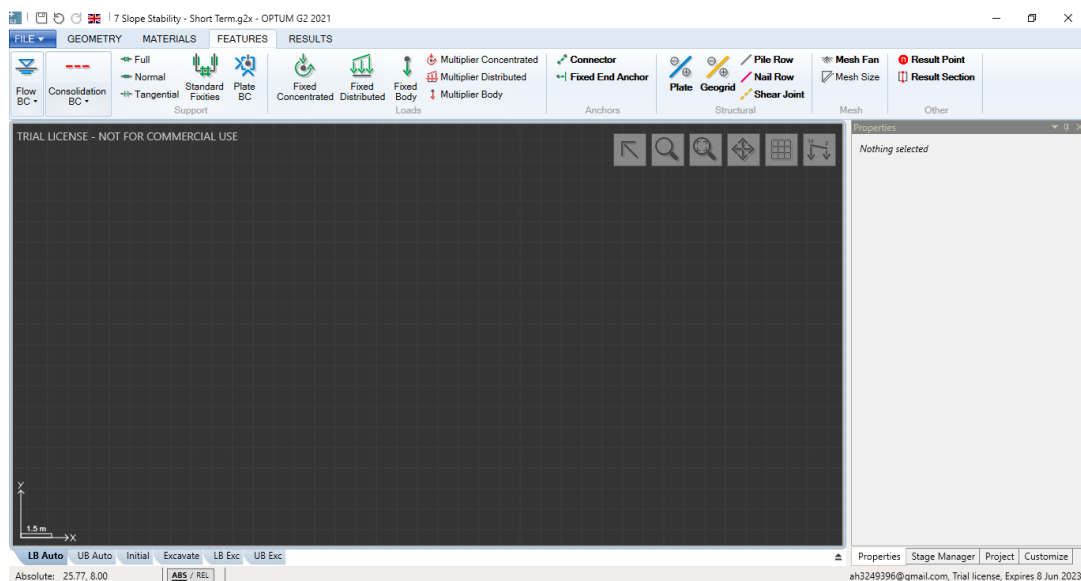


Figure II.1Caractéristiques du ruban dans OPTUMG2.

1.1.1 FLUX BC



Figure II.2: Icône flux BC

La catégorie Flow BC contient quatre caractéristiques :

- Nappe phréatique (outil). Lorsqu'il est utilisé comme outil, une nappe phréatique est automatiquement attribuée comme indiqué par la ligne bleue en pointillés qui apparaît lorsqu'il est activé. Lorsqu'il est utilisé en dehors des domaines solides, des solides supplémentaires affectés à l'eau matérielle par défaut sont créés. Lorsqu'il est utilisé sur une verticale segment qui définit une limite externe, une tête fixe BC correspondant à une hydrostatique la répartition de la pression le long du segment est automatiquement attribuée. Enfin, les nappes phréatiques peuvent être affecté à n'importe quel segment par sélection et affectation (sélectionnez le segment puis l'eau Caractéristique de tableau). Quelques exemples sont présentés à la Figure II.2

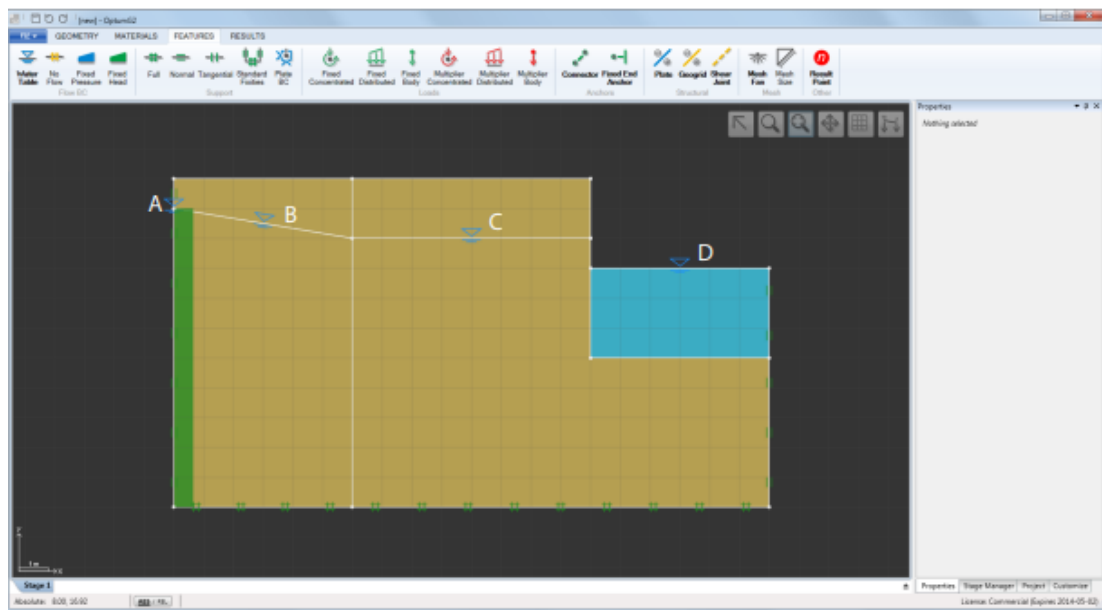


Figure II.3: Caractéristique de la nappe phréatique utilisée pour définir une hauteur constante le long d'une limite externe (A), a ligne de pression zéro sur un segment (B), une nappe phréatique horizontale standard (C) et un nouveau solide avec Matériau d'eau automatiquement attribué (D).

- Pas de flux. Cette fonctionnalité peut être appliquée aux lignes au moyen de la sélection et de l'affectation. Le résultat La ligne agira comme une barrière imperméable.
- Tête Fixe. Cette fonctionnalité peut être appliquée aux lignes au moyen de la sélection et de l'affectation. La valeur au début et à la fin du segment est requise en entrée. En outre, il est nécessaire de sélectionner le côté sur lequel la condition aux limites agit. Ceci est important en relation avec l'affectation aux plaques imperméables et aux limites extérieures.

- Pression fixe. L'équivalent de pression de la tête fixe. Notez que les pressions sont négatives en compression, c'est-à-dire en dessous de la nappe phréatique.

Remarques

Tous les supports mécaniques (voir la section suivante) agissent comme des limites sans écoulement.

Les limites externes pour lesquelles aucun BCS d'écoulement n'a été attribué sont supposées être des faces d'infiltration, c'est-à-dire que la pression est nulle alors que le flux sortant peut-être non nul (voir le Manuel théorique).

Les BCS de débit s'appliquent uniquement par rapport aux pressions d'infiltration, p_s

. Pour les conditions également imposées en ce qui concerne les surpressions, voir la section 3

1.1.2 CONSOLIDATION BC :

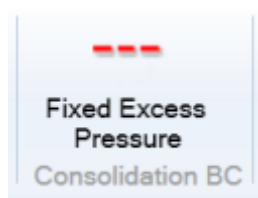


Figure II.4: Icône de consolidation BC

La catégorie Consolidation BC contient une seule caractéristique : la surpression fixe qui fixe l'excès de pression interstitielle à une valeur spécifiée le long d'une ligne. Cette caractéristique n'est pertinente que pour l'analyse de consolidation. Un exemple d'effets de la spécification d'une surpression nulle (correspondant à une surpression libredrainage) est illustré ci-dessous.

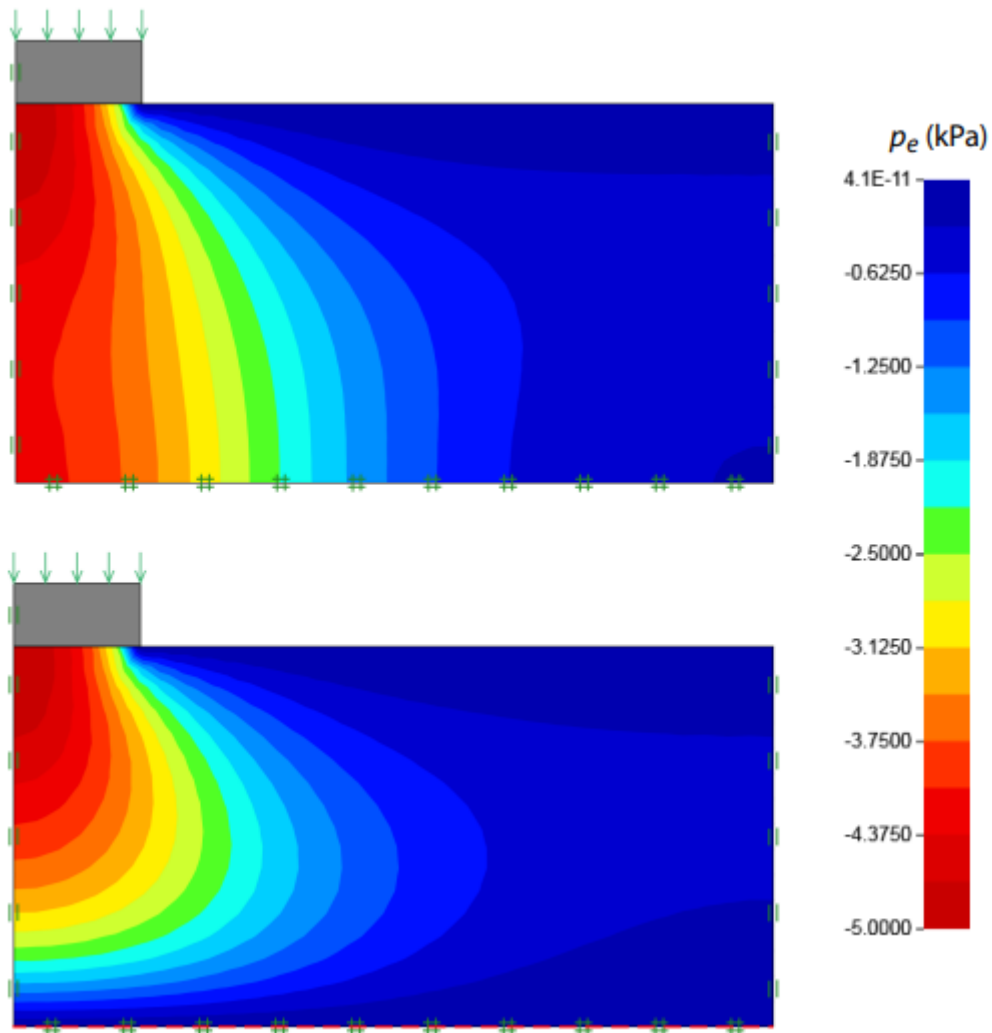


Figure II.5: Distribution de l'excès de pression interstitielle à $t = 1$ jour. Dans la figure du bas, $p_e = 0$ est spécifié le long de la limite inférieure

1.1.3 SUPPORT :

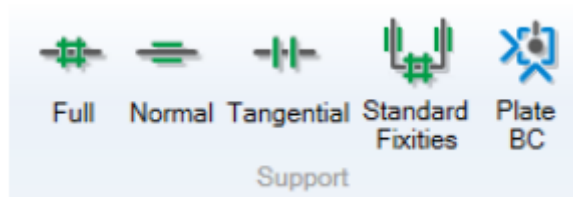


Figure II.6: Icône de support

La catégorie de support contient cinq fonctionnalités :

- Plein. Cette fonctionnalité peut être appliquée aux lignes au moyen de la sélection et de l'affectation. Les déplacements dans toutes les directions le long de la Ligne sont contraints.

- Normale. Cette fonctionnalité peut être appliquée aux lignes au moyen de la sélection et de l'affectation. Les déplacements dans la direction normale à la Ligne sont contraints.
- Tangentielle. Cette fonctionnalité peut être appliquée aux lignes au moyen de la sélection et de l'affectation. Les déplacements dans la direction le long de la Ligne sont contraints.
- Fixités standard. Cette fonctionnalité applique des supports normaux aux lignes verticales et des supports complets aux lignes horizontales qui définissent la limite du domaine.
- Plaque avant JC. Cette fonctionnalité peut être appliquée à des Points faisant partie de Plaques, de géogrilles ou de Connecteurs au moyen de la sélection et de l'affectation. Tout ou partie des trois degrés de liberté (deux déplacements et une rotation) peut être contraint et il est possible d'utiliser un système de coordonnées local comme illustré dans la figure ci-dessous.

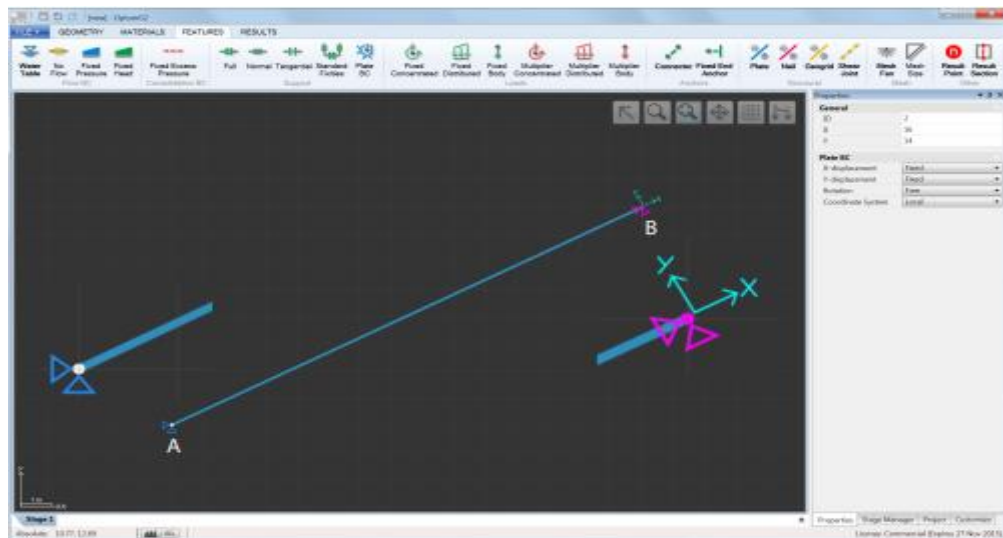


Figure II.7: Plaque simplement supportée avec les supports appliqués en coordonnées globales (A) et locales (B) systèmes.

- de plus, des déplacements fixes peuvent être spécifiés (voir Figure II.7). Ceux-ci ne sont pertinents que pour Analyse élastique, Élastoplastique et de consolidation.

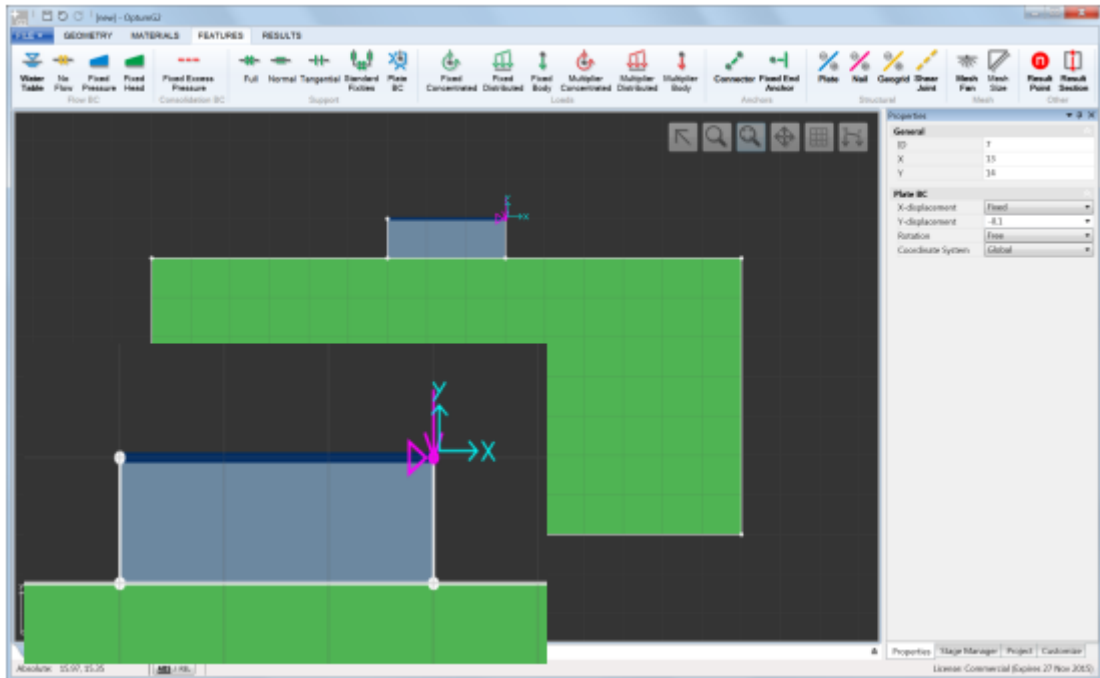


Figure II.8: Déplacement fixe en Y égal à -0,1 appliqué à une plaque rigide au-dessus d'un Solide rigide. Les déplacements en X est fixe, c'est-à-dire égal à zéro.

Remarques

Les supports de ligne (Pleins, Normaux, Tangentiels) agissent également comme des limites sans écoulement.

1.1.4 LOADS :



Figure II.9: Icône de loads

La catégorie Charges contient un total de six fonctionnalités différentes qui peuvent être divisées en deux catégories :

Charges fixes et charges multiplicatrices. Les charges fixes apparaissent en vert et restent à leur valeur spécifiée dans une étape donnée. Les charges multiplicatrices apparaissent en rouge et sont, selon le type d'analyse, agrandies pour atteindre une certaine valeur, par exemple la charge

limite dans l'Analyse Limite. Dans chaque catégorie, trois différents types de charges sont disponibles :

- Concentré (kN/m). Ces charges s'appliquent uniquement aux nœuds qui font partie de plaques ou de géogrilles.
- Distribué (kN / m2). Ces charges appliquent des lignes.
- Corps (kN/m3). Ces charges s'appliquent aux solides et aux plaques. Ils peuvent être spécifiés soit en unités de force, soit en fraction du poids unitaire du solide ou de la plaque sur laquelle ils sont appliqués.

La figure ci-dessous montre un exemple d'utilisation des trois types de charges.

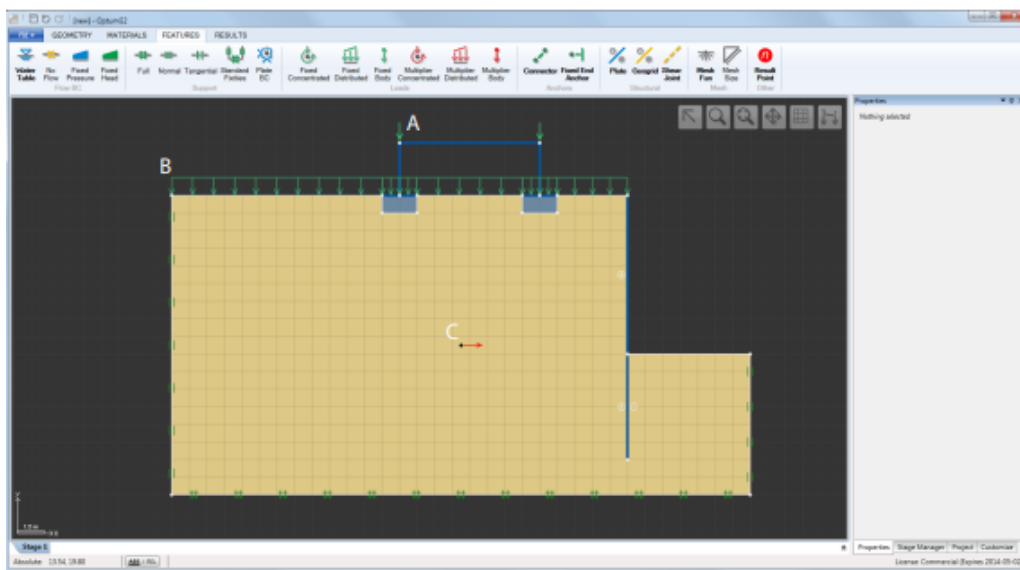


Figure II.10: Application de charges concentrées (A), Réparties (B).

Outre leur amplitude et leur orientation, toutes les charges sont caractérisées par un Type de Charge et une Catégorie de charge. Les réglages précis déterminent les facteurs partiels utilisés dans les Approches de conception disponibles pour l'Analyse limite et la réduction de la résistance (voir Figure II.10).

Design Approaches		Unity	DA1/1	DA1/2	User 1	User 2	User 3	User 4
Unit Weight - Unfavourable:								
Permanent	1	1.35	1	1	1	1	1	1
Unit Weight - Favourable:								
Permanent	1	1	1	1	1	1	1	1
Loads - Unfavourable:								
Permanent	1	1.35	1	1	1	1	1	1
Variable	1	1.5	1.3	1	1	1	1	1
Accidental	1	1	1	1	1	1	1	1
Loads - Favourable:								
Permanent	1	1	1	1	1	1	1	1
Variable	1	0	0	1	1	1	1	1
Accidental	1	0	0	1	1	1	1	1
Materials:								
c	1	1	1.25	1	1	1	1	1
ϕ	1	1	1.25	1	1	1	1	1
c_u (Tresca)	1	1	1.4	1	1	1	1	1

Figure II.11: Tableau du type et de la catégorie de charge et des approches de conception disponible sous Projet. L'ensemble des facteurs partiels appliqués, pour les étapes d'Analyse limite ou de réduction de résistance, dépend de l'Approche de conception choisie à ces étapes.

Remarques

Dans OPTUMG2, le poids unitaire (spécifié dans les propriétés du matériau) agit toujours vers le bas (à l'opposé de l'axe des ordonnées). En tant que tel, toutes les forces corporelles appliquées s'ajoutent à la force corporelle vers le bas due au poids unitaire.

1.1.5 ANCHORS :



Figure II.12: Icône de Anchors

Les ancrages sont des éléments structurels unidimensionnels qui se connectent aux plaques et aux géogrilles. Il existe deux types d'ancrages, qui fonctionnent tous deux comme des outils:

- Connecteurs. Ce sont des éléments en treillis qui se connectent aux plaques et aux géogrilles. Ils n'interagissent pas avec les solides, c'est-à-dire qu'ils peuvent être considérés comme existant dans une couche en dehors de la couche dans laquelle les domaines solides existent. Les connecteurs doivent se voir attribuer un matériau de la catégorie Connecteurs. Cela définit la résistance et la rigidité de l'élément. De plus, il est possible de prescrire une précontrainte à un

Connecteur à un stade donné. La précontrainte est indiquée par le symbole rouge illustré dans la figure ci-dessous.

- Ancrages D'Extrémité Fixes. Ces éléments peuvent être affectés à des nœuds faisant partie de plaques ou de géogrilles. Ils sont équivalents à un connecteur avec un support simple à une extrémité (voir la figure ci-dessous) et nécessitent donc la spécification d'une longueur et d'un angle d'inclinaison équivalents. Précontrainte peut être appliqué de la même manière que pour les connecteurs.

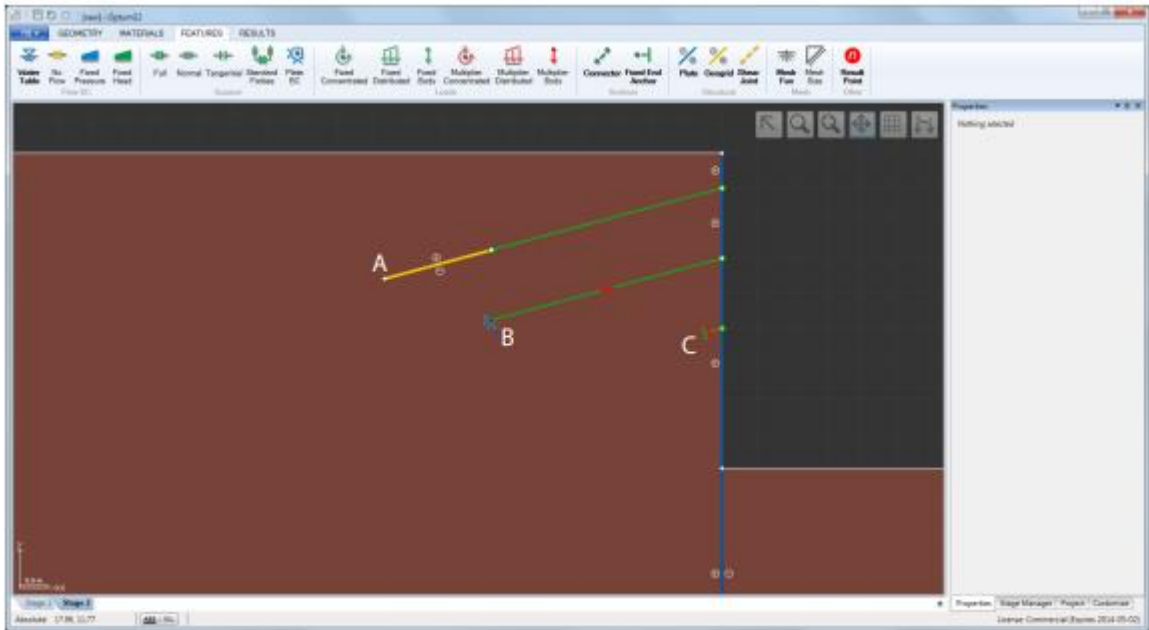


Figure II.13: Connecteur / élément de géogrille pour modéliser une ancre jointoyée (A), un Connecteur précontraint (B).

1.1.6 STRUCTURAL :

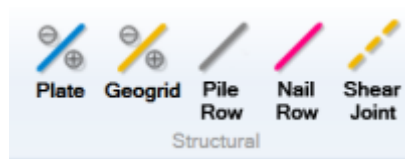


Figure II.14: Icône de Structural

La catégorie Structurelle contient trois fonctionnalités qui fonctionnent toutes comme des outils:

- Assiettes. Ce sont des éléments de poutre utilisés pour modéliser des murs et divers autres éléments minces. Les plaques se voient attribuer un matériau de la catégorie Plaques qui définit ses propriétés de résistance et de rigidité. De plus, les plaques peuvent être soit perméables, soit imperméables.

- Pile Rangées. Ce sont des éléments spéciaux qui n'interagissent que partiellement avec le sol pour expliquer approximativement ce qui est par ailleurs un problème tridimensionnel complexe. Une description complète des rangées de pieux est donnée dans le Manuel des matériaux.
- Rangées d'ongles. Il s'agit d'une spécialisation des rangées de pieux (voir le Manuel des matériaux pour plus de détails).
- Géogrilles. Ce sont des éléments en treillis utilisés pour modéliser des géogrilles et des types similaires de renforcement. Les géogrilles sont également couramment utilisées pour modéliser les ancrages jointoyés (voir l'exemple dans la section précédente et le Manuel des exemples). Les géogrilles se voient attribuer un matériau de la catégorie géogrille qui définit ses propriétés de résistance et de rigidité. En tant que plaques, les géogrilles peuvent être perméables ou imperméables.
- Joints de Cisaillement. Ce sont des éléments d'interface auxquels on peut attribuer n'importe lequel des matériaux de la catégorie des solides. Il est à noter que les interfaces associées aux Plaques et aux géogrilles font partie intégrante de ces éléments et ne doivent pas être définies séparément. En tant que tels, les joints de cisaillement ne doivent être utilisés que pour modéliser les discontinuités internes dans les solides ou les interfaces entre les domaines solides. Quelques exemples sont présentés ci-dessous.

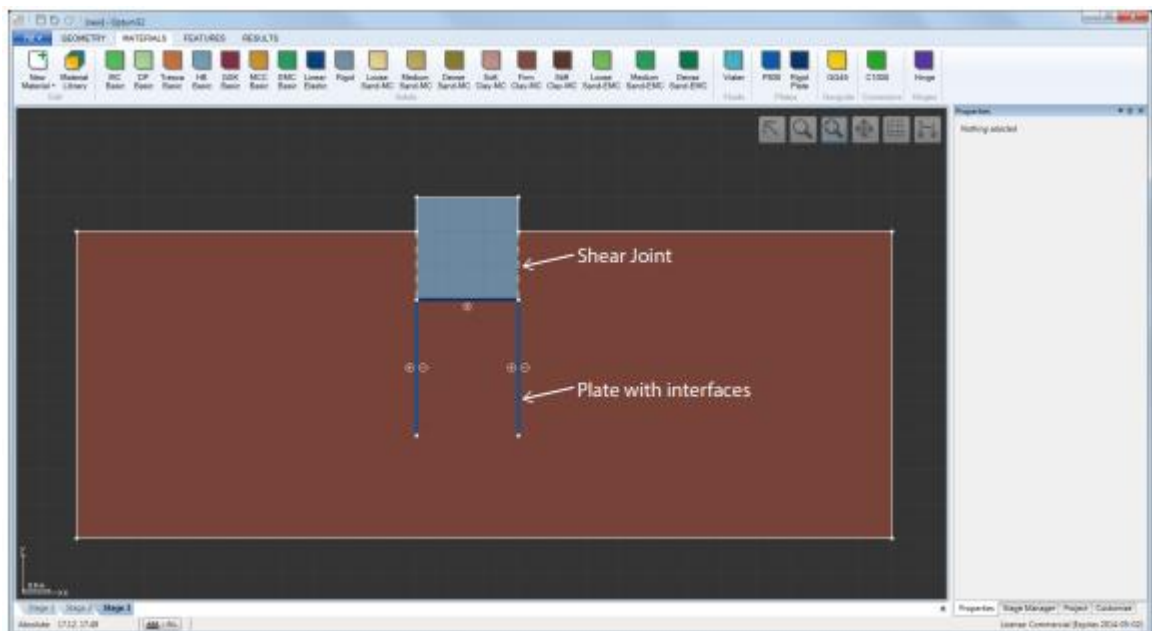


Figure II.15: Plaques avec interfaces et joints de cisaillement utilisées pour modéliser l'interface entre le sol et la fondation.

1.1.7 MESH :



Figure II.16: Icône de Mesh

La catégorie Mesh contient deux fonctionnalités :

- Ventilateur en Maille. Cette fonctionnalité, qui fonctionne également comme un outil, peut être appliquée à des Points pour créer un "éventail" d'éléments autour d'elle (voir figure ci-dessous). Cette caractéristique est particulièrement utile pour les éléments du type Inférieur en des points où des singularités de l'une ou l'autre nature sont présentes.
- Taille de maille. Ces caractéristiques peuvent être appliquées à des Points, des Lignes et des Surfaces pour spécifier une taille d'élément graphique. Un exemple d'application à un point est présenté ci-dessous.

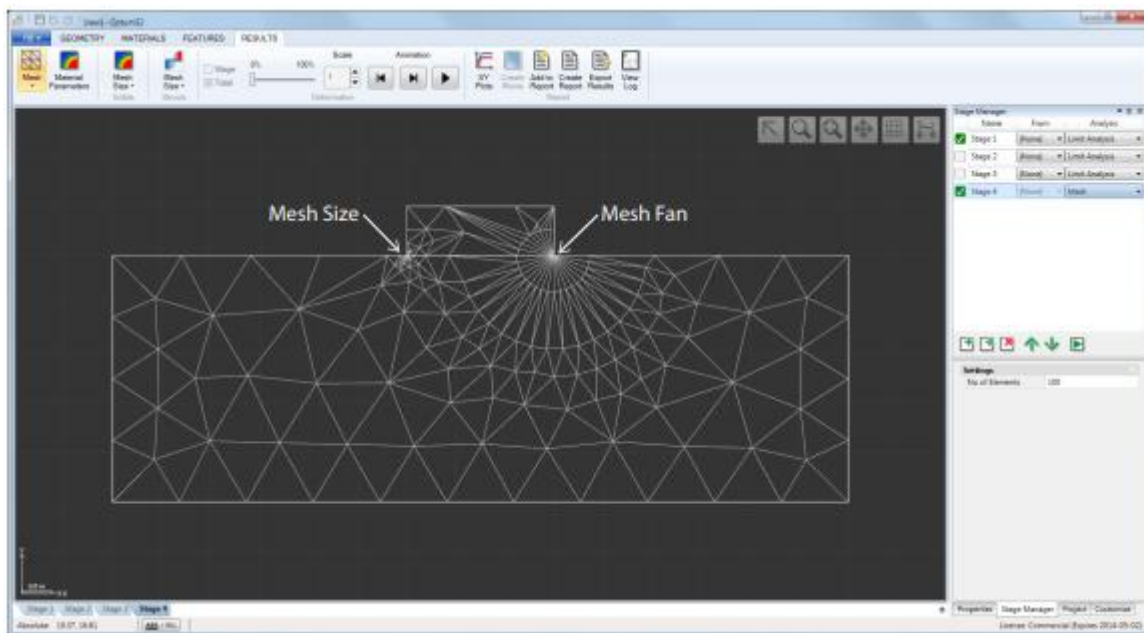


Figure II.17: Spécification de la taille du maillage et de l'éventail du maillage aux coins d'une semelle en bande.

Remarques

Dans la plupart des cas, l'utilisation de l'adaptabilité du maillage placera automatiquement les éléments de manière optimale et il ne devrait généralement pas être nécessaire de spécifier manuellement les tailles de maillage. Cependant, dans certains cas, notamment pour des éléments de type Inférieur, un raffinement manuel et / ou une spécification des Éventails de

maillage peuvent être utiles, notamment pour des domaines solides minces ou autour de singularités du genre de celles illustrées sur la figure ci-dessous.

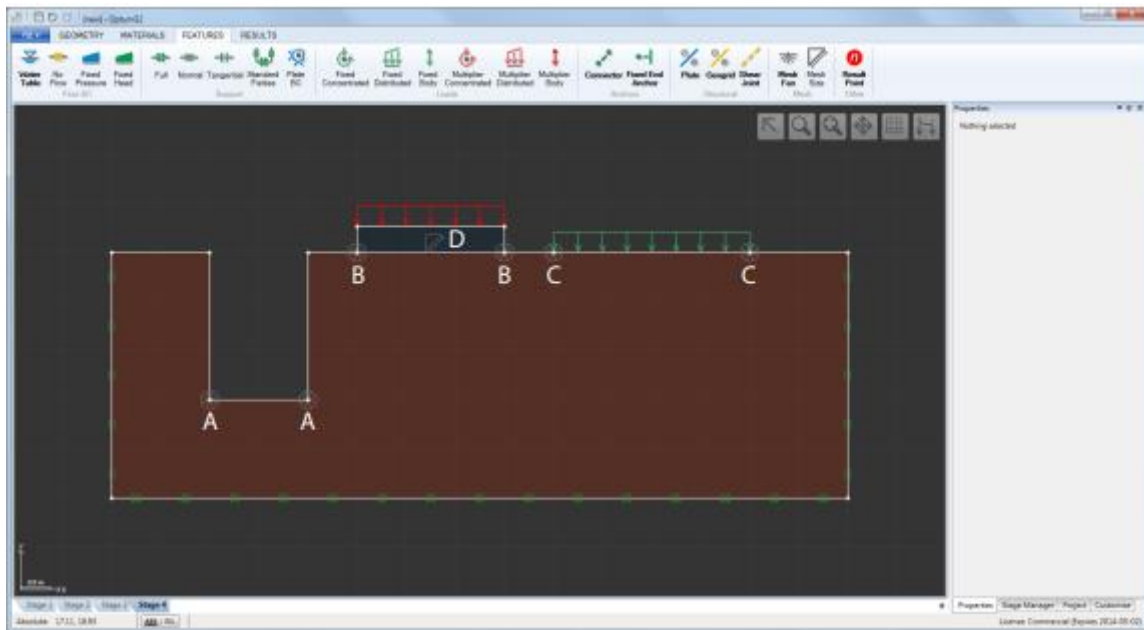


Figure II.18: Spécification des ventilateurs de maillage aux points singuliers (A, B, C) et de la taille du maillage pour le domaine solide mince (D).

1.1.8 OTHER :

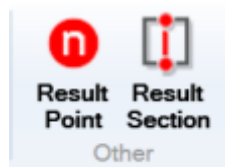


Figure II.19: Icône de Other

L'autre catégorie contient une seule fonctionnalité :

- Point de résultat. Cette fonctionnalité, qui fonctionne également comme un outil, peut être appliquée n'importe où dans le domaine. Les résultats, par exemple d'une analyse élasto-plastique multiplicatrice, sont enregistrés à ces points et peuvent ensuite être tracés à l'aide de l'outil Tracés XY disponible sous le ruban Résultats

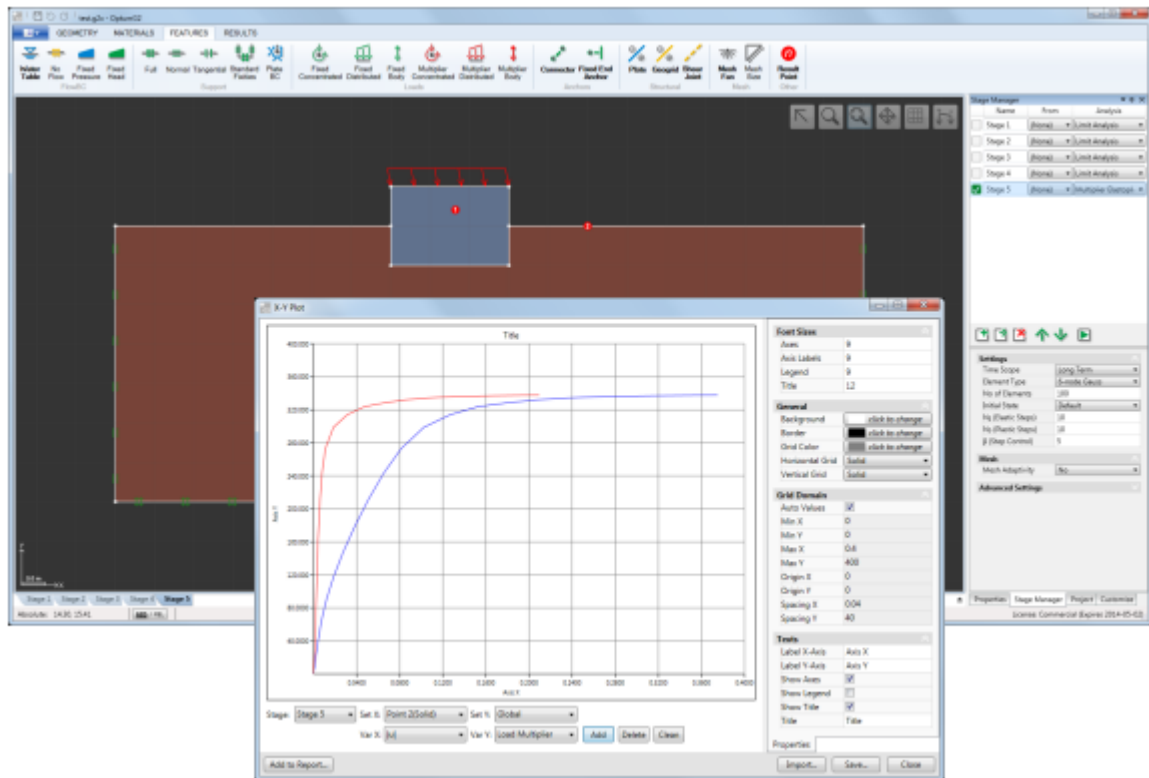


Figure II.20: Points de résultat (1 et 2) et courbes charge-déplacement produits à l'aide de tracés XY.

- Section des résultats. Cette caractéristique agit comme une "plaque virtuelle" dans le sens où les forces de section de la plaque (force normale, moment de flexion, etc.) sont calculées à partir des contraintes dans les éléments environnants. Un exemple est présenté ci-dessous. Voir également le manuel d'exemples pour une description complète et la validation de la fonctionnalité par rapport aux solutions analytiques.

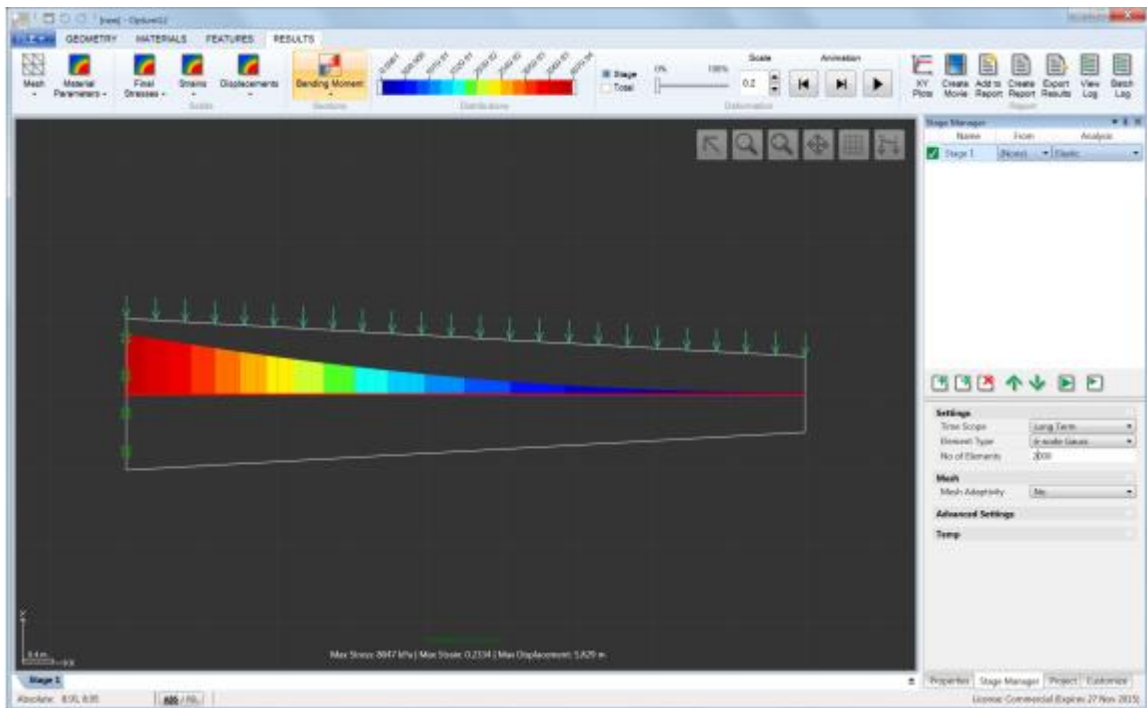
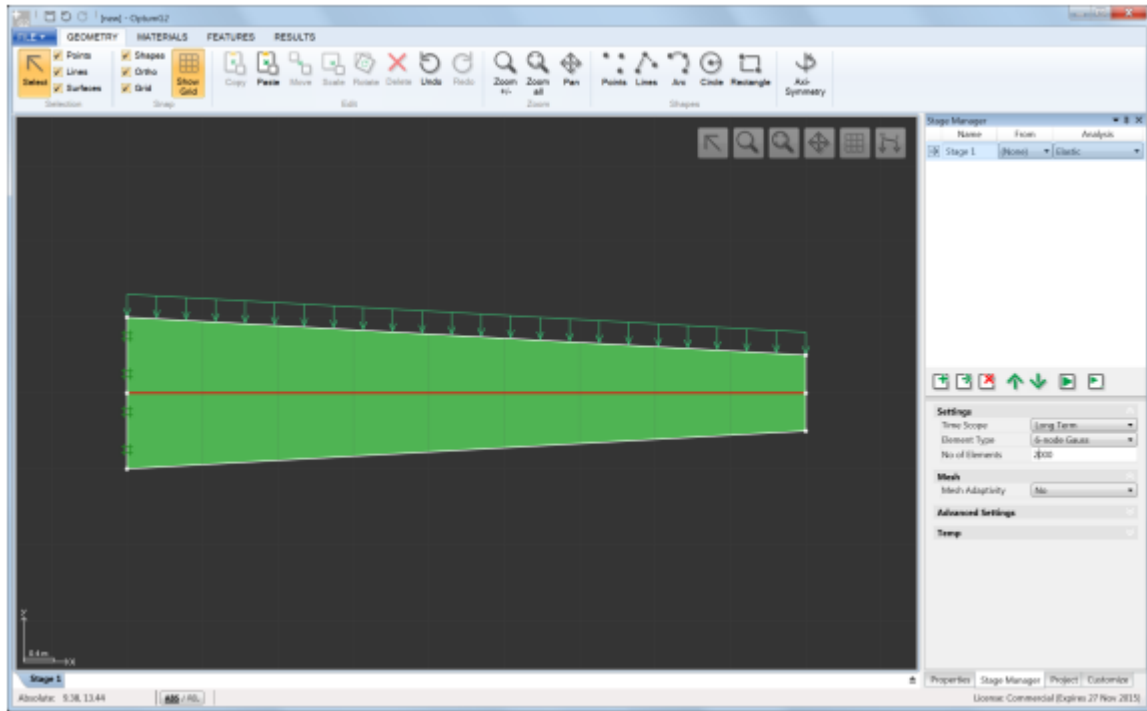


Figure II.21: Caractéristique de la section de résultat appliquée à la ligne médiane d'une poutre en porte-à-faux conique (en haut) et répartition du moment de flexion résultant (en bas).

2. Analyse :

Optum G2 est un programme d'éléments finis pour l'analyse de la résistance et de la déformation des problèmes de valeurs limites géotechniques. Il a un certain nombre de principes généraux en commun avec d'autres programmes disponibles sur le marché, mais diffère aussi

fondamentalement sur un certain nombre de points. Par exemple, il est possible de calculez directement les charges limites, ou les capacités portantes, sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique traditionnelle étape par étape. De plus, il est possible de calculer des limites supérieures et inférieures rigoureuses à la charge limite, mettant ainsi la solution exacte entre parenthèses à un intervalle généralement assez étroit. Inversement, étant donné un ensemble de charges fixes, il est possible de calculer les limites supérieure et inférieure à la force exacte facteur de réduction, c'est-à-dire le facteur par lequel les résistances du matériau doivent être réduites pour provoquer effondrement. Outre ces caractéristiques uniques, Optum G2 permet également des analyses plus traditionnelles, y compris l'élastoplasticité, l'infiltration et la consolidation étape par étape.

Le type d'analyse à effectuer pour une étape donnée est sélectionné via le régisseur (voir Figure 1.1). La fenêtre du gestionnaire de scène est divisée horizontalement en deux parties. La partie supérieure contient trois colonnes. La première colonne contient le nom de la scène, qui peut être modifié à volonté. Les la deuxième colonne contient un menu déroulant dans lequel l'étape De peut être sélectionnée. Le De la scène précède l'étape actuelle et toutes les variables d'état (contraintes, déplacements, etc.) sont transférées à l'étape actuelle comme état initial. Les changements de géométrie, de chargement, de matériaux, etc. sont identifiés automatiquement et aucune autre disposition que la sélection de l'étape pertinente ne doit être prise en compte ordre de relier les étapes. Enfin, la dernière colonne contient un menu déroulant pour la sélection de l'analyse pour l'étape actuelle.

La moitié inférieure de la fenêtre du Gestionnaire de scènes contient les différentes options et paramètres pertinents pour le type d'analyse qui est effectué. Ceux-ci sont propres à une étape donnée et peuvent différer d'étape en étape pour le même type d'analyse.

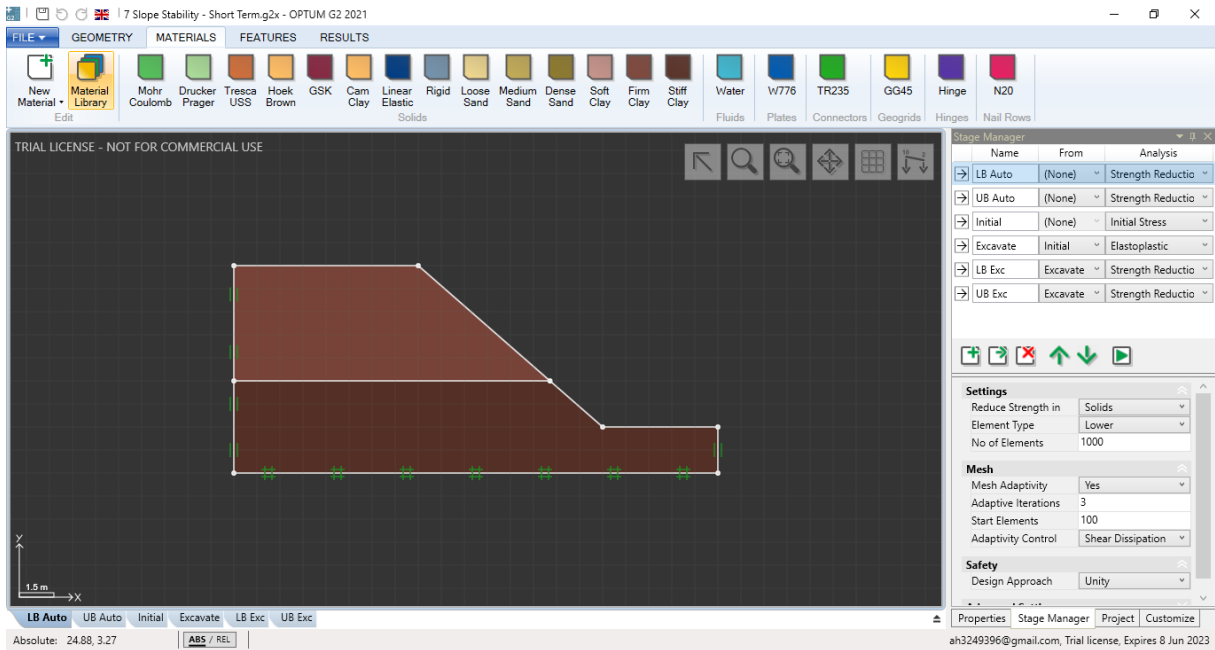


Figure II.22: Optum G2 showing the Stage Manager on the right.

Entre les deux parties de la fenêtre du gestionnaire de scène se trouve une rangée de boutons de commande (Figure II.22). Ces contrôles permettent diverses manipulations : ajout de nouvelles étapes, clonage d'étapes existantes, suppression d'étapes et déplacement d'étapes de haut en bas dans la liste des étapes à traiter. Le dernier bouton exécute les calculs et les étapes sont traitées dans l'ordre dans lequel elles apparaissent dans la liste.

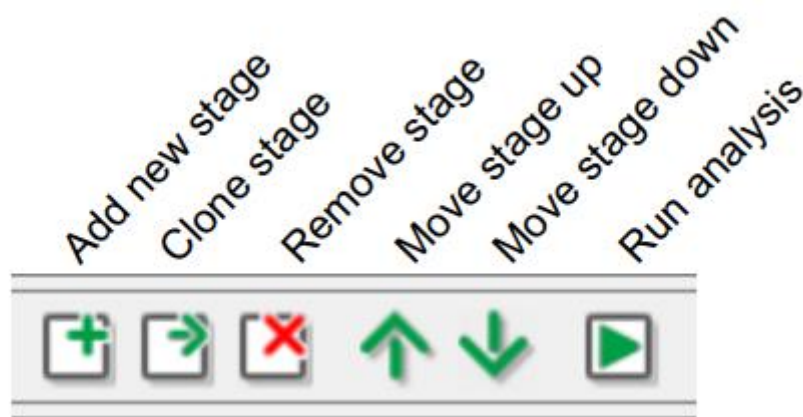


Figure II.23: Boutons de contrôle du régisseur.

Les types d'analyse disponibles dans OptumG2 sont :

- * Maille
- * Infiltration
- * Contraintes initiales
- * Élastique
- * Analyse des Limites
- * Réduction de la Force
- * Élastoplastique
- * Multiplicateur Élastoplastique

Dans ce qui suit, chacun de ces différents types d'analyse est documenté en détail.

2.1 analyses limite :

L'Analyse Limite permet d'évaluer rapidement la stabilité ou la capacité portante des géostructures sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive étape par étape.

Les charges fixes et les multiplicateurs sont tous deux applicables. Dans l'Analyse Limite, les premières sont maintenues constantes tandis que les derniers sont amplifiés jusqu'à ce qu'un état de rupture imminente soit atteint. Le facteur par lequel les charges multiplicatrices doivent être amplifiées pour provoquer la rupture est également appelé le multiplicateur de rupture.

En plus de déterminer le multiplicateur de rupture pour un ensemble de charges externes, il est également possible de calculer le facteur par lequel la gravité doit être amplifiée pour atteindre un état de rupture. Cette fonctionnalité est utile, par exemple, en ce qui concerne la stabilité des pentes.

Une caractéristique unique d'Optum G2 est la capacité à calculer des limites supérieures et inférieures de la charge de rupture. Cela est réalisé simplement en choisissant le type d'élément approprié - supérieur ou inférieur, respectivement.

2.1.1 Réglages :

Cette catégorie contient quatre champs :

- Multiplicateur (Charge/Gravité).
- Plage de temps (Long terme/Court terme).
- Type d'élément.
- Nombre d'éléments.

Pour Multiplieur = Charge, le multiplicateur d'effondrement amplifie les charges de multiplicateur (indiquées en rouge) tandis que les charges fixes (indiquées en vert) et la gravité sont maintenues constantes à leurs valeurs spécifiées. Pour Multiplieur = Gravité, les charges de multiplicateur sont ignorées, les charges fixes sont maintenues constantes et l'accélération gravitationnelle est amplifiée jusqu'à ce qu'un état d'effondrement soit atteint. Ces règles sont résumées dans le Tableau 6.1. Quelques exemples sont illustrés dans la Figure II.23

	Multiplier = Charge	Multiplier = Gravité
Charges de multiplicateur	Amplifiées	Ignorées
Charges fixes	Constantes	Constantes
Gravité	Constantes	Amplifiées

Tableau II.1: État des charges de multiplicateur, des charges fixes et de la gravité en fonction du réglage du multiplicateur.

En ce qui concerne le réglage de la Plage de temps, veuillez-vous référer au Manuel des Matériaux.

Pour le Type d'élément = Inférieur, des bornes inférieures rigoureuses sont calculées tandis que les bornes supérieures résultent de Type d'élément = Supérieur.

Le Nombre d'éléments spécifie le nombre d'éléments (et le nombre d'éléments dans le maillage final si l'adaptativité de maillage est utilisée).

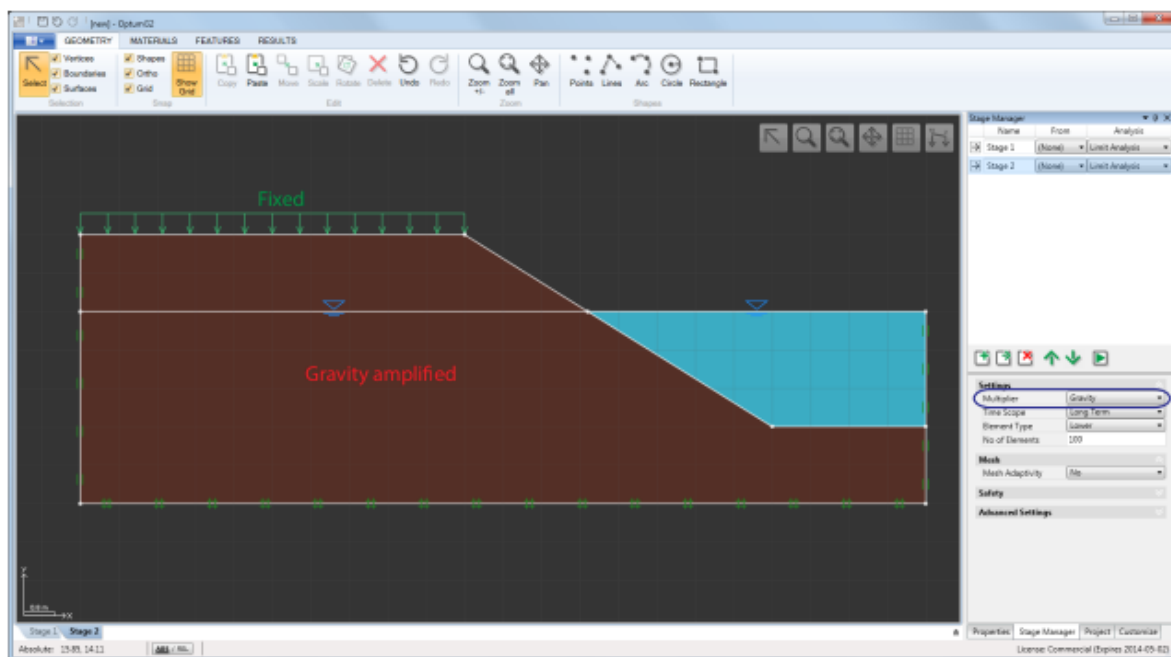
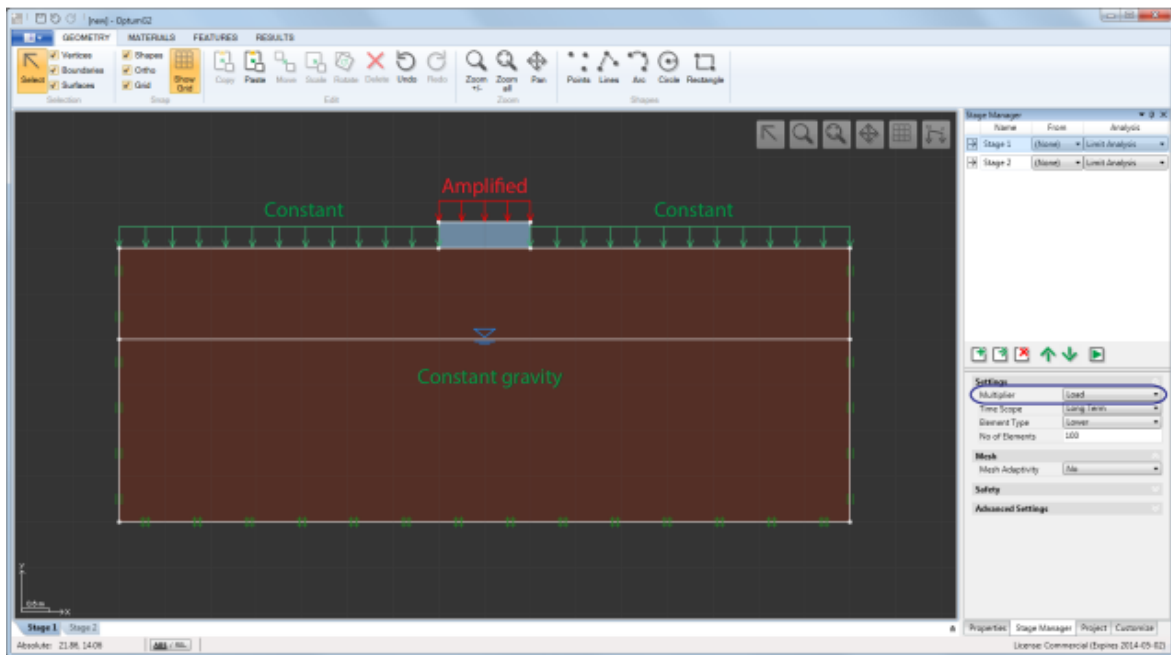


Figure II.24: Exemples d'analyse limite avec Multiplicateur = Charge (en haut) et Multiplicateur = Gravité (en bas).

2.1.2 Maille :

Oui, il est possible d'utiliser la technique de raffinement de maillage adaptatif en utilisant les paramètres suivants :

- Adaptivité du maillage (Oui/Non)

- Nombre d'itérations d'adaptativité : nombre d'étapes de raffinement adaptatif.
- Éléments de départ : nombre d'éléments dans le maillage initial.
- Contrôle d'adaptativité (dissipation de cisaillement, dissipation totale, déformation, multiplicateur plastique): variable de contrôle sur la base de laquelle le maillage est adapté.

Les itérations d'adaptativité spécifient le nombre d'itérations d'adaptativité. En général, 3 ou 4 sont appropriées.

Les éléments de départ spécifient le nombre d'éléments dans la première itération d'adaptativité.

Les quatre variables de contrôle possibles sont décrites ci-dessous.

Contrôle d'adaptativité = Dissipation de cisaillement conduit au maillage étant affiné selon la distribution de la dissipation de cisaillement plastique $D_s = (\sigma - m_p)T$

$(\varepsilon - m_{\varepsilon v})$ où p est la contrainte moyenne, εv est la déformation volumétrique, et $m = (1, 1, 1, 0, 0, 0)T$. Cette variable de contrôle est généralement la plus efficace et fiable pour l'analyse limite.

Contrôle d'adaptativité = Dissipation totale conduit au maillage étant affiné selon la distribution de la dissipation plastique totale $D = \sigma T \varepsilon$. Cette variable de contrôle n'est pas appropriée pour les matériaux purement frictionnels.

Contrôle d'adaptativité = Déformation conduit au maillage étant affiné selon la distribution de la norme du vecteur de déformation $\|\varepsilon\|$.

Contrôle d'adaptativité = Multiplicateur plastique conduit au maillage étant affiné selon la distribution du multiplicateur plastique λ (voir le manuel de théorie).

2.1.3 La sécurité :

L'analyse limite exige la spécification d'une approche de conception. Suivant l'Eurocode 7, les charges sont classées comme étant favorables ou défavorables à l'intégrité structurelle du système considéré. De plus, au sein de ces deux classifications, les charges doivent être classées comme étant permanentes, variables ou accidentelles. Selon la classification, un facteur partiel est attaché à la charge. Dans l'analyse limite, ce facteur est automatiquement multiplié sur la magnitude de la charge entrée dans la fenêtre de propriété.

Du côté des matériaux, l'Eurocode utilise des facteurs partiels sur les paramètres c , $\tan \phi$ et c_u . Dans OPTUM G2, les modèles qui fonctionnent avec c et ϕ sont : Mohr-Coulomb, Modified Cam Clay et MHC, tandis que Tresca est le seul modèle qui utilise c_u . Dans OPTUM G2, les paramètres de matériaux d'origine sont automatiquement facturés avant l'analyse limite, conduisant à des paramètres réduits :

$$c_{red} = c/F_c$$

$$\phi_{red} = \arctan [(\tan \phi) / F_\phi]$$

$$c_{u, ref} = c_u/F_{c_u}$$

où F_c , F_ϕ et F_{c_u} sont les facteurs partiels.

Au total, sept approches de conception sont disponibles : Unity, DA1/1, DA1/2 et User 1-4. Les facteurs partiels attachés à chacune de ces approches de conception peuvent être visualisés et édités via la

conception.
Bouton Approches sous Projet.

	Unity	DA1/1	DA1/2	User 1	User 2	User 3	User 4
Unit Weight - Unfavourable:							
Permanent	1	1.35	1	1	1	1	1
Unit Weight - Favourable:							
Permanent	1	1	1	1	1	1	1
Loads - Unfavourable:							
Permanent	1	1.35	1	1	1	1	1
Variable	1	1.5	1.3	1	1	1	1
Accidental	1	1	1	1	1	1	1
Loads - Favourable:							
Permanent	1	1	1	1	1	1	1
Variable	1	0	0	1	1	1	1
Accidental	1	0	0	1	1	1	1
Materials:							
c	1	1	1.25	1	1	1	1
ϕ	1	1	1.25	1	1	1	1
c_u (Tresca)	1	1	1.4	1	1	1	1

Figure II.25: Tableau des approches de conception pour définir les coefficients partiels pour les charges et les matériaux (disponible sous Projet).

L'approche de conception par défaut est l'unité, ce qui signifie qu'un coefficient de 1 est appliqué à tous les paramètres de charges et de matériaux.

Les deux approches de conception prédéfinies, DA1/1 et DA1/2, correspondent à celles adoptées par le Royaume-Uni, l'Irlande, l'Italie (sauf pour les pentes), la Pologne et la Belgique, entre autres. D'autres approches de conception (par exemple, l'Approche de conception 3 de l'Eurocode 7) peuvent être définies dans les colonnes Utilisateur 1-4

2.1.4 Contraintes initiales :

Pour l'analyse de limite dans des conditions où aucune pression interstitielle excessive n'est générée (matériau toujours drainé indépendamment de la portée temporelle ou des matériaux drainés/ non drainés pour la portée temporelle = long terme), la solution est indépendante des contraintes initiales. Il s'agit d'une caractéristique unique de l'analyse de limite.

Pour les cas où des pressions interstitielles excessives sont générées (portée temporelle = court terme pour les matériaux drainés/ non drainés), la solution dépendra des contraintes initiales. Pour une telle analyse, une étape de départ peut être spécifiée dans le gestionnaire d'étapes ou, si aucune étape de départ n'est spécifiée, les contraintes initiales seront calculées automatiquement à l'aide de l'analyse de contrainte initiale décrite dans la Section 4.

Les pressions de suintement sont toujours calculées automatiquement et prises en compte dans l'analyse de limite ultérieure.

Chapitre III :

*Modélisation numérique des pressions actives des terres
pour un écran rigide vertical : étude et analyse des
résultats*

1. Description du problème

Le problème de cette étude concerne un mur de soutènement rigide d'une hauteur $H = 10$ m (très élevée), dont la géométrie est représentée à la figure 1 et le maillage par éléments finis à la figure 2. Des charges mortes sont placées à une certaine distance derrière le mur, créant une surcharge de charge linéique, q . La position de cette surcharge partielle uniformément répartie par rapport au mur varie de $a/H = 0$ à $a/H = 1$ avec des incréments de 0,1. La valeur de la surcharge partielle uniformément répartie est fixée à $q = 200$ kN/m² et la largeur de la charge linéique est fixée à $b/H = 0,2$ et $b/H = 0,3$.

Afin d'étudier la position optimale de la console qui permettrait une réduction maximale de la pression active sur le mur, trois positions ont été choisies : $C=0,3$; $C=0,5$ et $C=0,7$.

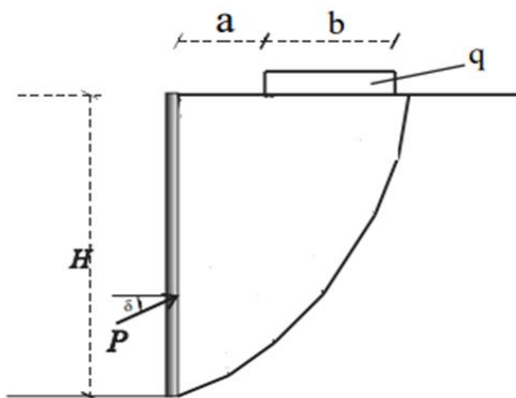


Figure III.1: Geometry of a retaining wall-soil system

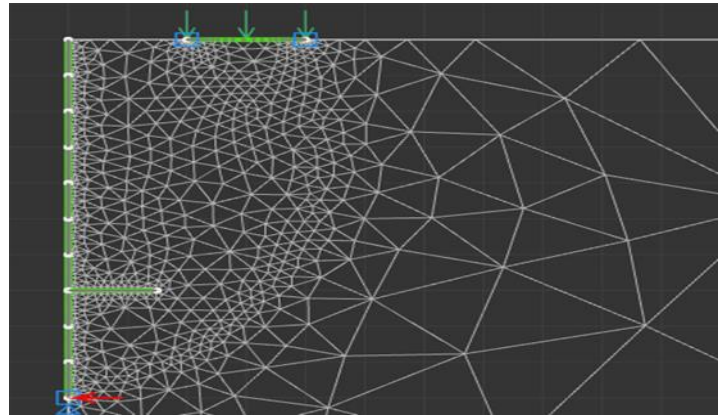


Figure III.2: Le maillage par éléments finis pour un mur de soutènement

Un modèle constitutif élastoplastique est utilisé pour représenter le comportement contrainte-déformation du sol, en respectant les critères de rupture de Mohr-Coulomb avec la règle de l'écoulement associatif. Les propriétés élastiques du sol sont les suivantes : le module de Young $E = 35$ MPa et le coefficient de Poisson $\nu = 0,3$. La cohésion $c = 0$ et l'angle de frottement interne ϕ est de 35° . Le poids volumique du sol est supposé égal à $\gamma = 20$ kN/m³. Un modèle élastique linéaire est utilisé pour simuler le mur de soutènement en béton. Des éléments d'interface sont utilisés pour modéliser l'interaction entre le sol et la structure. Les paramètres de l'interface sont définis par un angle de frottement δ égal à $\phi/3$.

2. Validation du modèle

Afin de valider la procédure de modélisation numérique, les résultats obtenus ont été comparés aux résultats des méthodes actuellement utilisées pour déterminer les pressions latérales induites par des charges linéiques, telles que l'analyse conventionnelle des pressions actives du sol de Coulomb (« Foundations » [1982]; Steinfeld et Hansen [1983]; Motta [1994]), qui ont obtenu les forces latérales du sol dues au poids du sol et à la charge linéique en utilisant l'analyse de l'équilibre des coins. Cette approche est illustrée à la figure 3, qui est en fait une extension de l'analyse conventionnelle des pressions actives de Coulomb, et la méthode proposée par Ghanbari et Taheri.

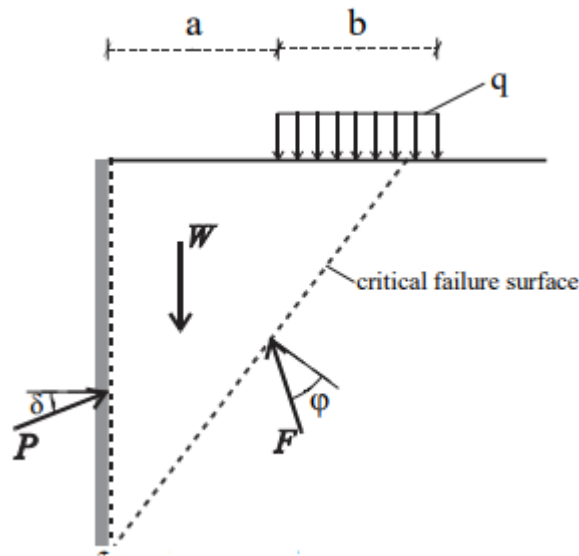


Figure III.3: Méthode d'équilibre limite

La Figure 4 présente une comparaison entre les méthodes. Dans cette figure, le rapport $P/b.q$

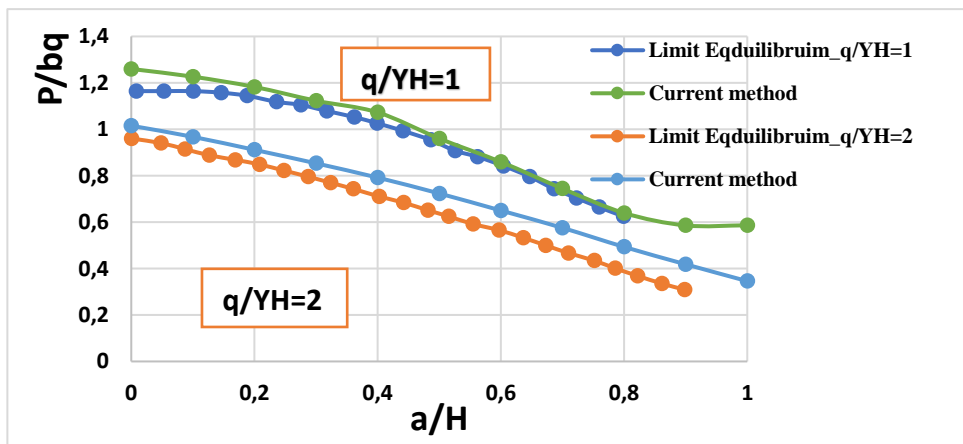


Figure III.4: comparaison entre les méthodes

est obtenu pour différentes distances de la charge linéique par rapport au mur (a/H est indiqué). Dans les deux analyses, la force latérale du sol diminue significativement à mesure que la distance de la charge linéique augmente. Les résultats de la méthode actuelle sont supérieurs (meilleurs) à la méthode de l'équilibre des coins. Cette amélioration, lorsque $a/H = 0,4$, atteint respectivement 5 % et 10 % pour $q/\gamma.H = 1$ et $q/\gamma.H = 2$.

La Figure 3 présente une comparaison entre la méthode actuelle et l'approche de Coulomb étendue pour $\phi = 35^\circ$, $b/H = 0,2$ et $\delta/\phi = 1/2$.

Le Tableau 1 montre une comparaison des forces latérales induites par une charge linéique entre la méthode actuelle et celles proposées par Motta [1994] et Ghanbari et Taheri [2012]. Comme on peut le voir, il y a une bonne concordance entre les analyses. De plus, la solution proposée par Ghanbari et Taheri [2012] donne des valeurs plus élevées lorsque $d = 2$ m ($d =$ distance de la charge linéique par rapport au mur) par rapport aux deux autres méthodes, tandis que pour $d = 4$ m, la méthode actuelle et l'approche de O. Farzaneh présentent des valeurs moins élevées par rapport à la solution de Ghanbari et Taheri. Cependant, la différence maximale entre la méthode actuelle et les deux autres méthodes est d'environ 12 %.

Tableau 1 Comparaison des forces actives du sol entre la méthode actuelle, Motta [1994] et Ghanbari et Taheri [2012] : $\phi = 30^\circ$, $\gamma = 20$ kN/m³, $\delta = 10$, $H = 10$ m, $c = 0$ kPa

Active earth force (kN/m)					
q(kN/m)	d(m)	Current Methode	O. Farzaneh	Motta	Ghanbari and Taheri
20	2	313	319	324	322
	4	315	319	319	315
50	2	333	337	347	344
	4	337	335	335	322
100	2	380	370	359	380
	4	378	366	362	335

3. Résultats de Simulation :

Dans cette section, nous résumons et discutons des principaux résultats de l'étude. À partir des simulations numériques, des graphiques ont été tracés pour la poussée active σ_a , en tenant compte des différentes positions de a/H allant de 0 à 1. Les simulations ont été réalisées pour une intensité de surcharge $q/\gamma.H = 1$, avec deux cas : $b/H = 0,2$ et $b/H = 0,3$. De plus, la position de la console C a été prise en compte, avec des valeurs de 0, 0.3, 0.5 et 0.7. Les simulations ont

été effectuées en utilisant un angle de frottement interne du sable de $\Phi = 30^\circ$, ainsi qu'un angle de frottement entre le mur et le remblai de $\delta = \Phi/3$.

3.1. $q/\gamma H=1$, $b/H=0.2$

a) Mur sans console

Dans le cas du mur sans console (Figures III.1, III.2), on observe que la variation de la pression latérale est presque linéaire pour les valeurs du rapport $a/H = 0, 0,2, 0,6$. À partir de $a/H = 0,8$, deux parties distinctes se distinguent : une première partie qui continue d'augmenter jusqu'au rapport $z/H = -0,3$, où la pression active dépasse les valeurs observées pour les cas $a/H = 0,2$ à $0,6$. Ensuite, la pente de la courbe change avec une variation plus faible, et l'importance de la pression diminue progressivement avec l'augmentation du rapport a/H . Finalement, l'effet de la surcharge devient nul lorsque a/H atteint 1.

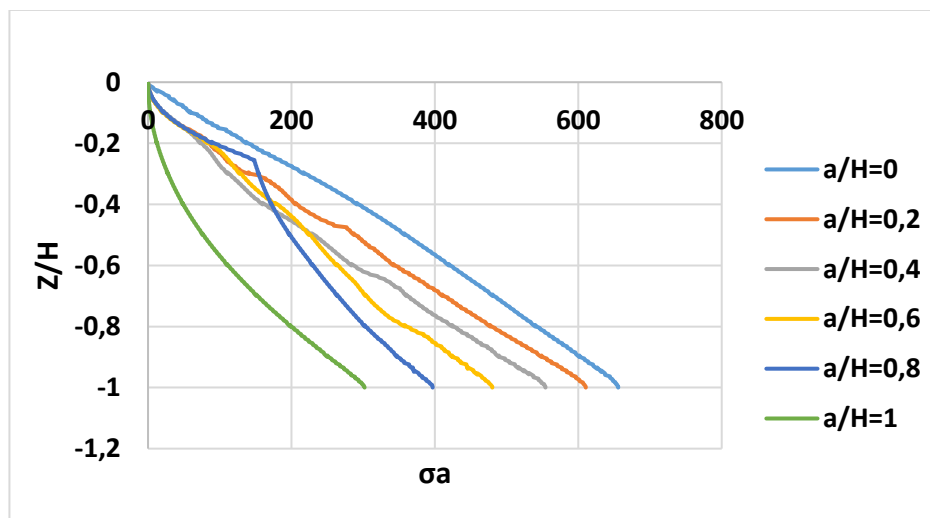


Figure III.5 : Diagrammes de poussée, mur sans console

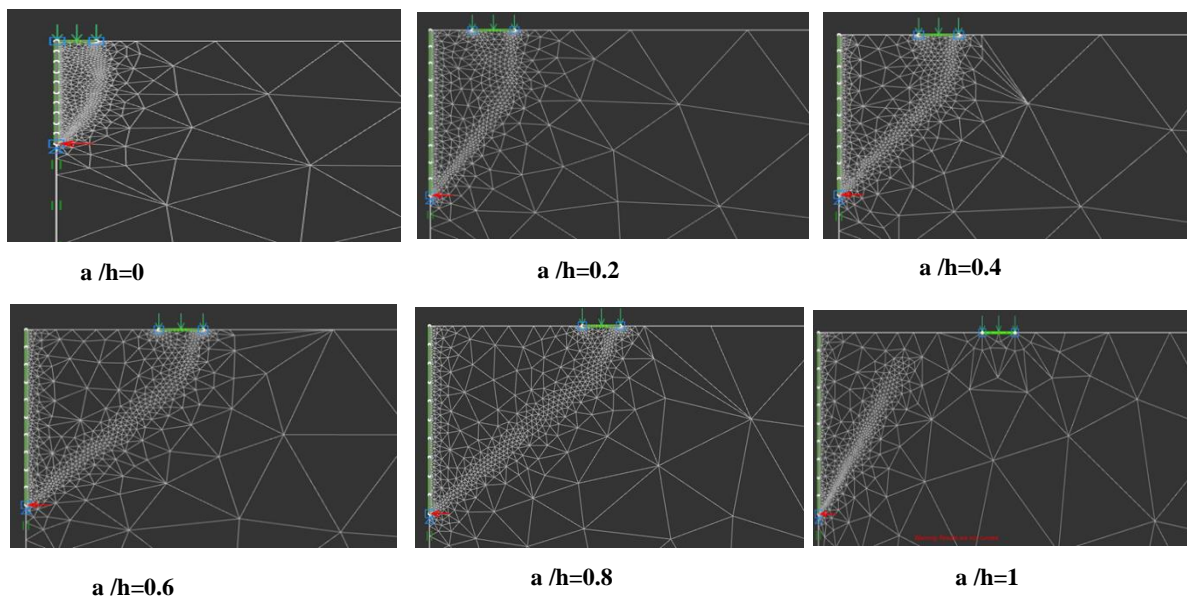


Figure III.6: Plans de rupture mur sans console

b) Mur avec console $C=0.3$

Dans le cas où la console est à la position $C=0.3$ (Figures III.3, III.4), on observe que la variation de la pression latérale est presque linéairement croissante pour tous les cas jusqu'à la position de la console, où elle devient décroissante. Le rapport de diminution de la pression active entre le cas sans console et le cas avec console $R = 0,82$ pour le cas $a = 0$ où la pression est maximale.

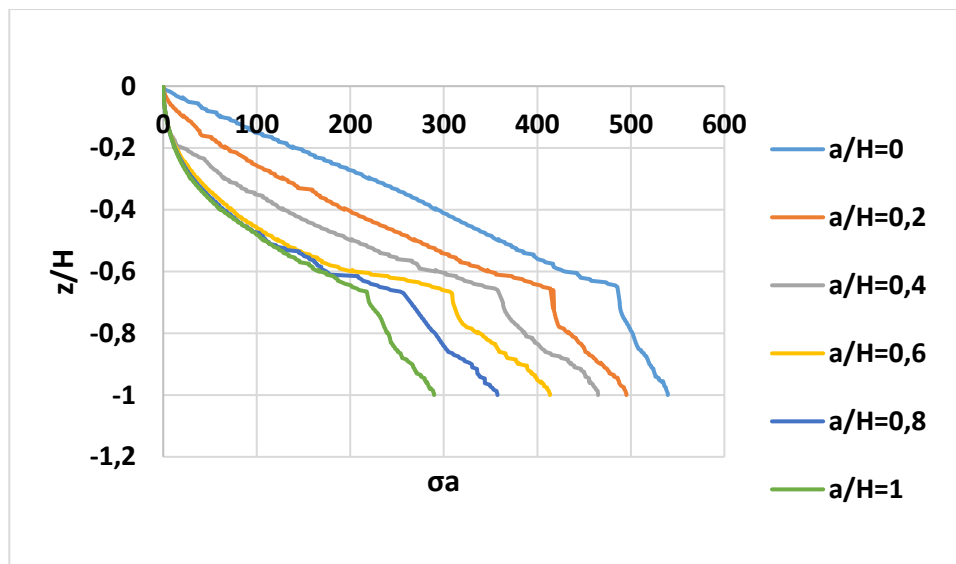
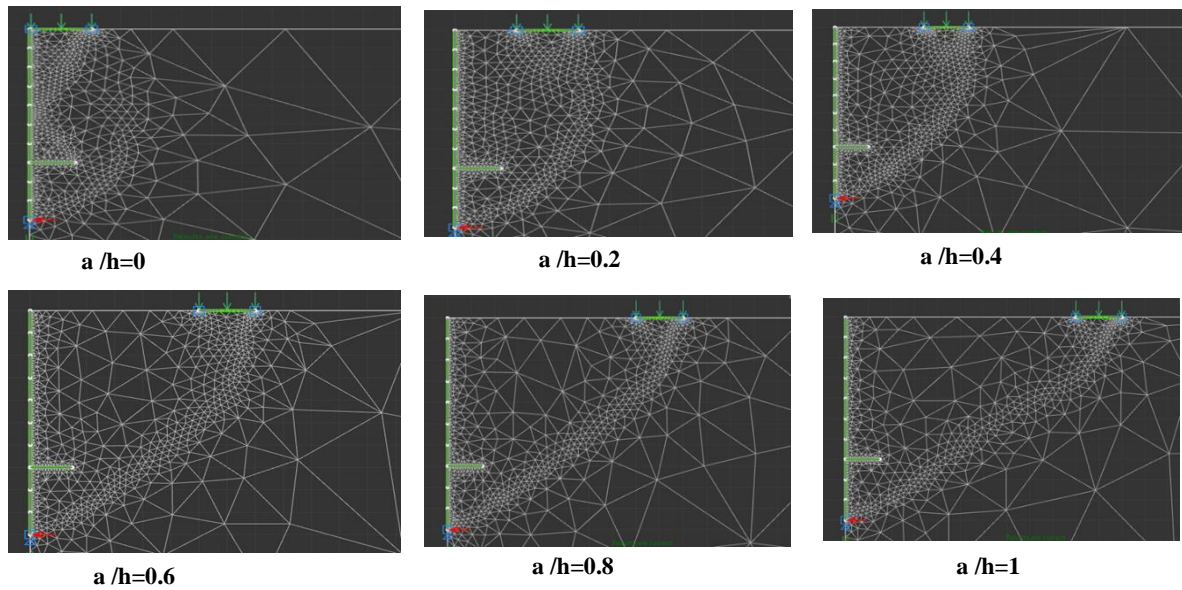


Figure III.7: Diagrammes de poussée, mur avec console $C=0.3$

Figure III.8 : Plans de rupture mur avec console $C=0.3$



c) Mur avec console $C=0.5$

Dans le cas où la console est positionnée à $C = 0,5$ (Figures III.5, III.6), on observe une variation presque linéairement croissante de la pression latérale pour tous les cas jusqu'à la position de la console, où elle devient décroissante. La pression active est maximale lorsque la surcharge est positionnée à $a/H = 0,2$. On constate également qu'il y a une réduction significative de la pression active entre le cas sans console et le cas avec console, avec un rapport $R = 0,72$ pour le cas $a = 0$.

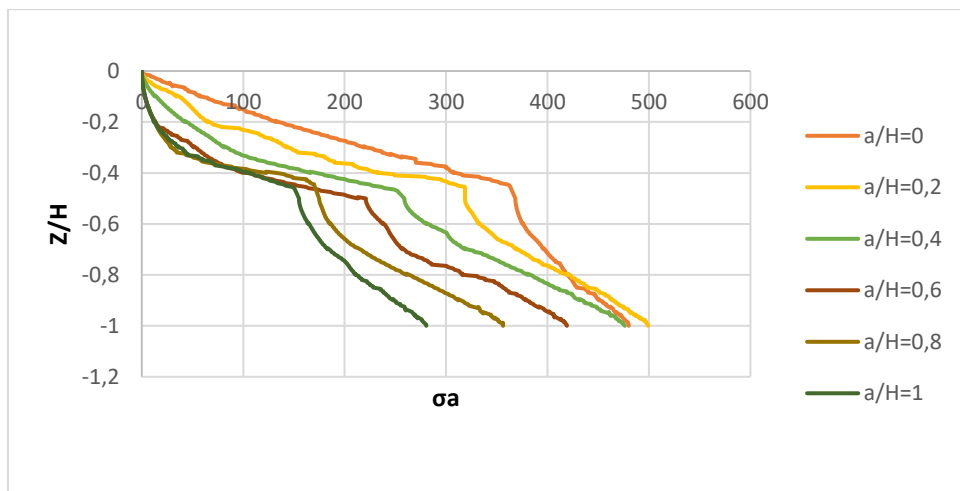


Figure III.9: Diagrammes de poussée, mur avec console $C=0.5$

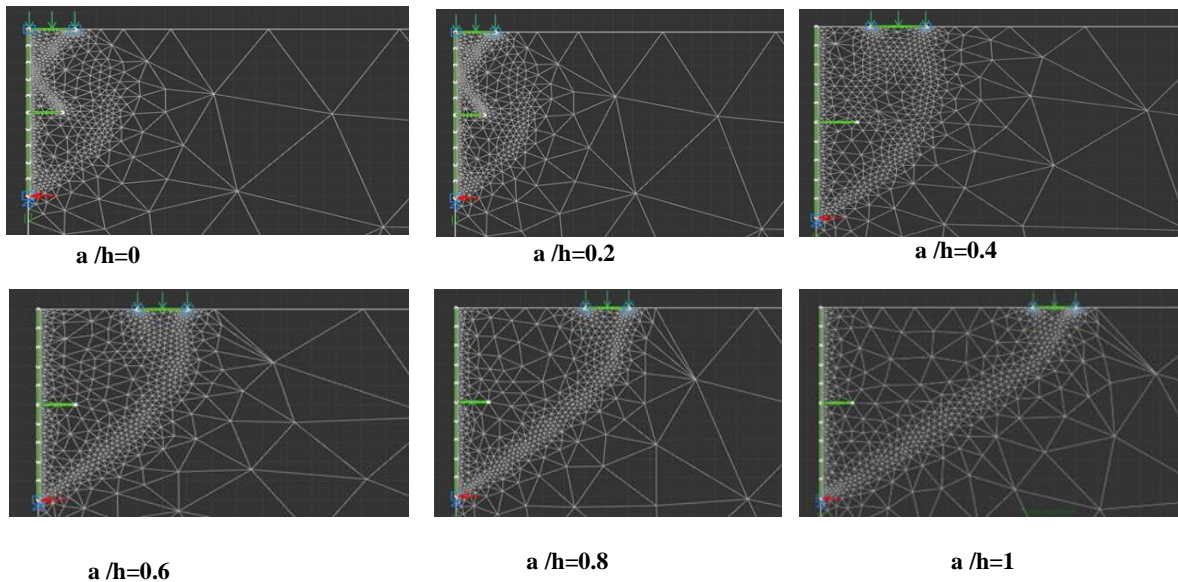


Figure III.10 : Plans de rupture mur avec console $C=0.5$

d) Mur avec console $C=0.7$

Dans le cas où la console est positionnée à $C = 0,7$ (Figures III.7, III.8), on observe une variation presque linéairement croissante de la pression latérale pour tous les cas jusqu'à la position de la console, où elle devient décroissante. De plus, la pression active pour la position $a = 0$ devient égale à la pression pour la position $a = 0,4$, tandis que la pression est maximale pour la position de surcharge $a = 0,2$. On constate également qu'il y a une réduction significative de la pression active entre le cas sans console et le cas avec console, avec un rapport $R = 0,67$ pour le cas $a = 0$.

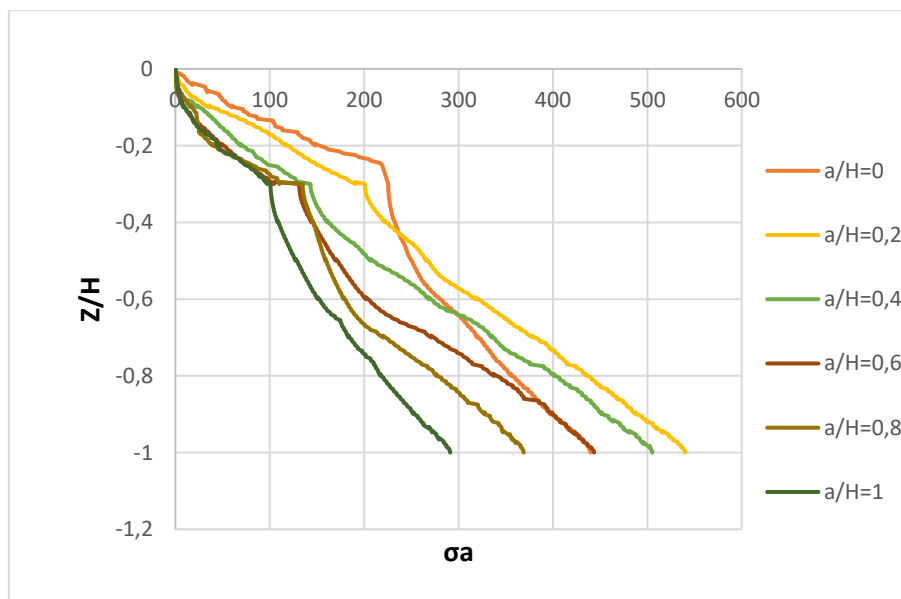
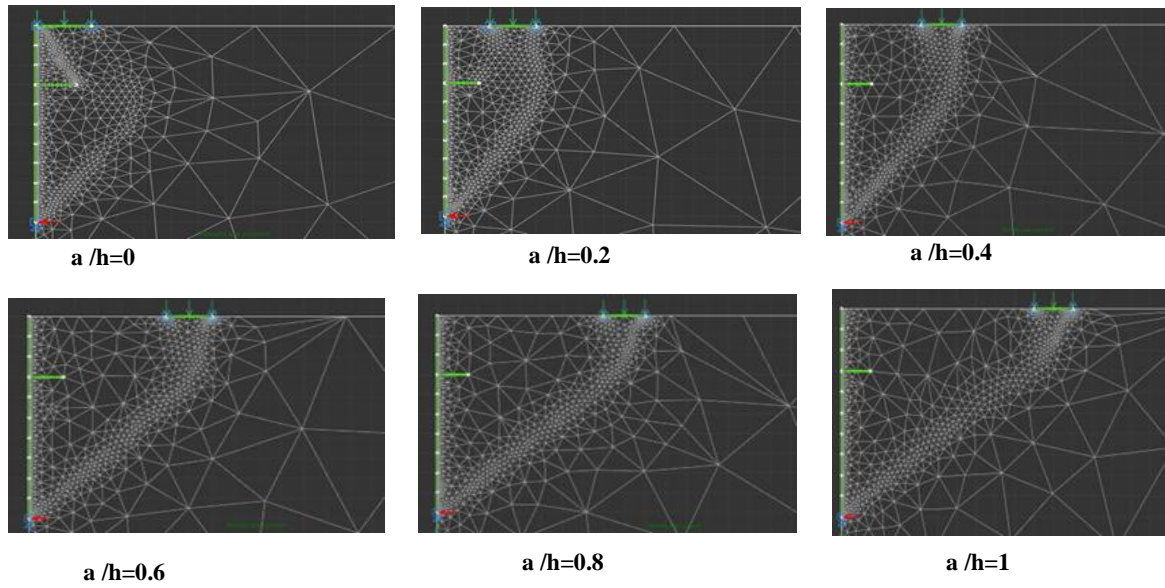


Figure III.11: Diagrammes de poussée, mur avec console $C=0.7$

Figure III.12 : Plans de rupture mur avec console $C=0.7$



3.2. $q/\gamma H=1, b/H=0.3$
a) Mur sans console

Dans le cas du mur sans console (Figures III.9, III.10), les observations sont similaires à celles du cas $b/H=0.2$, mais on remarque une augmentation de 17% de la pression latérale active pour la position de la surcharge $a/H=0$.

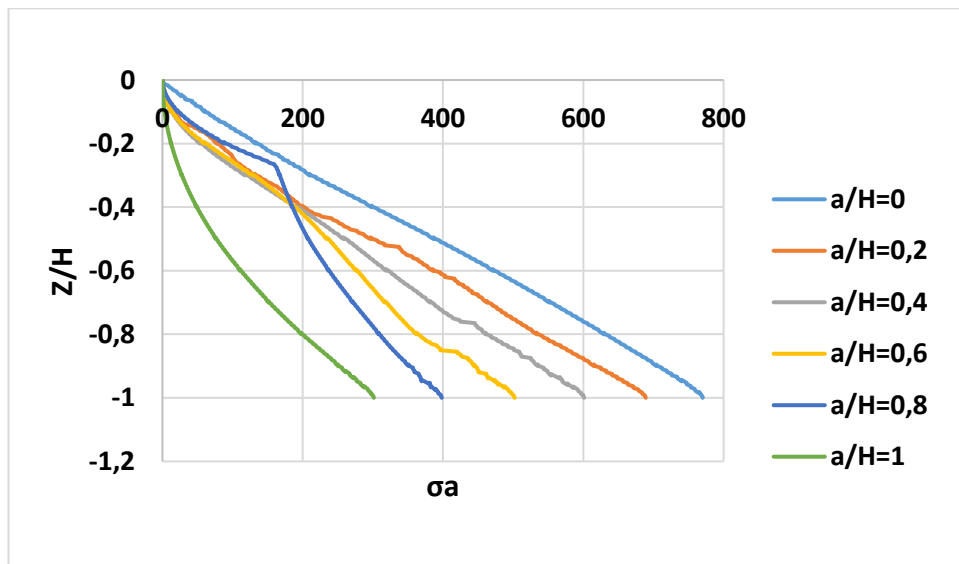
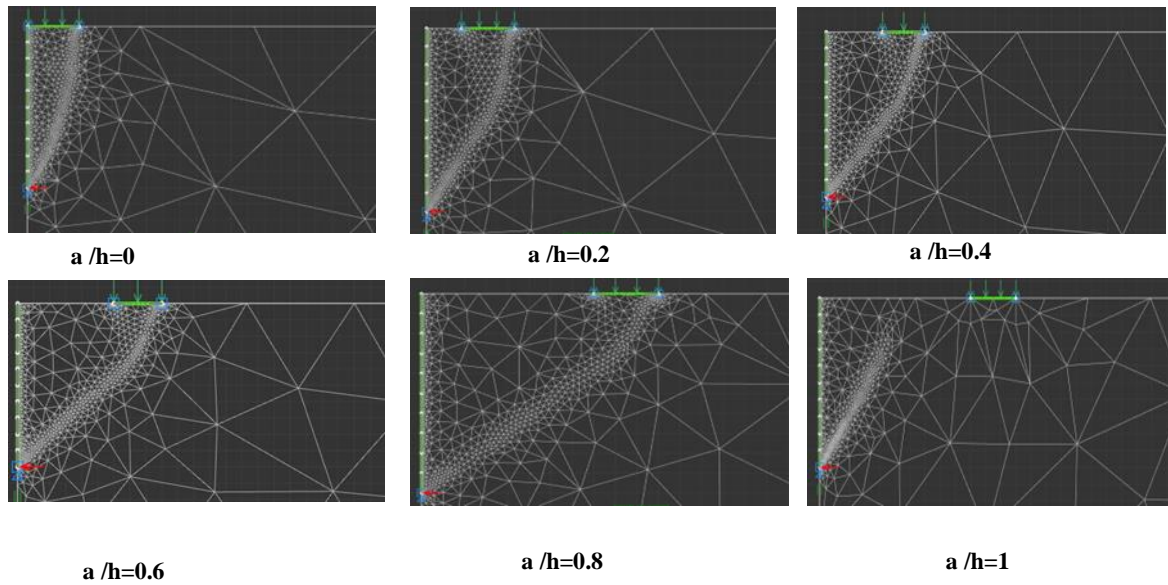


Figure III.13: Diagrammes de poussée, sans avec console

Figure III.14 : Plans de rupture mur sans console.



b) Mur avec console C=0.3

Dans le cas du mur sans console (Figures III.11, III.12), les observations sont similaires à celles du cas $b/H=0.2$. De plus, on constate également une réduction de la pression latérale active entre le cas sans console et le cas avec console, avec un rapport $R = 0,80$ pour la position de la surcharge $a/H = 0$.

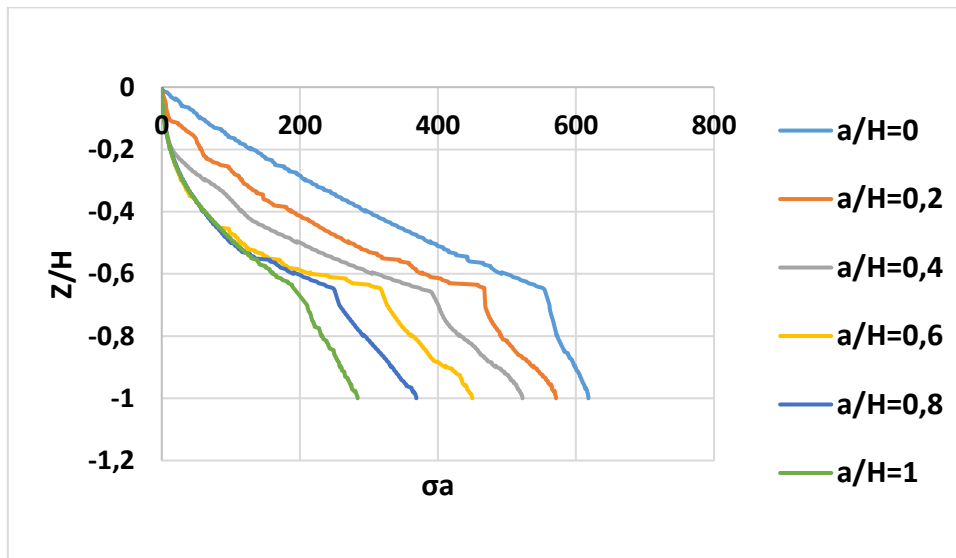


Figure III.15: Diagrammes de poussée, avec console C=0.3

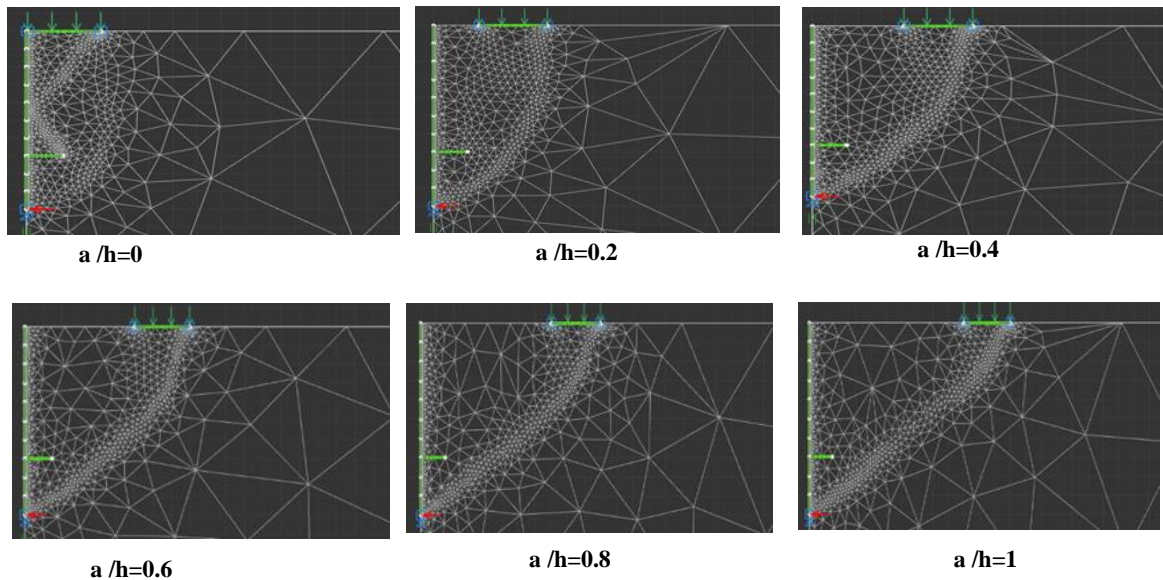


Figure III.16 : Plans de rupture mur avec console $C=0.3$

c) Mur avec console $C=0.5$

Dans le cas du mur sans console (Figures III.13, III.14), les observations sont similaires à celles du cas $b/H=0.2$. On remarque que la pression latérale active est maximale lorsque la position de la charge linéique est $a/H=0.2$. De plus, on constate également une réduction de la pression latérale active entre le cas sans console et le cas avec console, avec un rapport $R = 0,74$ pour la position de la charge linéique $a/H = 0$.

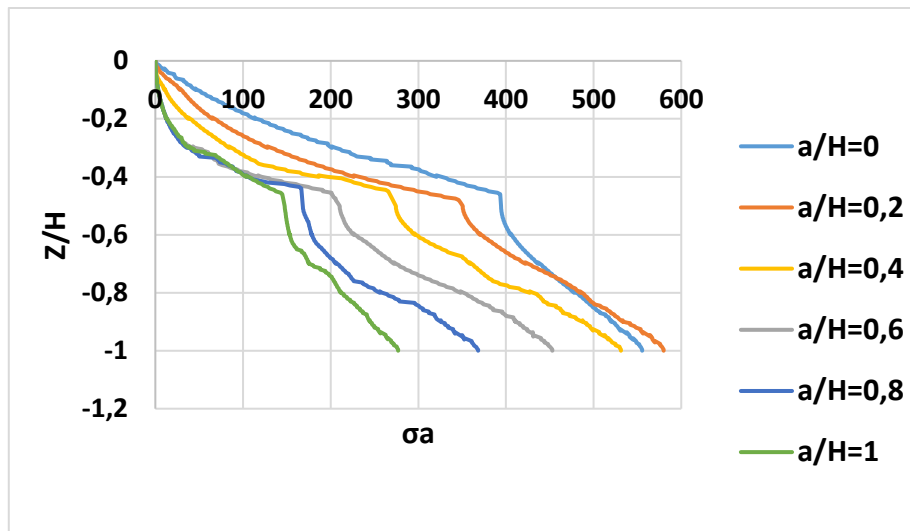


Figure III.17: Diagrammes de poussée, avec console $C=0.5$

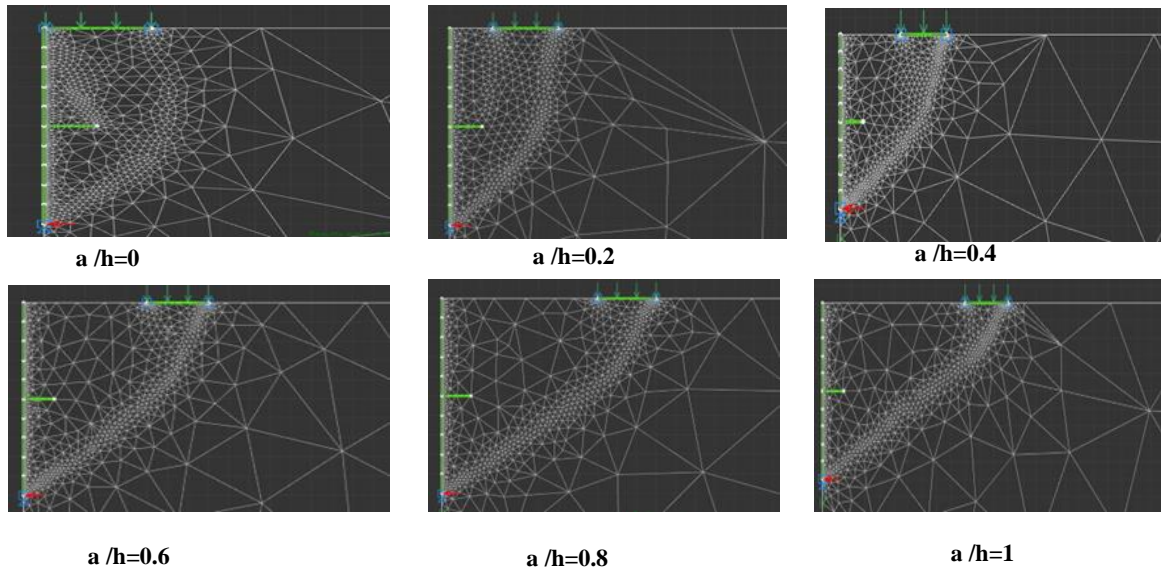


Figure III.18: Plans de rupture mur avec console $C=0.5$

d) Mur avec console $C=0.7$

Dans le cas où la console est positionnée à $C = 0,7$ (Figures III.15, III.16), les observations sont similaires à celles du cas $b/H=0.2$. De plus, la pression active pour la position $a = 0$ devient inférieure à la pression pour la position $a = 0,4$, tandis que la pression est maximale pour la position de surcharge $a = 0,2$. On constate également qu'il y a une réduction significative de la pression active entre le cas sans console et le cas avec console, avec un rapport $R = 0,69$ pour le cas $a = 0$.

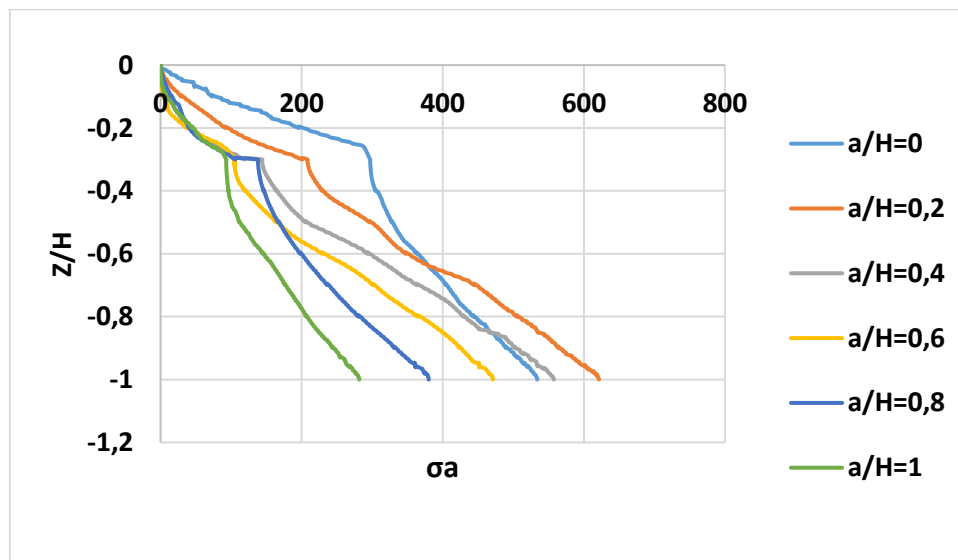


Figure III.19: Diagrammes de poussée, avec console $C=0.7$

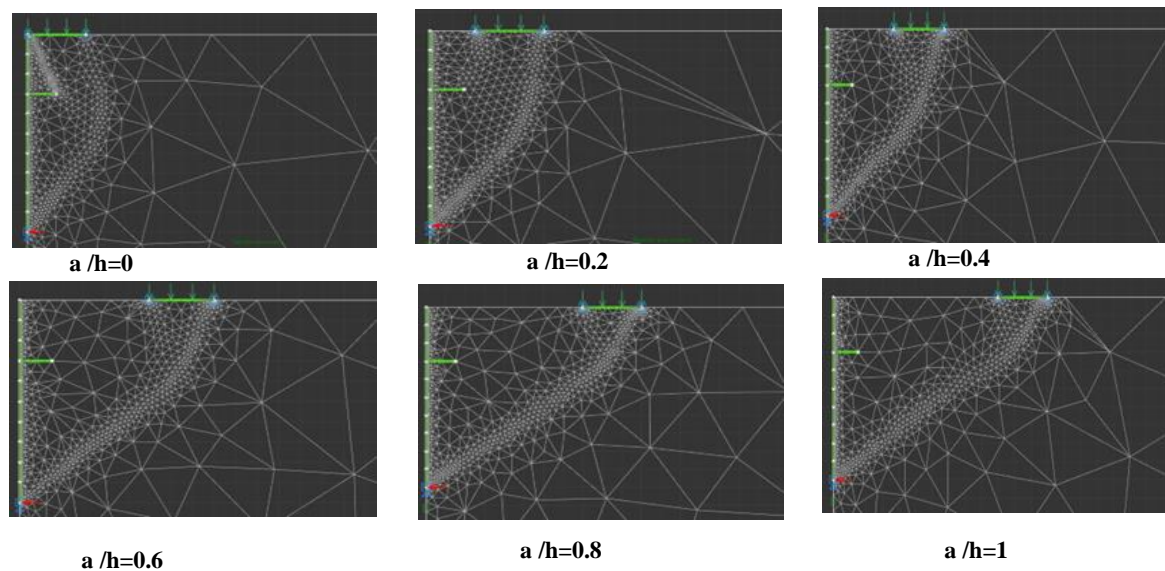


Figure III.20: Plans de rupture mur avec console $C=0.7$

4. Comparaison de la pression active maximale en fonction de la position du console.

Dans cette analyse, on examine l'effet de la position de la surcharge et de la console sur la pression active exercée sur un mur.

Pour le cas où la surcharge est à la position $a/H=0$ (voir Figures III.15 et III.16), on constate que la pression active sur le mur diminue progressivement à chaque déplacement de la console vers le bas. Cela suggère que la pression exercée sur le mur est inversement proportionnelle à la distance entre la console et la tête mur.

En revanche, lorsque dans les autres cas, la situation optimale se produit lorsque $C=0.3$, où la pression est minimale. Dans ce cas, si la console est déplacée vers le bas, la pression sur le mur augmente. Cela indique que la relation entre la position de la console et la pression exercée sur le mur est différente de celle observée pour $a/H=0$.

Finalement, dans le cas où $a/H=1$, l'influence de la position de la console sur la pression active exercée sur le mur devient négligeable. Cela signifie que, dans cette situation, la pression sur le mur reste relativement constante, quelle que soit la position de la console.

En résumé, la position de la surcharge et de la console a un impact variable sur la pression active exercée sur le mur, en fonction des valeurs de a/H et de C .

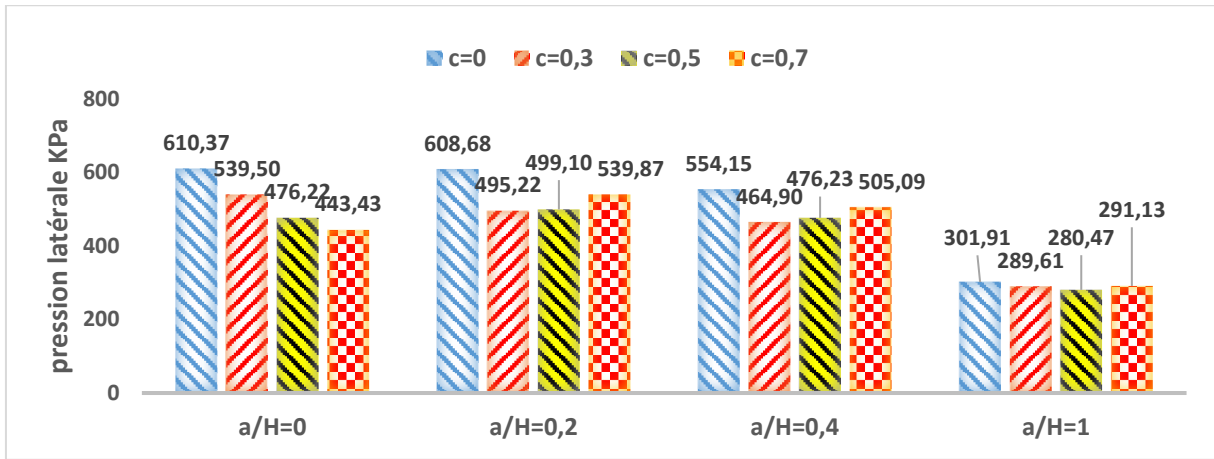


Figure III.21: Pression maximale dans le cas $b/H=0.2$

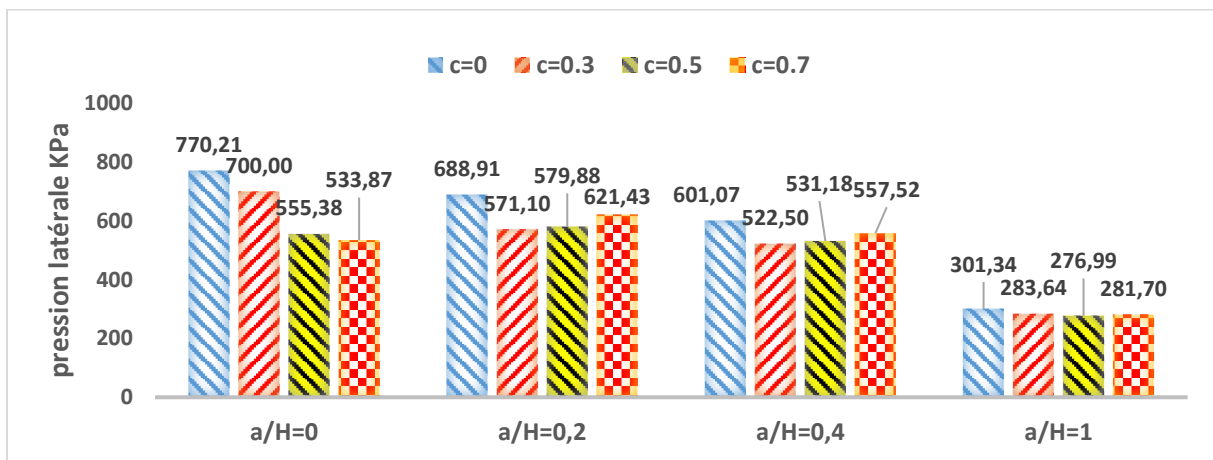


Figure III.22: Pression maximale dans le cas $b/H=0.3$

Conclusion générale

Dans cette étude, nous avons utilisé le logiciel Optum G2 V21, qui est un outil de simulation numérique basé sur la méthode des éléments finis, pour examiner l'effet de deux variables sur la pression active exercée sur un mur de soutènement rigide. Ces variables sont la position de la surcharge partielle uniformément répartie et la position de la console. Pour prendre en compte les critères de rupture, nous avons choisi un modèle élastoplastique qui intègre les critères de rupture de Mohr-Coulomb ainsi que les paramètres géométriques et mécaniques du problème. Afin de garantir la validité de notre modèle, nous l'avons comparé à d'autres méthodes analytiques ou numériques existantes.

Les résultats de notre étude ont révélé que la pression active sur le mur varie en fonction de la distance de la surcharge partielle uniformément répartie par rapport au mur, exprimée par le rapport a/H , ainsi que de la position de la console, exprimée par la valeur de C . En général, nous avons observé une diminution de la pression active lorsque la console se rapproche de la base du mur lorsque $a/H = 0$, dans les autres cas, la pression est minimale lorsque la console est positionnée à $C = 0,3$, c'est-à-dire lorsqu'elle se rapproche de la tête du mur. Par ailleurs, nous avons constaté que la pression active devient négligeable lorsque $a/H = 1$, indépendamment de la position de la console.

Ces constatations soulignent l'importance de choisir soigneusement la position de la console en fonction de la position de la surcharge. En effet, pour une surcharge partielle uniformément répartie donnée, il existe une position optimale de la console qui permet de minimiser la pression active exercée sur le mur. Ces résultats revêtent une grande importance pour la conception de murs de soutènement rigides, car ils indiquent que la sélection prudente de la position de la console est essentielle pour réduire les contraintes sur le mur et éviter les risques de défaillance.

En conclusion, nous recommandons d'étudier l'influence d'autres paramètres tels que l'angle de frottement interne du sol (φ), l'angle de frottement entre le sol et le mur (δ), l'intensité de la surcharge partielle uniformément répartie (q) et la largeur de la charge linéique (b) sur la pression active exercée sur le mur. Ces paramètres peuvent avoir un impact significatif sur la stabilité du mur et les déformations du sol, et leur compréhension approfondie pourrait contribuer à améliorer la conception de ces structures.

References

Blum, P. (1951). Theoretical earth pressure on retaining walls. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 77(1), 1-27.

Caquot.A., Kerisel J. (1956) : *Traité de Mécanique des sols*, 3. GauthierVillars Editeurs, Paris, 558 p

Ceria, S (1995). Earth pressure on retaining walls with surcharge. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(7), 533-536.

Chowdhury. S. S, A study on lateral earth pressure against strutted retaining wall in cohesionless soil deposit, *Int. J. Geotech. Eng.* 13 (2019) 122–138.

Coulomb, C. A. (1773). *Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de mathématique et de physique, présentés à l'Académie royale des sciences, par divers savants, et lus dans ses assemblées*, 7 343-382.

Gaudin. C, Riou. Y, Popa. H, Garnier. J (2002): Numerical modelling of centrifuge test on embedded wall. *5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 5-6 Sept. 2002, Paris, France

Ghanbari, A., & Taheri, A. (2012). Numerical modeling of lateral earth pressure on retaining walls due to line loads. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(5), 1189-1197. doi: 10.1007/s10706-012-9529-6

J. Calay, "Les ouvrages de soutènement : Murs, murs-poids, murs en béton armé, murs en sol renforcé," in *Génie Civil Magazine*, vol. 11, no. 202, pp. 22-29, 2016.

J. P. Magnan and J. L. Granju, "Ouvrages de soutènement," in *Le Génie Civil*, vol. 5, no. 197, pp. 41-54, 2019.

Jarquio, L. A. (1981). Earth pressure on retaining walls due to strip loads. *Journal of Geotechnical Engineering*, 107(11), 1463-1477.

Krey H. (1936): *Erddrucke, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes*. W. Ernst und Sohn, Berlin, 5e ed.

Kumar. J, Chitikela. S, Seismic passive earth pressure coefficients using the method of characteristics, *Can. Geotech. J.* 39 (2002) 463–471.

- Misra, A. K. (1995). Earth pressure on retaining walls due to strip loads. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(7), 537-540.
- Motta, E. (1994). Lateral earth pressure on retaining walls: analytical solutions. *Géotechnique*, 44(3), 451-466. doi: 10.1680/geot.1994.44.3.451
- Motta, E., & Greco, V. (2006). Earth pressure on retaining with surcharge: a new approach. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(6), 1469-1483.
- Muraro, S, Madaschi, A, Gajo, A, Passive soil pressure on sloping ground and design of retaining structures for slope stabilisation, *Géotechnique* 65 (2015) 507–516.
- N. Khelil and S. Remini, "Étude comparée des ouvrages de soutènement," in *Proceedings of the International Symposium on Civil Engineering*, 2018.
- P. Simon and P. Jullien, "Ouvrages de soutènement," in *Encyclopédie de l'Environnement*, 2016.
- Rankine. W.J.M, On the stability of loose earth, *Phil. Trans. R. Soc. London* 147 (1857) 9–27.
- Santhoshkumar. G, Ghosh. P, Seismic passive earth pressure on an inclined cantilever retaining wall using method of stress characteristics - a new approach, *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 107 (2018) 77–82.
- Steenfelt, J. S., & Hansen, J. B. (1983). Earth pressure and stability of rigid retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), 414-429. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:3(414).
- Steenfelt, J. S., & Hansen, J. B. (1983). Earth pressure retaining walls with surcharge. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(11), 1469-1483.
- Veiskarami. M, Chenari. R.J, Jameei A.A., A study on the static and seismic earth pressure problems in anisotropic granular media, *Geotech. Geol. Eng.* 37 (2019) 1987–2005. S. Xiao and P. Xia / *Applied Mathematical Modelling* 83 (2020) 526–551 551