



Vice Doyenné de la Post-Graduation,
 de la Recherche Scientifique et des Relations Extérieures

PROCES VERBAL DE SOUTENANCE DE DOCTORAT EN SCIENCES

Candidat(e)

Nom & Prénoms : CHEKROUN Lokmane El Hakim Date de naissance : 08/07/1978

Département : Génie Civil

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Option :

Intitulé de la thèse : Analyse de la réponse non linéaire des pieux de stabilisation sous chargement sismique en tenant compte de l'interaction avec le sol.

Jury de soutenance désigné par décision rectoriale N° du / /

Date de Soutenance : 06/06/2024 à H 00 min Salle :

Jury de soutenance

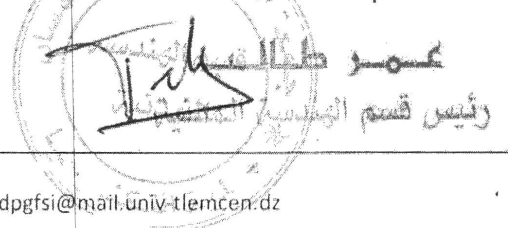
(Nom & Prénoms, Grade, Etablissement de rattachement. Qualité, Emargement)

Mme.BENDI-OUIS Assia	Prof	Univ. Tlemcen	Président	
M.BOUMECHRA Nadir	Prof	Univ.Tlemcen	Directeur	
M.ZADJAOUI Abdeldjalil	Prof	Univ - Tlemcen	Co-Directeur	
M.LABBACI Boudjemaa	Prof	Univ. Tahri Mohammed de Béchar	Examineur 1	
M.AJSSA MAMOUN Sidi Mohammed	Prof	Univ. Belhadj Bouchaib-Ain Témouchent	Examineur 2	
Mme.TAHAR BERRABAH Amina	Prof	Univ. Belhadj Bouchaib-Ain Témouchent	Examineur 3	

Après délibération, le jury a déclaré le (la) candidat (e) admis au diplôme de DOCTORAT EN SCIENCES Avec la mention : Tres Honorable

Les travaux réalisés dans cette thèse ont-ils un impact sociétal (peuvent être retenus pour une exposition) ? Oui Non

Tlemcen, le 06/06/2024
 Signature et cachet du chef de département





Annexe 6

Formulaire de levée de réserves après soutenance

Année universitaire :2023/2024.....

Etablissement universitaire : **UNIVERSITE DE TLEMCEN**

Faculté : **FACULTE DE TECHNOLOGIE**

Département :GENIE CIVIL.....

Données d'identification du doctorant :

Nom et prénom du candidat : ...CHEKROUN Lokmane El Hakim

Intitulé de la Thèse : **Analyse de la réponse non linéaire des pieux de stabilisation sous chargement sismique en tenant compte de l'interaction avec le sol**

DONNEES D'IDENTIFICATION DU PRESIDENT DE JURY :

Nom et prénom :BENCHOUK Assia.....

Grade :Professeure.....

Lieu d'exercice : **UNIVERSITE DE TLEMCEN**

Vu le procès-verbal de soutenance de la thèse sus citée comportant les réserves suivantes :

.....
.....Rien à signaler.....

Et après constatation des modifications et corrections suivantes :

.....
.....Rien à signaler.....
.....

Je déclare en ma qualité de président de jury de soutenance que la thèse citée remplit toutes les conditions exigées et permet au doctorant de déposer son dossier en vue de l'obtention de l'attestation de succès.

Le...12/06/2024.

Président de jury de soutenance : (Nom/Prénom et signature)

Pr. BENCHOUK Assia

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



THESE

Présentée pour l'obtention du **grade de DOCTEUR EN SCIENCES**

En : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Par : CHEKROUN Lokmane El Hakim

Sujet

Analyse de la réponse non linéaire des pieux de stabilisation sous chargement sismique en tenant compte de l'interaction avec le sol

Soutenue publiquement, le 06 / 06 / 2024, devant le jury composé de :

Pr. BENCHOUK Assia	Professeur Univ. Tlemcen	Présidente
Pr. LABBACI Boudjemaa	Professeur Univ. Béchar	Examineur
Pr. AISSA-MAMOUN Sidi Mohammed	Professeur Univ. Ain Temouchent	Examineur
Pr. TAHAR BERRABAH Amina	Professeur Univ. Ain Temouchent	Examinatrice
Pr. BOUMECHRA Nadir	Professeur Univ. Tlemcen	Directeur de thèse
Pr..ZADJAOUI Abdeldjalil	Professeur Univ. Tlemcen	Co-Directeur de thèse

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

A decorative floral element consisting of a central flower with several petals and leaves, positioned to the left of the calligraphic text.

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah le tout puissant de nous avoir illuminé la route et ouvert ses portes de savoir, de clémence et d'aide et de nous avoir accordé la volonté et le courage d'élaborer ce travail jusqu'à sa fin.

*Je tiens à exprimer ma sincère gratitude envers mes Directeurs de thèse, **Nadir BOUMECHRA** et **Abdeljalil ZADJAOUI**, Professeurs à la faculté de technologie de l'université de Tlemcen pour leur implication exemplaire et pour le temps consacré à évaluer ma thèse. Leurs contributions ont joué un rôle fondamental dans la réussite de ce projet académique et je suis reconnaissant des retours constructifs et des éclairages pertinents partagés. La rigueur de leur évaluation a été une source d'inspiration pour l'amélioration continue de ce travail.*

*Je souhaite également exprimer ma reconnaissance envers la présidente du jury **Mme BENCHOUK Assia**, Professeur à la faculté de technologie de l'université de Tlemcen pour son rôle central dans le processus d'évaluation, qui a été une expérience enrichissante. Je suis reconnaissant également pour son implication déterminante dans la réussite de cette soutenance.*

*Je tiens à remercier les examinateurs Monsieur **LABBACI Boudjemaa** Professeur à l'université Bechar, Monsieur **AISSA-MAMOUN Sidi Mohammed**, Professeur à l'université d'Ain temouchent et Madame **TAHAR BERRABAH Amina** Professeur à l'université d'Ain Temouchent, pour avoir contribué de manière significative à la qualité de ma thèse et pour avoir partagé généreusement leurs connaissances et leur expertise.*

C'est un véritable honneur d'avoir été évalué par un groupe aussi compétent pour leurs contributions inestimables à la réussite de cette étape cruciale de mon parcours académique.

*Je tiens à remercier vivement mon très cher ami **Bourdim Sidi Mohammed El Amine** on soutien moral, ainsi que pour ses qualités humaines qui m'ont été d'une aide inestimable.*

*Je saisi cette occasion pour exprimer ma profonde gratitude envers mes amis **Kamel Benededdouche** et **Nabil Ghennani**. Leur amitié sincère et leur soutien inconditionnel ont véritablement enrichi ma vie d'une manière inestimable.*

*A toute l'équipe du projet de la liaison autoroutière de Ghazaouet et spécialement au Chef de mission du Bureau de contrôle et de suivi Egis International **M. Kaci KRIM** et A toute l'équipe de l'Algérienne des autoroutes ADA*

*et spécialement au Chef de projet **M. CHAFAI Noureddine** pour leur collaboration exemplaire et pour leur rigueur professionnelle.*

Enfin, nous tenons à remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail. A mes enseignants, du primaire à l'université.

Dédicace :

A ma mère et mon père,

A mes fils Yassine, Mahdi et Wassim

A ma femme,

A ma très chère sœur Souhila et mes très chers frères Hamza & Ghouti

A toutes mes nièces

A tous mes neveux

A toute ma famille

A tous mes amis et mes proches et

A toute personne qui m'a encouragé pour finaliser ce modeste travail de près ou de loin.

Résumé

La stabilité de la pente constitue un concept primordial en géotechnique et en ingénierie. Il fait référence à la capacité d'une formation de sol inclinée ou d'une structure de sol artificielle, dotée d'une surface inclinée, à résister aux forces gravitationnelles et à d'autres influences qui pourraient entraîner son effondrement ou son déplacement.

L'utilisation des pieux dans le traitement des pentes est devenue une pratique de plus en plus répandue à l'échelle mondiale au cours des dernières décennies. Cette méthode vise à atténuer le déplacement du sol le long de la pente, une considération cruciale pour renforcer la stabilité des pentes. Cette approche s'appuie sur l'installation stratégique de ces éléments pour contrôler et minimiser les mouvements du sol, contribuant ainsi à prévenir les glissements de terrain et à renforcer la résistance globale des pentes.

Ce travail a offert l'opportunité d'élaborer un modèle numérique à l'aide du logiciel de calcul Plaxis 3D afin de représenter de manière réaliste le comportement sismique des pieux dans le cadre de la stabilisation d'une pente. Il est important de souligner que cette étude s'est concentrée sur une analyse paramétrique approfondie, mettant en évidence l'influence de la variation de l'action sismique sur la stabilité globale du système. Ce processus de modélisation numérique visait à fournir une compréhension détaillée des réponses sismiques des pieux, permettant ainsi la conception et le dimensionnement pour une stabilité pérenne dans des conditions sismiques variées.

Cette étude a été élaborée pour explorer, en détails, la performance des pieux de stabilisation dans des conditions sismiques, tenant compte de la complexité imputable à la variabilité spatio-temporelle du signal sismique issu du séisme de Boumerdes en 2003. Le caractère spécifique de ce séisme a été examiné de manière détaillée afin de comprendre de manière approfondie comment la variabilité spatio-temporelle du signal sismique impacte le comportement de ce type de pieux.

Ce travail a examiné un exemple réel de renforcement de glissement, en se penchant sur l'analyse de la stabilité effective réalisée sur l'autoroute Est-Ouest en Algérie en 2014. Plus précisément, l'étude s'est concentrée sur le tronçon allant du PK52+040 au PK52+093, où l'utilisation des pieux de stabilisation a été adoptée comme solution de confortement. Cette analyse met en évidence l'efficacité des mesures de stabilisation mises en œuvre.

En conclusion, nous retenons que cette analyse offre une perspective approfondie sur les interactions complexes entre les caractéristiques sismiques et les performances des pieux.

Ce travail ouvre la voie à la formulation de solutions techniques de stabilisation plus précises et mieux adaptées aux conditions sismiques spécifiques, fournissant ainsi une approche technique affinée et efficace pour la conception et la mise en œuvre de mesures de stabilisation.

Mots clés : Pieux, confortement, talus, Plaxis 3D, éléments finis, séisme de Boumerdes 2003, variabilité spatio temporelle, Autoroute Est ouest d'Algérie.

Abstract

The stability of the slope is a crucial concept in geotechnics and engineering. It refers to the ability of an inclined soil formation or an artificial soil structure with an inclined surface to resist gravitational forces and other influences that could lead to its collapse or displacement.

The use of piles in slope treatment has become an increasingly widespread practice globally over the past decades. This method aims to mitigate soil movement along the slope, a crucial consideration for enhancing slope stability. This approach relies on the strategic installation of piles to control and minimize soil movements, thereby preventing landslides and reinforcing the overall slope resistance.

This work provided an opportunity to develop a numerical model using Plaxis 3D software to realistically represent the seismic behavior of stabilization piles in the context of slope stabilization. It is important to emphasize that this study focused on a comprehensive parametric analysis, highlighting the influence of seismic action variation on the overall stability of the system. This numerical modeling process aimed to provide a detailed understanding of the seismic responses of piles, optimizing design and sizing for increased stability under varied seismic conditions.

This study was designed to explore in detail the performance of stabilization piles under seismic conditions, considering the complexity arising from the spatio temporal variability of the seismic signal from the 2003 Boumerdes earthquake. The specific nature of this earthquake was examined in detail to thoroughly understand how the spatiotemporal variability of the seismic signal impacts the behavior of stabilization piles.

This work examined a real case of landslide reinforcement, focusing on the analysis of the effective stability observed on the East-West highway in Algeria in 2014. Specifically, the study focused on the section from PK52+040 to PK52+093, where the use of stabilization piles was adopted as a reinforcement solution. This analysis highlights the effectiveness of the implemented stabilization measures.

In conclusion, we retain that this analysis provides a detailed perspective on the complex interactions between seismic characteristics and pile performance. This work paves the way for the formulation of more precise and tailored technical stabilization solutions for specific seismic conditions, offering a refined and effective technical approach for the design and implementation of stabilization measures.

Key words: Piles, reinforcement, slope, Plaxis 3D, finite elements, Boumerdes earthquake 2003, spatio temporal variability, East-West highway of Algeria.

ملخص

استقرار المنحدر هو مفهوم أساسي في الجيوتقنية والهندسة. ويشير إلى قدرة تكوين أرضي مائل أو هيكل أرضي اصطناعي، له سطح مائل، على مقاومة قوى الجاذبية والمؤثرات الأخرى التي قد تؤدي إلى انهياره أو تحركه.

أصبح استخدام الخوازيق في معالجة المنحدرات ممارسة واسعة الانتشار على مستوى العالم في العقود الأخيرة. وتهدف هذه الطريقة إلى التخفيف من حركة التربة على طول المنحدر، وهو اعتبار حاسم لتعزيز استقرار المنحدر. ويعتمد هذا النهج على التثبيت الاستراتيجي لهذه العناصر للتحكم في الحركة الأرضية وتقليلها، مما يساعد على منع الانهيارات الأرضية وتعزيز القوة الإجمالية للمنحدرات.

أتاح هذا العمل الفرصة لتطوير نموذج رقمي باستخدام برنامج الحساب بلاكسيس ثلاثي الأبعاد من أجل تمثيل السلوك الزلزالي لخوازيق التثبيت بشكل واقعي في سياق تثبيت المنحدر. ومن المهم التأكيد على أن هذه الدراسة ركزت على تحليل حدودي متعمق، مع تسليط الضوء على تأثير تباين الحركة الزلزالية على الاستقرار العام للنظام. تهدف عملية النمذجة الرقمية هذه إلى توفير فهم تفصيلي للاستجابات الزلزالية للأكوام، مما يجعل من الممكن تحسين التصميم والتحجيم لتحقيق الاستقرار الدائم في الظروف الزلزالية المتنوعة.

تم تطوير هذه الدراسة لاستكشاف أداء خوازيق التثبيت بالتفصيل في الظروف الزلزالية، مع الأخذ في الاعتبار التعقيد الذي يعزى إلى التباين المكاني والزمني للإشارة الزلزالية من زلزال بومرداس في عام 2003. وتم فحص الطبيعة المحددة لهذا الزلزال بالتفصيل من أجل أن نفهم بعمق كيف يؤثر التباين المكاني والزمني للإشارة الزلزالية على سلوك أكوام التثبيت.

تناول هذا العمل مثالا ملموسا للتسليح المنزلق، مع التركيز على تحليل الاستقرار الفعال الذي لوحظ على الطريق السريع بين الشرق والغرب في الجزائر عام 2014. وبشكل أكثر دقة، ركزت الدراسة على القسم الممتد من النقطة الكيلومترية 52+040 إلى النقطة الكيلومترية 52+093 حيث تم اعتماد استخدام أكوام التثبيت كحل تقوية. ويسلط هذا التحليل الضوء على فعالية التدابير المنفذة لتحقيق الاستقرار.

في الختام، نستنتج أن هذا التحليل يقدم وجهة نظر متعمقة حول التفاعلات المعقدة بين الخصائص الزلزالية وأداء الخوازيق. يمهد هذا العمل الطريق لصياغة حلول تقنية لتحقيق الاستقرار تكون أكثر دقة وأكثر تكيفاً مع الظروف الزلزالية المحددة، وبالتالي توفير نهج تقني دقيق وفعال لتصميم وتنفيذ تدابير التثبيت.

الكلمات المفتاحية: الخوازيق، التدعيم، المنحدر، البلاكسيس ثلاثي الأبعاد، العناصر المحدودة، زلزال بومرداس 2003، التباين المكاني الزمني، الطريق السريع شرق غرب الجزائر.

Table des matières :

Remerciements	I
Dédicace :	II
Résumé	III
Abstract	IV
ملخص.....	V
Liste des figures :	IX
Liste des tableaux	XIV
LISTE DES SYMBOLES , ACRONYMES ET ABREVIATIONS	XV
LISTE DES ACRONYMES ET ABREVIATIONS	XVII
Introduction générale	- 1 -
1 Chapitre 1 : Généralités sur les glissements de terrain.....	- 5 -
1.1 Définition d'un glissement :	- 6 -
1.2 Types de glissements de terrain.....	- 8 -
1.2.1 Glissement plan	- 8 -
1.2.2 Glissement circulaire	- 8 -
1.2.3 Glissement complexe	- 9 -
1.3 Paramètres déclenchant les glissements de terrain.....	- 9 -
1.3.1 Érosion.....	- 9 -
1.3.2 Précipitations	- 9 -
1.3.3 Séismes	- 10 -
1.3.4 Caractéristiques géologiques :	- 11 -
1.3.5 Charges extérieures	- 11 -
1.4 Techniques utilisées lors du confortement de la stabilité des pentes	- 11 -
1.5 Conclusions :	- 17 -
2 Chapitre 2 : Méthodes de calcul classiques de la stabilité des pentes	- 19 -
2.1 Introduction :	- 20 -
2.2 Phénomènes de rupture	- 20 -
2.2.1 Phénomènes de longue durée:	- 21 -
2.2.2 Phénomènes de courte durée :	- 21 -
2.3 Types de calcul.....	- 21 -
2.3.1 Calcul avant glissement :	- 22 -
2.3.2 Calcul après glissement:	- 23 -
2.4 Le choix du type de méthode de calcul :	- 24 -
2.5 Coefficient de sécurité:	- 25 -
2.6 Méthodes d'équilibre limite usuelles :	- 25 -
2.6.1 Rupture plane:	- 26 -
2.6.1.1 Stabilité de pentes finies (Méthode de Culmann, 1886) :	- 27 -
2.6.1.2 Stabilité de pentes infinies (1910) :	- 28 -
2.6.2 Rupture circulaire:.....	- 28 -

2.6.2.1	Méthode globale :	- 28 -
2.6.2.2	Méthodes des tranches :	- 29 -
2.6.3	Glissement aléatoire :	- 32 -
2.6.3.1	Méthode simplifiée de JANBU :	- 32 -
2.6.3.2	Méthode Suédoise Modifiée, U.S. Army Corps of Engineers :	- 33 -
2.6.3.3	Méthode de Spencer, Morgenstern-Price :	- 33 -
2.6.3.4	Méthode des perturbations :	- 34 -
2.6.4	Limites et/ou insuffisances des méthodes d'équilibre limite :	- 35 -
2.7	Conclusion :	- 37 -
3	Chapitre 3 : Travaux de recherche antérieurs sur le comportement des pieux de stabilisation	- 38 -
3.1	Introduction :	- 39 -
3.2	Méthodes de calcul utilisées :	- 42 -
3.2.1	Méthodes analytiques :	- 42 -
3.2.1.1	Méthodes basées sur la pression exercée sur pieux :	- 43 -
3.2.1.2	Méthodes basées sur les déplacements :	- 46 -
3.2.2	Méthodes numériques :	- 48 -
3.3	Paramètres physiques et mécaniques étudiés :	- 51 -
3.3.1	Effet de position des pieux :	- 51 -
3.3.2	Effet de l'espacement entre pieux :	- 52 -
3.3.3	Effet des propriétés relatives sol-pieux :	- 53 -
3.4	Travaux utilisant la table vibrante appelée « Shaking Table Test » : (A changer 3.4).....	- 54 -
3.5	Conclusion :	- 67 -
4	Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique	- 69 -
4.1	Introduction :	- 70 -
4.2	Définition du signal du séisme de Boumerdes 2003 :	- 70 -
4.3	Validation du modèle numérique utilisé :	- 73 -
4.3.1	Généralités la méthode SSR :	- 73 -
4.3.2	Utilisation de la méthode SSR :	- 74 -
4.3.3	Principes de la méthode SSR :	- 75 -
4.3.4	Détermination du coefficient de sécurité :	- 76 -
4.3.5	Résultats de validation numérique:	- 76 -
4.3.6	Analyse du comportement sismique des pieux de stabilisation de la pente étudiée:-	80 -
4.3.7	Signal sismique utilisé lors des modélisations numériques :	- 83 -
4.4	Analyse des résultats numériques :	- 87 -
4.4.1	Déformée du modèle numérique :	- 87 -
4.4.2	Evolution des déplacements totaux U :	- 87 -
4.4.3	Evolution des déplacements totaux au droit des pieux :	- 90 -
4.4.4	Distributions des contraintes σ_{xx} :	- 92 -
4.4.5	Distributions des contraintes σ_{yy} :	- 93 -
4.4.6	Distribution des contraintes de cisaillement (Q_{12}) :	- 95 -
4.5	Analyse spectrale sismique :	- 97 -
4.5.1	Etude des variations de la fonction PSA « Power Spectrum and amplification function »	- 97 -
4.5.2	Distribution de la fonction Arias intensité (I_a) :	- 100 -
4.6	Conclusion :	- 102 -

5	Chapitre 5 : Stabilisation d'un glissement survenu à l'autoroute Est-ouest d'Algérie, Tlemcen 2014.....	- 104 -
5.1	Introduction	- 105 -
5.2	Présentation du glissement de terrain au PK52, Tlemcen :	- 105 -
5.3	Analyse des données inclinométrique :	- 106 -
5.4	Profil géologique et géotechnique du site :	- 108 -
5.5	Modélisation numérique du glissement sous Plaxis 3D :	- 111 -
5.5.1	Analyse statique :	- 112 -
5.5.1.1	Cas statique sans effet de pluviométrie :	- 113 -
5.5.1.2	Cas statique avec effet de pluviométrie :	- 115 -
5.5.2	Analyse sismique :	- 116 -
5.5.2.1	Modèle avec une seule file de pieux d'une longueur L=15 m :	- 117 -
5.5.2.2	Modèle avec deux files de pieux :	- 119 -
5.5.3	Modèle numérique avec enrochements en pieds de talus :	- 121 -
5.6	Discussion des résultats :	- 122 -
5.6.1	Sous chargement statique :	- 122 -
5.6.2	Cas sismique avec effet de pluviométrie :	- 124 -
5.7	Conclusion :	- 126 -
	Conclusion générale.....	- 128 -
	Références bibliographiques.....	- 131 -

Liste des figures :

figure 1.1 : Effondrement de l'autoroute No3 à Taïwan en 2010	06
figure 1.2 : Glissement provoqué par le séisme El-Salvador, 2001 (USGS)	07
figure 1.3 : Glissement à Washington, 2020	07
figure 1.4 : Glissement plan (Philipponnat, 1998)	08
figure 1.5 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire	08
figure 1.6 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe	09
figure 1.7 : illustration des charges extérieures	10
<i>figure</i> 1.8 : Types de mur de soutènement	12
figure 1.9 : Ancrage de sol	12
figure 1.10 : Végétalisation de pente par arbustes	13
figure 1.11 : Illustration de la technique de tirants d'ancrage	13
figure 1.12 : Géotextile sur talus	14
figure 1.13 : Gabion en enrochements	14
figure 1.14 : Micropieux de stabilisation	15
figure 1.15 : Système de protection contre les chutes de pierres	15
figure 1.16 : Mise en œuvre du béton projeté	16
figure 1.17 : Schéma de conception d'un fossé	16
figure 1.18 : Schéma de conception d'un fossé en béton	17
figure 1.19 : Technique de Grouting	17
figure 2.1 : Pente finie avec surface de rupture plane.	27
figure 2.2 : Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement	28
figure 2.3 : Analyse d'un talus homogène avec $\varphi > 0$	29
figure 2.4 : Analyse d'un talus homogène avec $\varphi > 0$	29
figure 2.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius	30

figure 2.6 Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée	31
figure 2.7 : Forces entre les tranches orientées de manière inclinée	33
figure 2.8 : Surface de glissement pour la méthode de Spencer	34
figure 2.9 : Méthode des perturbations	35
figure 2.10 : Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement	37
figure 3.1 : Forces agissant lors du glissement (Murthy, 2003)	40
figure 3.2 : Forces agissant sur le long de pieu de stabilisation.	42
figure 3.3 : L'état plastique du sol juste autour des pieux (Ito et Matsui, 1975)	45
figure 3.4 : Le "mode d'écoulement" de rupture	47
figure 3.5 : Mode intermédiaire de rupture (Poulos,1995)	48
figure 3.6 : Illustration de la méthode "hybride" proposée par Kourkoulis et al. (2012)	50
figure 3.7 : (a) effort de cisaillement (b) distribution des moments fléchissant (Martin and Chen,2005)	54
figure 3.8 : Equipements utilisés lors de l'essai de table vibrante	55
figure 3.9 : Endommagement des micropieux	56
figure 3.10 : Modèle numérique en 3D	57
figure 3.11 : installation de l'essai de table vibrante	57
figure 3.12 : Descriptif du modèle étudié	58
figure 3.13 : Modèle de table vibrante	59
figure 3.14 : Déformations apparues dans les deux modèles après les tests	59
figure 3.15 : Aperçu de la zone de glissement de terrain	61
figure 3.16 : Structure et mécanisme de renforcement	61
figure 3.17 : Modèle numérique décrivant les trois types de confortement	62
figure 3.18 : Modèle physique de table vibrante	62
figure 3.19 : Modèle de centrale nucléaire.	64

figure 3.20 : Histoire temporelle et le spectre de Fourier du mouvement sismique artificiel utilisé	64
figure 3.21 : Etat du groupe de pieux dans le sol moyennement dense, après chargement sol	65
figure 3.22 : Etat du groupe de pieux dans le sol dense, après chargement sol	65
figure 3.23 : Déformations de pieux	66
figure 4.1 : Géométrie du modèle numérique	73
figure 4.2 : Définition de la réduction de la résistance	74
figure 4.3 : Caractéristiques modèle numérique 2D et 3D	77
figure 4.4 : Déformée du modèle numérique 2D et 3D (présente étude)	77
figure 4.5 : Déformée modèle numérique 2D et 3D (HO,2017)	78
figure 4.6 : coefficient de sécurité $F_s = 1.41$ pour le modèle 2D	78
figure 4.7 : coefficient de sécurité $F_s = 1.44$ pour le modèle 3D	79
figure 4.8 : Spécification de la méthode utilisée (SSRM)	80
figure 4.9 : Modèle numérique muni d'éléments d'interface	81
figure 4.10 : Introduction d'une file de pieux	82
figure 4.11 : Caractéristiques du modèle numérique	82
figure 4.12 : Conditions aux frontières utilisées dans Plaxis 3D	83
figure 4.13 : Accelérogrammes utilisés (Boumerdes, 2003 composante (E-W))	84
figure 4.14 : Accélerogrammes utilisés (Boumerdes 2003, composante verticale)	86
figure 4.15 : Spécifications des conditions aux limites et celles du signal sismique	86
figure 4.16 : Illustration de la déformée du maillage	87
figure 4.17 : Evolution des déplacements totaux selon les 09 enregistrements du séisme de Boumerdes 2003	89
figure 4.18 : Déformation du pieu central	91
figure 4.19 : Evolution des déplacements en tête de pieux	91
figure 4.20 : Distribution des contraintes σ_{xx} selon de le modèle de Keddara	92
figure 4.21 : Variation des contraintes σ_{xx} selon les 09 enregistrements d'accélerogrammes Séisme de Boumerdes,2003	93
figure 4.22 : Contraintes σ_{yy} selon les différents enregistrements du séisme de Boumerdes,2003	93

figure 4.23 : Variation des contraintes σ_{yy} selon les différents enregistrements (Boumerdes,2003)	94
figure 4.24 : Evolution des déplacements en tête de pieux	94
figure 4.25 : Contraintes de cisaillement le long du pieu intermédiaire	96
figure 4.26 : Evolution des contraintes de cisaillement Q12	96
figure 4.27 : Distribution de la fonction PSA « Power Spectrum and amplification function ».	99
figure 4.28: Variation du contenu fréquentiel (a_x), Boumerdes 2003	100
figure 4.29 : Variation du contenu fréquentiel (a_y), Boumerdes 2003	100
figure 4.30 : Exemple de distribution Arias intensité (I_a)	101
figure 4.31 : Réponse spectrale Arias intensity (I_a)	102
figure5.1 : Déformation du corps de chaussée au point kilométrique PK 52 (Tlemcen)	107
figure 5.2 : Vue générale du glissement ainsi que sa limite latérale	107
figure 5.3 : L'évolution des déplacements en fonction du temps : S01 & S03	108
figure 5.4 : Profil géotechnique du site enregistrant le glissement.	110
figure 5.5 : Prélèvement de carottes	111
figure 5.6 : Matériaux extraits lors du forage des pieux de stabilisation	111
figure 5.7 : Réalisation des pieux de stabilisation au niveau de la section de glissement PK52+093~PK52+200	112
figure 5.8 : Déformation du maillage dû au poids propre du talus et au chargement en tête	112
figure 5.9 : Champs de déplacements horizontaux ($U_x=1.00$ m)	112
figure 5.10 : Vue en plan du traitement proposé	113
figure 5.11 : Modèle numérique après introduction des 02 files de pieux	115
figure 5.12 : Champs de déplacements U_x	115
figure 5.13 : Introduction de l'effet de pluviométrie	116
figure 5.14 : Evolution des contraintes selon les différentes valeurs de précipitations	117
figure 5.15 : Le chargement sismique appliqué, Boumerdes 2003	118
figure 5.16 : La file de pieux introduite (traitement d'urgence)	119
figure 5.17 : Champs de déplacements U_x	119
figure 5.18 : Distribution des contraintes σ_{yy}	120

figure 5.19 : Déformée du modèle avec le système de pieux	120
figure 5.20 : Représentation du modèle avec le système de pieux	121
figure 5.21 : Champs de déplacements U_x	121
figure 5.22 : Distribution des déplacements sur le long du pieu de stabilisation	122
figure 5.23 : Modèle numérique après introduction enrochements en pieds de talus	122
figure 5.24 : Champ des déplacements	123
figure 5.25 : Distribution des contraintes σ_{xx}	123
figure 5.26 : Evolution des déplacements U_x dans un point A en bas de talus	124
figure 5.27 : Evolution des contraintes σ_{xx} dans un point A en bas de talus	124
figure 5.28 : Evolution des contraintes σ_{xx} dans un point en tête (1ere rangée de pieux).	125
figure 5.29 : L'évolution des contraintes σ_{xx} dans un point en tête	126

Liste des tableaux

Tableau 4.1 : Récapitulatif des informations nécessaires du séisme de Boumerdes,2003	71
Tableau 4.2 : Propriétés physiques et mécaniques de la pente étudiée	76
Tableau 4.3 : Résultats de sécurité de la pente selon la méthode SSRM	79
Tableau 4.4 : Propriétés physiques et mécaniques du système sol-pieux	80
Tableau 4.5 : récapitulant les résultats des déplacements totaux selon les différentes stations d'accélérographes (Boumerdes ,2003)	90
Tableau 4.6: les valeurs de la fonction Arias intensity (Ia)	103
Tableau 5.1 : Lectures d'inclinomètre au niveau de la zone de déformation, Bourdim et al (2017).	106
Tableau 5.2: Paramètres géotechniques des couches de sols [Bourdim et al (2017)].	110
Tableau 5.3 : Récapitulatif des résultats de modélisation	125
Tableau5.4 : Tableau récapitulatif des résultats des différentes simulations numériques Selon les différentes valeurs de précipitations.	126
Tableau 5.5 : Tableau récapitulatif des résultats numériques retrouvés.	127

Liste des symboles, acronymes et abréviations

Liste des symboles

a_x , variation du contenu fréquentiel selon l'axe x

a_y , variation du contenu fréquentiel selon l'axe y

Fs : coefficient de sécurité

τ ; contrainte de cisaillement

φ : angle de frottement

H_{cr} : hauteur critique

C_d ; cohésion maximale développée

mt : Coefficient de stabilité dépendant de la géométrie de la pente

W : poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N, T : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X, E : composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b : épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$)

α : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R : rayon du cercle de rupture de centre o

l : longueur du plan de glissement de la tranche

x : bras de levier du poids des terres

σ_{pert} : contrainte de perturbations

σ_0 : valeur initiale approchée de la contrainte ;

δ , : deux scalaires inconnus que le calcul définira ;

χ : Paramètre de perturbation

K_a : coefficient de pression active de Rankine

K_p ; coefficient de pression passive de Rankine

σ' : contrainte effective de surcharge

P_y : moment fléchissant maximum du pieu en fonction de la longueur

c : résistance au cisaillement non-drainée

d :diamètre du pieu

k : facteur de capacité portante

p_D : force latérale par unité de longueur de pieu
 F_{rp} : force latérale de résistance requise par unité de longueur de la pente.
 S : 'espacement des pieux (centre à centre),
 $E_p.I_p$: rigidité de flexion
 M_w : magnitude du séisme
 S : sondage
 ST : station
 H : composante horizontale
 V ; composante verticale
 γ : poids volumique
 E : module d'élasticité
 L ; longueur de pieu
 ψ : angle de dilatance
 ν : coefficient de Poisson
 U_{tot} : déplacement total
 U_x : déplacement selon l'axe x
 σ_{xx} ; contrainte selon l'axe x
 σ_{yy} ; contrainte selon l'axe y
 Q : contraintes de cisaillement
 $V(t)$: la vitesse du sol en fonction du temps, généralement mesurée en m/s.
 I_a : intensité d'Arias
 R_s : grés complètement altérés
 RM : marne complètement altérée
 Q : niveau de précipitation $m^3 / jour$

Liste des acronymes et abréviations

ABAQUS : Programme en éléments finis

AEOA : Autoroute Est-ouest d'Algérie

FLAC : Programme de différences finies

BEF : Beam on Elastic Foundation

SSRM : Shear Strength Reduction method

SSPSI : Seismic–Soil–Pile–Superstructure Interaction

PGA : Peak Ground Acceleration

PGV : Peak Ground Velocity

PGD : Peak Ground Displacement

PSA : Power Spectrum and amplification function

JMA : Seismic Intensity Scale

MMI : Modified Mercalli Intensity scale

EMS-98 : échelle macrosismique européenne

FFT : transformée de Fourier rapide.

Introduction générale

La stabilité de la pente est un concept crucial en géotechnique et en ingénierie, se référant à la capacité d'une formation de sol inclinée ou d'une structure de sol artificielle avec une surface inclinée à résister aux forces gravitationnelles et autres influences qui pourraient provoquer son effondrement ou son déplacement. La stabilité de la pente dépend de la résistance au cisaillement du sol par rapport aux contraintes de cisaillement internes générées par le poids du sol et d'autres facteurs, tels que la présence d'eau.

L'instabilité des pentes se traduit souvent par des glissements de terrain, où une masse de sol se déplace brusquement vers le bas de la pente. Ces glissements de terrain présentent un risque significatif pour les activités humaines, pouvant entraîner la destruction de biens, des blessures et même des pertes de vies humaines.

Le géotechnicien joue un rôle essentiel dans l'évaluation de la stabilité des pentes, la surveillance des zones à risque et la mise en place de mesures préventives visant à réduire ces risques. Cela peut inclure des techniques telles que le renforcement des pentes, le drainage adéquat, la végétalisation, la construction de murs de soutènement, et d'autres stratégies visant à améliorer la stabilité des pentes. La gestion de la stabilité de la pente est cruciale pour garantir la sécurité des zones habitées et des infrastructures situées dans des régions sujettes aux glissements de terrain, en particulier dans des zones montagneuses ou à risque élevé.

Lors de l'évaluation de la stabilité des pentes, il est crucial d'intégrer divers facteurs dans des modèles mathématiques pour anticiper le comportement d'une pente spécifique. Cette démarche permet de mettre en œuvre des mesures préventives et d'atténuation des risques associés aux glissements de terrain, contribuant ainsi à minimiser les conséquences potentiellement dévastatrices de ces événements. Dans les zones ayant déjà connu des instabilités, il est fréquent d'observer un premier glissement de terrain. Celui-ci se caractérise par des déformations significatives du sol, généralement le long d'une surface de glissement. Initialement, la résistance du sol sur certaines parties de cette surface de glissement est relativement élevée, maintenant ainsi la stabilité. Cependant, au fur et à mesure de la progression des déformations, la résistance du sol peut diminuer, souvent en raison de facteurs tels que l'augmentation de la pression interstitielle due à l'infiltration d'eau ou à d'autres processus géotechniques. Il est indéniable que les glissements de terrain provoqués par des séismes ont eu un impact

dévastateur sur de nombreuses régions du monde, entraînant d'importantes pertes humaines et des dommages financiers considérables.

Au cours des dernières décennies, les séismes ont causé des destructions massives, en particulier dans les régions sismiques, mettant en évidence l'importance cruciale de l'étude de la stabilité sismique des pentes.

La stabilité sismique des pentes constitue l'un des domaines de recherche les plus vitaux dans le domaine de la géotechnique. Les séismes peuvent introduire des forces dynamiques massives dans le sol, modifiant rapidement les contraintes et les contraintes de cisaillement.

L'action sismique peut déclencher des glissements de terrain, même dans des pentes qui semblaient stables en conditions normales.

L'utilisation de pieux dans le traitement des pentes est devenue une pratique de plus en plus courante à l'échelle mondiale au cours des dernières décennies. Cette approche vise à réduire le mouvement du sol le long de la pente, ce qui revêt une importance capitale pour renforcer la stabilité des pentes.

Lorsqu'on a recours à des pieux, les forces latérales appliquées à leur surface engendrent un moment de flexion le long de leur structure, provoquant ainsi un déplacement de la tête du pieu. Bien que la flexion des pieux ne puisse pas empêcher complètement la pente de bouger, elle a pour objectif de réduire l'amplitude de ces mouvements. Cette réduction du mouvement est essentielle pour prévenir un éventuel effondrement soudain de la pente. Il est toutefois primordial de souligner que l'efficacité de cette méthode de traitement dépend étroitement de la résistance structurelle des pieux eux-mêmes. Ces pieux doivent pouvoir résister aux moments de flexion induits par la charge appliquée pour que la stratégie soit couronnée de succès. L'intégration de pieux dans le traitement des pentes représente une approche d'ingénierie géotechnique visant à renforcer la stabilité des pentes et à réduire les risques de glissements de terrain. Elle est souvent utilisée en conjonction avec d'autres mesures préventives, telles que le drainage adéquat, le renforcement du sol, ou d'autres techniques, afin de fournir une protection globale contre les instabilités des pentes.

Objectifs de la thèse :

L'objectif de cette étude de recherche est de développer un modèle numérique à l'aide du logiciel de calcul Plaxis 3D pour représenter de manière réaliste le comportement sismique des pieux de stabilisation dans le contexte de stabilisation d'une pente. Cette recherche vise à comprendre et à modéliser de manière approfondie les pieux, le sol et les actions sismiques. Il convient de

noter que cette étude comportera une analyse paramétrique approfondie, mettant en lumière l'impact de la variation de l'action sismique sur la stabilité globale du système. Cette approche permettra d'explorer la performance des pieux de stabilisation dans des conditions sismiques.

De plus, cette recherche abordera un cas réel de confortement de pente à l'aide de pieux. Il s'agit d'un cas de renforcement par pieux, réalisé en réponse à un glissement de terrain survenu le 02 mars 2014 sur un tronçon de l'autoroute Est-Ouest près de la ville de Tlemcen, située dans le Nord-Ouest de l'Algérie. Cette étude de cas permettra de confronter les résultats du modèle numérique aux données sur le terrain, contribuant ainsi à la validation de l'efficacité de l'approche de conception et de stabilisation des pentes à l'aide de pieux dans des situations réelles.

Structure de la thèse :

D'un point de vue structurel, le manuscrit sera composé de cinq chapitres, suivis d'une conclusion générale.

Le premier chapitre se penchera sur les généralités relatives aux glissements de terrain déclenchés par des séismes majeurs, engendrant d'importantes pertes humaines et matérielles. Ce chapitre offrira une présentation des divers types de glissements de terrain en question, ainsi que des paramètres cruciaux qui influent sur leur occurrence. En clôture de ce chapitre, nous aborderons également les techniques actuellement employées pour consolider la stabilité des pentes.

Le deuxième chapitre sera consacré à l'examen des diverses techniques disponibles pour atténuer les risques de glissements de terrain après un séisme. Cette exploration couvrira un large éventail d'approches, allant des méthodes purement géotechniques aux stratégies de stabilisation du sol. Il est important de souligner que la décision finale quant à la stratégie à adopter reposera sur une analyse approfondie des conditions spécifiques du site.

Ensuite le troisième chapitre portera sur une revue de la littérature, explorant les travaux de recherche antérieurs dans lesquels de nombreuses techniques ont été employées pour évaluer et analyser la stabilité des pentes en vue de proposer des solutions de renforcement durables. Les méthodes de calcul seront brièvement présentées, se divisant en deux catégories principales : celles basées sur la pression et celles basées sur le déplacement. Dans la première catégorie, les méthodes basées sur la pression reposent sur l'analyse des pieux passifs soumis à la pression latérale du sol. Il est important de noter que ces méthodes ont pour principale limitation le fait

qu'elles ne s'appliquent qu'à l'état ultime, fournissant ainsi la pression sol-pieu ultime, sans offrir d'indications sur l'évolution de la résistance du pieu en fonction du mouvement du sol (pression sol-pieu mobilisée). La deuxième catégorie de méthodes de calcul se base sur l'interaction sol-pieu, en se concentrant principalement sur la pression exercée par le sol sur le pieu.

Ensuite, le chapitre se tournera vers les méthodes numériques qui gagnent en popularité, car elles permettent de modéliser des géométries complexes, les interactions sol-structure en trois dimensions (y compris les effets de groupes de pieux) et les non-linéarités du sol et des pieux. En conclusion de ce chapitre, nous explorerons les travaux de recherche en centrifugeuse, également connus sous le nom de « Shaking table test », qui représentent des expériences particulièrement intéressantes pour obtenir une compréhension claire du comportement réel. Cependant, il est important de noter que ces expériences sont confrontées à certaines limites liées aux nombreuses hypothèses idéalisées formulées par les chercheurs.

Le quatrième chapitre sera dédié à une étude paramétrique de l'analyse sismique des pieux de stabilisation de pentes, en prenant en considération la variabilité spatio-temporelle du signal sismique. Cette démarche vise à améliorer notre compréhension du comportement sismique de ces pieux, en examinant comment ils réagissent face à des conditions sismiques variables dans l'espace et dans le temps.

Le cinquième et dernier chapitre sera consacré à l'étude de la stabilité réelle qui s'est produite sur l'autoroute Est-Ouest en Algérie en 2014. Sur le tronçon s'étendant du PK52+040 au PK52+093, d'importantes déformations ont été constatées, avec un déplacement vertical de l'aile arrière atteignant 3 à 4 mètres et un déplacement horizontal significatif. En réponse à cette situation, deux solutions de consolidation ont été mises en œuvre : d'abord, une première rangée de 11 pieux le long du bord du glissement, au milieu du tracé, à des fins d'urgence, suivie de la création d'une rangée de 61 pieux sur le côté gauche de la section PK52+040 à PK52+220, avec une poutre les reliant en tête.

Pour conclure ce travail, une synthèse générale sera présentée, reprenant l'ensemble des observations, des recommandations, ainsi que les perspectives pour de futures recherches. Cette conclusion offrira une vue d'ensemble et ouvrira la voie aux développements ultérieurs dans ce domaine.

Chapitre 1 : Généralités sur les glissements de terrain

1.1 Définition d'un glissement :

Un glissement de terrain se produit lorsque des masses de sol se déplacent vers le bas sous l'influence de la gravité, que ce mouvement soit lent ou rapide. Ce phénomène survient lorsque les contraintes de cisaillement à l'intérieur du sol dépassent sa capacité de résistance.

Les glissements de terrain peuvent être déclenchés par divers facteurs, notamment la transformation en une substance fluide de couches de sol constituées de grains fins. De plus, une défaillance générale du sol, combinée à une augmentation des charges résultant d'un séisme, peut accroître la pression interstitielle et diminuer la résistance au cisaillement du sol. Ce scénario est fréquent lors de séismes majeurs.

Il convient de souligner que dans le cas des pentes et des murs de soutènement, l'impact négatif de la composante verticale de l'action sismique doit être examiné attentivement, car elle réduit le poids actif et peut affecter la stabilité.

Lorsque les contraintes augmentent au point de dépasser la résistance au cisaillement du sol, des fractures apparaissent dans la pente, déclenchant ainsi un glissement de terrain, comme illustré par le cas du glissement de terrain sur l'autoroute No3 à Taïwan en 2010, tel que représenté dans la figure 1.1.



figure 1.1 : Effondrement de l'autoroute No3 à Taïwan en 2010

Lors de certains séismes, des villages entiers ont été engloutis sous le sol en raison de l'effondrement des pentes. Pour illustrer cette réalité, prenons l'exemple d'un glissement de

terrain considérable survenu le 13 janvier 2001, déclenché par un séisme qui a provoqué plus de 500 glissements de terrain à travers le Salvador. Dans ce tragique événement, jusqu'à 500 personnes ont été littéralement ensevelies, et environ cent mille habitations ont été détruites sous le sol effondré et les glissements soudains. La figure 1.2 témoigne de l'ampleur des dégâts, montrant des dizaines de maisons du village réduites en ruines.



figure 1.2 : Glissement provoqué par le séisme El-Salvador, 2001 (USGS)



figure 1.3 : Glissement à Washington, 2020

La plupart des glissements sont dues à la rupture de la résistance au cisaillement du sol. La figure 1.3 montre un exemple simple de rupture de la résistance au cisaillement pendant une

saison pluvieuse, ce qui a entraîné un énorme glissement de terrain. Fort heureusement, aucune victime n'est à déplorer, bien que la photo montre des dégradations très importantes au niveau de la chaussée.

1.2 Types de glissements de terrain

1.2.1 Glissement plan

En général, la ligne de rupture suit une couche mince aux attributs mécaniques médiocres, et qualités mécaniques, et sur laquelle l'activité de l'eau est régulièrement appliquée.

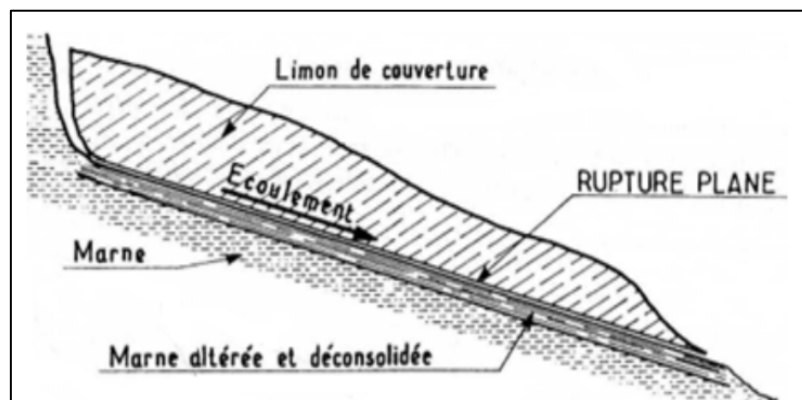


figure 1.4 : Glissement plan (Philipponnat, 1998)

1.2.2 Glissement circulaire

C'est le type de glissement le plus connu. La surface de rupture a une forme rectiligne et peut être acclimatée à un cercle.

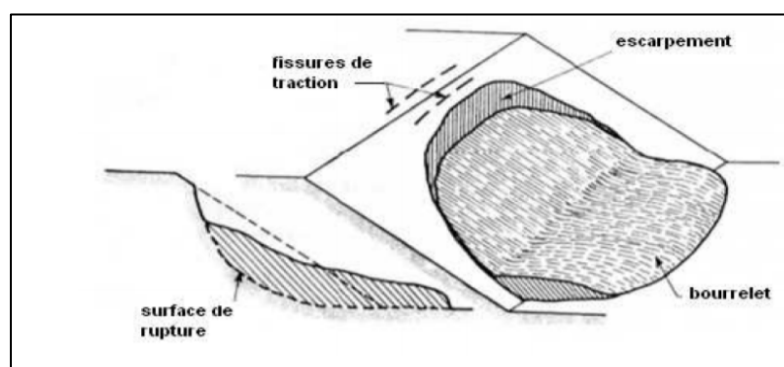


figure 1.5 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire

(Durville and al, 2008)

1.2.3 Glissement complexe

Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé alors un glissement non circulaire ou complexe tel que montré dans la figure 1.6.

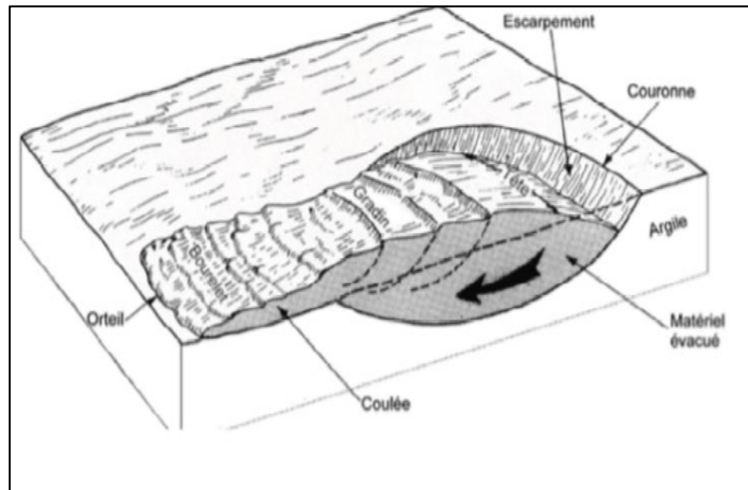


figure 1.6: Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe (Durville and al, 2008)

1.3 Paramètres déclenchant les glissements de terrain

L'instabilité des pentes est causée par divers facteurs causés par des forces naturelles, activités et erreurs humaines. Nous allons décrire ci-dessous les principaux facteurs provoquant des instabilités de pente.

1.3.1 Érosion

L'eau et le vent érodent en continu les pentes naturelles et artificielles. L'érosion altère la géométrie de la pente (Figure 1.7.a), pouvant provoquer la rupture de la pente ou, plus précisément, à un glissement de terrain.

Les rivières et les cours d'eau érodent en permanence leurs rives, affaiblissant ainsi les pentes naturelles ou artificielles qui les enveloppent (Figure 1.7.b).

1.3.2 Précipitations

De longues périodes de pluie saturent, ramollissent et érodent les sols. L'eau pénètre dans les fissures existantes et peut affaiblir les couches de sol sous-jacentes, ce qui peut entraîner une défaillance de la pente, par exemple des glissements de boue (Figure 1.7.c).

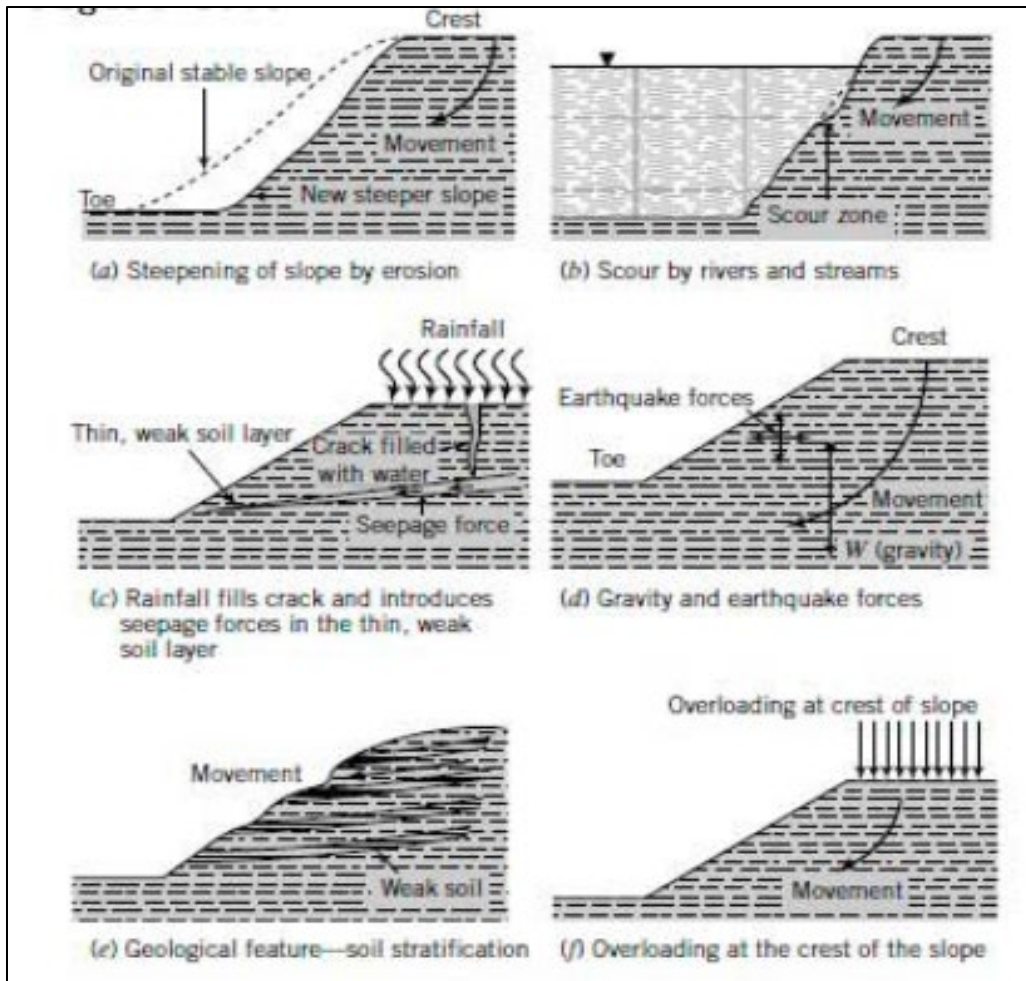


figure 1.7 : Illustration des charges extérieures

1.3.3 Séismes

Les séismes induisent des forces dynamiques (Figure 1.7.d), en particulier des forces de cisaillement dynamiques qui réduisent la résistance au cisaillement et la rigidité du sol. Les pressions interstitielles dans les sols grossiers saturés pourraient augmenter jusqu'à une valeur égale à la contrainte moyenne totale et provoquer le comportement de ces sols comme des fluides visqueux - un phénomène connu sous le nom de liquéfaction dynamique.

Les structures ancrées sur ces sols s'effondreraient ; les structures enterrées à l'intérieur de ces sols s'élèveraient. La rapidité (quelques secondes) avec laquelle les forces dynamiques sont induites empêche même les sols grossiers de drainer les pressions interstitielles excessives. Ainsi, la rupture de la pente, lors d'un séisme se produit souvent dans des conditions non drainées.

1.3.4 Caractéristiques géologiques :

De nombreux glissements résultent souvent de caractéristiques géologiques non identifiées. Une fine couche de limon (quelques millimètres d'épaisseur) sous un dépôt épais d'argile raide peut facilement passer inaperçue lors d'opérations de forage, et va être négligée par la suite lors de l'évaluation du forage pour découvrir plus tard que la présence du limon a provoqué une défaillance notable.

Les sols en pente, stratifiés, sont sujets aux glissements de terrain le long des couches faibles (Figure 6.3e). Il faut accorder une attention particulière aux caractéristiques géologiques lors de l'évaluation de la stabilité des pentes.

1.3.5 Charges extérieures

Les charges placées en crête d'une pente (le sommet de la pente) s'ajoutent à la charge gravitationnelle et peuvent provoquer une rupture brutale de la pente (figure 1.7 f).

Une charge placée au pied de la pente, appelée berme, augmentera la stabilité de la pente. Les bermes sont souvent utilisées pour remédier aux pentes problématiques.

1.4 Techniques utilisées lors du confortement de la stabilité des pentes

Lors du confortement de la stabilité des pentes, plusieurs techniques peuvent être utilisées en fonction des conditions spécifiques du site et de la nature du problème de stabilité. Voici quelques-unes des techniques couramment employées :

a) Mur de Soutènement (Retaining Wall) : La construction de murs de soutènement permet de retenir le sol ou la roche et d'éviter leur glissement. Ces murs peuvent être construits en béton, en pierre, en gabions (cages métalliques remplies de roches), ou d'autres matériaux adaptés.

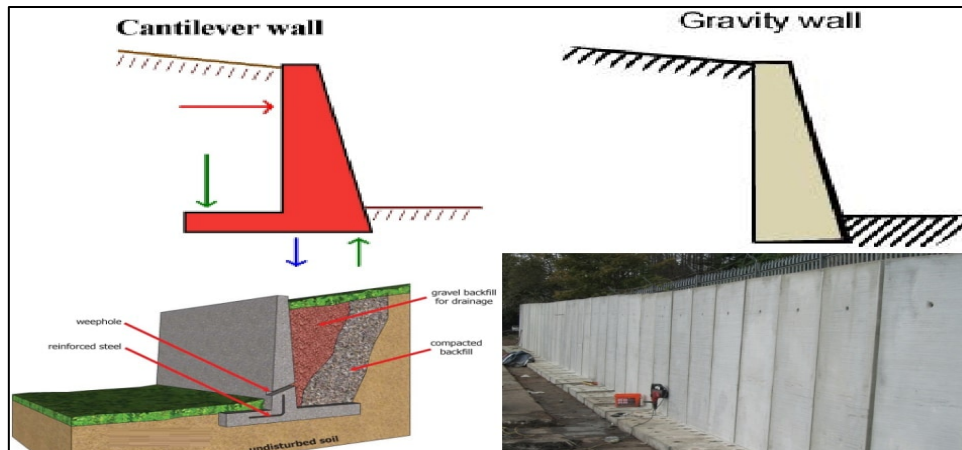


figure 1.8 : Types de mur de soutènement

- b) **Drainage Amélioré** : L'amélioration du drainage de la pente peut aider à réduire l'accumulation d'eau qui peut affaiblir le sol. Cela peut inclure la mise en place de drains, de canaux ou de systèmes de collecte des eaux pluviales.
- c) **Ancrages de sol (Soil Nailing)** : Cette technique consiste à insérer des barres d'acier inclinées dans le sol pour renforcer sa stabilité. Les ancrages de sol augmentent la cohésion du sol et réduisent le risque de glissement.

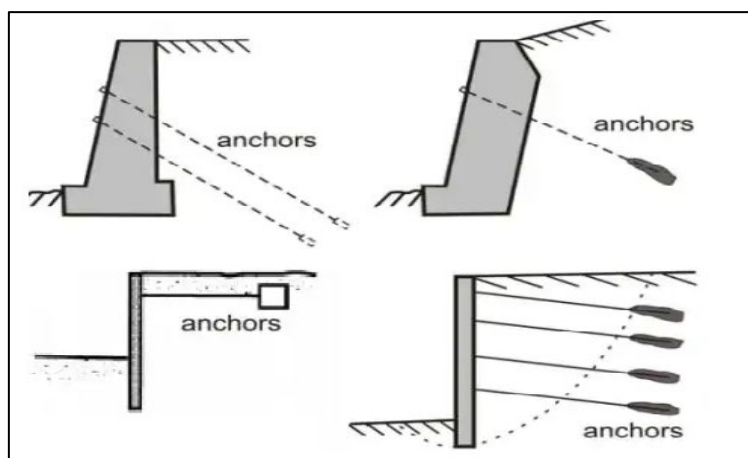


figure 1.9 : Ancrage de sol

- d) **Renforcement par végétalisation** : Cette technique est bien adaptée et peut aider à renforcer le sol grâce aux racines et à réduire l'érosion.

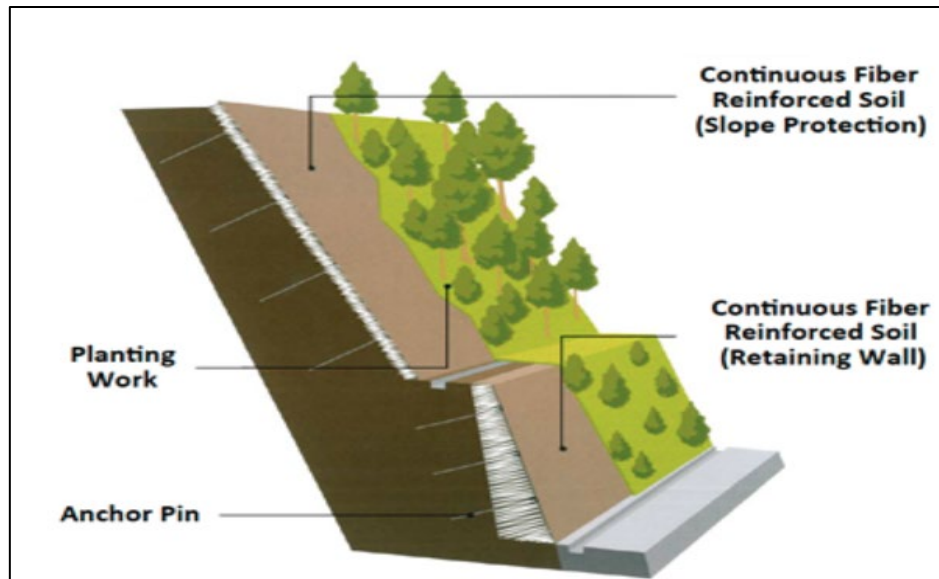


figure 1.10 : Végétalisation de pente par arbustes

e) Tirants d'ancrage :

Les tirants d'ancrage sont utilisés pour renforcer les formations rocheuses en insérant des tiges d'acier dans le roc. Cela aide à prévenir les chutes de roches et à stabiliser la pente.

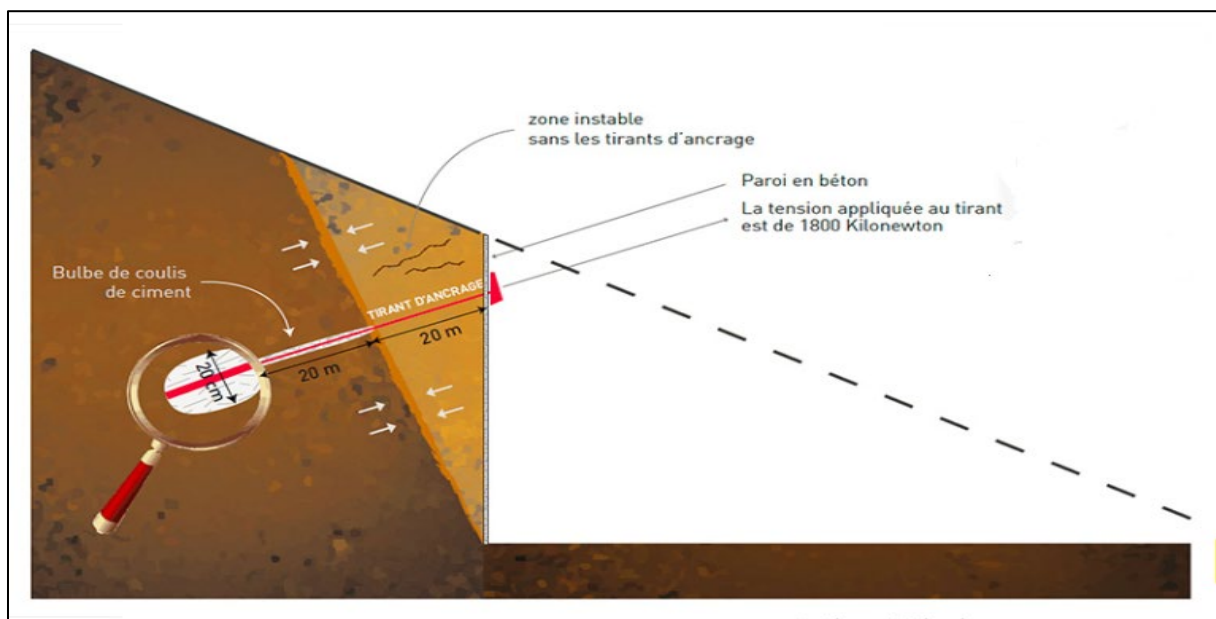


figure 1.11 : Illustration de la technique de tirants d'ancrage

f) Bio-ingénierie :

Cette approche utilise des matériaux naturels tels que des troncs d'arbres, des branches et des géotextiles pour renforcer la pente de manière écologique.

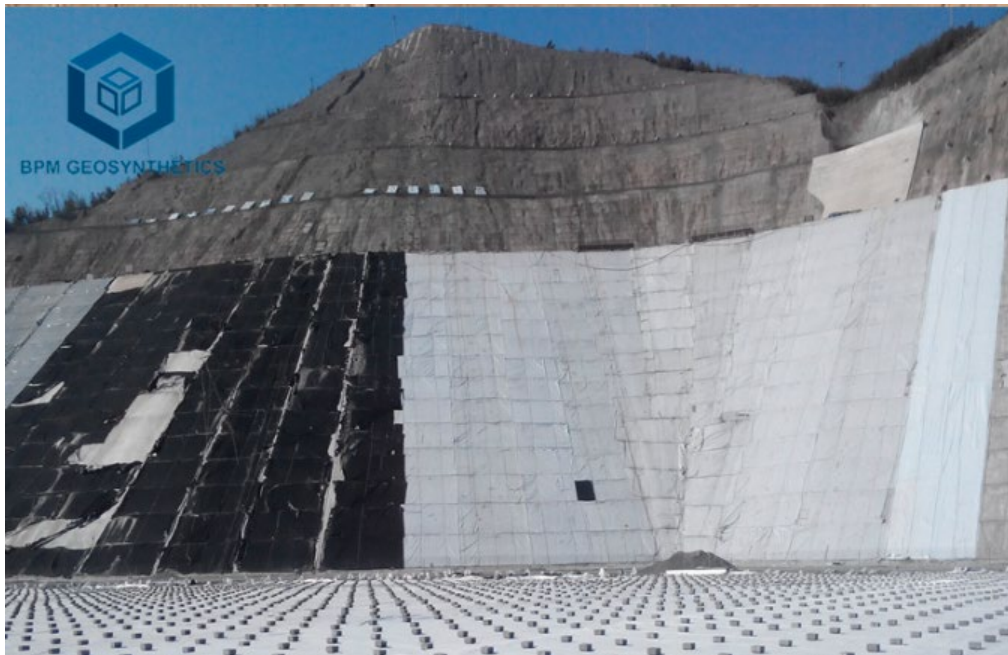


figure 1.12 : géotextile sur talus

g) Enrochements ou gabions :

Les enrochements consistent à empiler des rochers de différentes tailles sur la pente pour former une structure solide qui résiste au glissement.

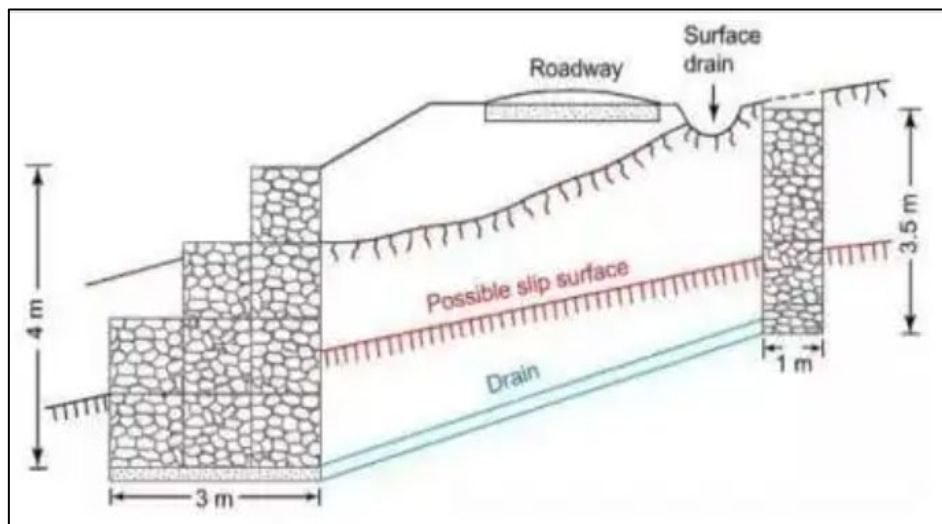


figure 1.13 : Gabion en enrochements

h) Micropieux (Micropiles) :

Les micropieux sont de petits pieux en acier ou en béton qui sont enfoncés profondément dans le sol pour fournir un soutien structurel supplémentaire.

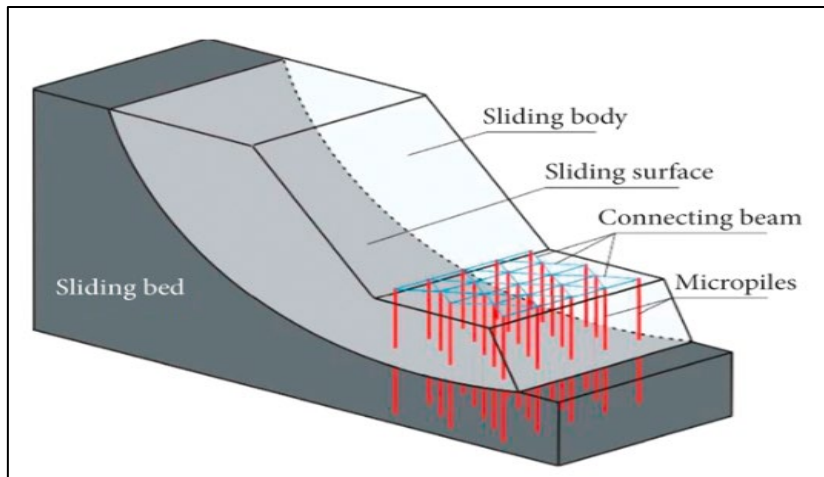


figure 1.14 : Micropieux de stabilisation

i) Écrans Pare-blocs :

Des écrans en filet ou des systèmes de protection contre les chutes de roches peuvent être installés pour sécuriser la zone en dessous de la pente.



figure 1.15 : Système de protection contre les chutes de pierres

j) Couverture en béton projeté :

Cette technique implique la projection de béton ou de mortier sur la surface de la pente pour former une couche protectrice.



figure 1.16 : Mise en œuvre du béton projeté

k) Déviation des eaux pluviales :

La gestion efficace des eaux de pluie peut réduire l'impact de l'eau sur la stabilité de la pente. Cela peut inclure la construction de canaux de dérivation, de fossés et de bassins de rétention.

La figure 1.17 ci-après jointe montre un schéma de principe montrant la méthode de conception d'un fossé en terre prévue pour la collecte des eaux pluviales.

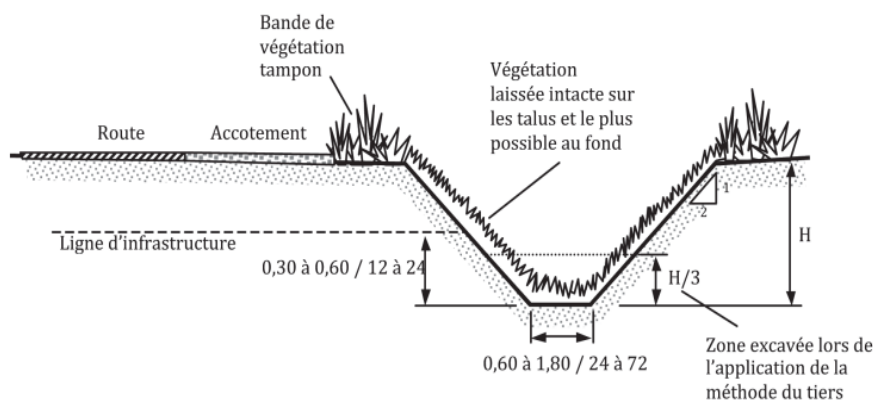


figure 1.17 : Schéma de conception d'un fossé

Par contre la figure 1.18 montre un autre type de fossé prévu cette fois en béton jouant lui aussi le rôle de drainage et la collecte des eaux pluviales également, en vue de préserver la chaussée.



figure 1.18: Schéma de conception d'un fossé en béton

- l) **Stabilisation par injection (Grouting)** : Les injections de coulis de ciment ou de résine dans le sol ou la roche peuvent aider à consolider les matériaux et à améliorer leur résistance.

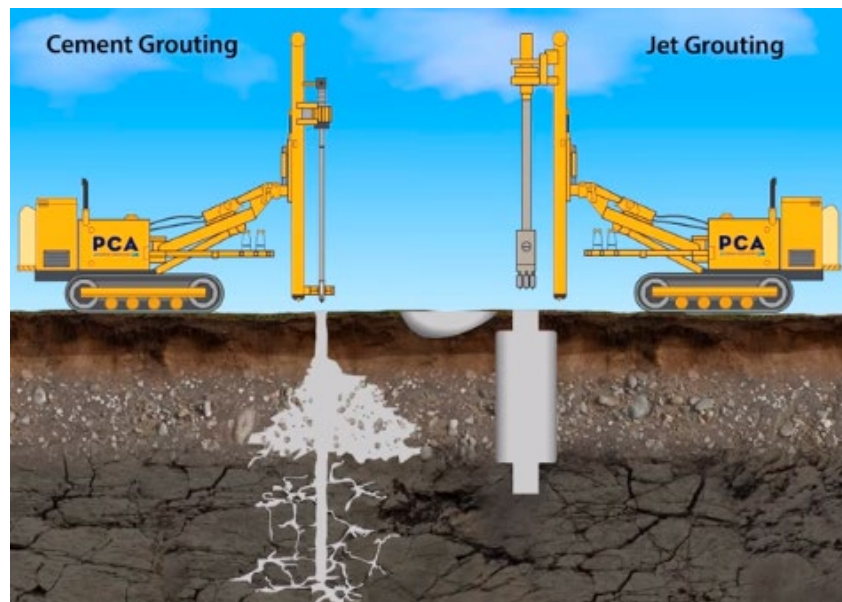


figure 1.19: Technique de Grouting

1.5 Conclusions :

Ce chapitre a constitué une occasion propice pour esquisser les glissements de terrain engendrés par d'importants séismes, ainsi que les paramètres déterminants à leur déclenchement. Par ailleurs, le choix de la méthode de traitement et de consolidation des pentes repose inévitablement sur les caractéristiques géologiques et géotechniques du site, tout en prenant en considération les contraintes environnementales et financières. Il est impératif d'effectuer une

analyse approfondie des conditions du site afin de déterminer l'approche optimale en vue de renforcer de manière durable la stabilité des pentes.

L'éventail des techniques disponibles pour atténuer les risques de glissements de terrain après un séisme est vaste, allant des approches purement géotechniques aux méthodes de stabilisation du sol. La décision finale quant à la stratégie à adopter repose sur une analyse approfondie des conditions spécifiques du site.

Cette évaluation approfondie constitue une étape cruciale, car elle permet de comprendre les caractéristiques géologiques, les caractéristiques géotechniques du sol, et d'autres éléments pertinents qui influent sur la stabilité des pentes.

La variabilité des conditions environnementales et les contraintes financières imposent également une approche pragmatique.

Une solution de traitement et de confortement des pentes doit non seulement garantir la sécurité à court terme mais également assurer une stabilité durable. En ce sens, la prise de décision éclairée résulte de l'équilibre entre l'efficacité technique, la viabilité financière et le respect de l'environnement.

En résumé, la complexité des glissements de terrain post-sismiques exige une approche multidisciplinaire, intégrant des éléments géologiques, géotechniques, financiers et environnementaux. Une évaluation minutieuse des conditions du site reste ainsi l'élément pivot pour concevoir une stratégie de traitement et de confortement des pentes, offrant une réponse adaptée et pérenne aux défis posés par ces événements naturels.

Chapitre 2 : Méthodes de calcul classiques de la stabilité des pentes

Dans ce chapitre, Nous présentons les concepts fondamentaux liés à l'évaluation de la stabilité des pentes. Nous commencerons par l'analyse des calculs pré et post-glissement, puis on va aborder par la suite le processus de choix de la méthode de calcul appropriée. La notion du coefficient de sécurité sera examinée de manière approfondie.

En outre, nous explorerons les méthodes d'équilibre limite, en mettant en lumière les hypothèses qui les sous-tendent. Par la suite, nous étendrons notre analyse pour englober d'autres approches d'analyse de la stabilité des talus, telles que les algorithmes génétiques, en illustrant leur utilisation à travers différents domaines.

2.1 Introduction :

Pour évaluer correctement la stabilité des pentes, il est impératif de disposer d'une compréhension approfondie de plusieurs éléments fondamentaux. Cela inclut la géologie du site, les caractéristiques mécaniques du sol et des discontinuités, les dimensions du talus en deux ou trois dimensions, les conditions hydrodynamiques, les surcharges statiques et dynamiques, et bien d'autres facteurs.

L'appréciation visuelle seule de la résistance d'un talus ne fournit pas de données suffisantes pour évaluer sa stabilité, car elle ne permet pas de déterminer la marge de sécurité. La stabilité d'une pente ou d'un talus dépend de divers paramètres, notamment les propriétés du terrain, l'inclinaison de la pente, la profondeur du talus, les influences météorologiques, la position de la nappe phréatique et les surcharges statiques et dynamiques.

Ainsi, pour évaluer la stabilité d'un talus de manière fiable, il est nécessaire de mener une analyse approfondie prenant en compte l'ensemble de ces éléments, en se basant sur des données géotechniques précises et des méthodes de calcul appropriées.

2.2 Phénomènes de rupture

La rupture subite d'un talus peut être déclenchée par divers phénomènes, qu'ils agissent sur une courte ou une longue période.

Ci-après la distinction entre ces deux catégories de phénomènes :

2.2.1 Phénomènes de longue durée:

- a) **Fluage le long d'une pente** : Il s'agit d'un déplacement graduel du sol le long de la pente, causé par des contraintes persistantes et l'effet de la gravité.
- b) **Destruction de la structure interne ou externe** : Les processus de détérioration de la cohésion du sol ou des éléments structurels du talus peuvent conduire à sa rupture progressive.
- c) **Infiltration d'eau** : L'eau provenant de diverses sources, comme les précipitations ou les eaux de ruissellement, peut affaiblir la stabilité du talus au fil du temps en saturant le sol.

2.2.2 Phénomènes de courte durée :

- a) **Entaille au pied du talus** : La création soudaine d'une excavation à la base du talus peut le fragiliser rapidement, présentant un risque immédiat de rupture.
- b) **Érosion due au ruissellement des eaux de pluie** : Les fortes pluies et le ruissellement rapide peuvent éroder rapidement le sol, exposant le talus à un risque de glissement soudain.
- c) **Décharge au pied du talus** : La suppression de matériaux ou d'un support à la base du talus peut le rendre instable en un laps de temps court.
- d) **Charges au sommet** : L'ajout de charges supplémentaires en haut du talus, telles que des structures ou des remblais, peut déclencher une rupture rapide.
- e) **Destruction de la structure interne due à des influences dynamiques** : Les forces dynamiques, comme celles générées par des secousses sismiques, peuvent endommager rapidement la structure interne du sol, mettant en péril la stabilité du talus.

Il est important de souligner que ces phénomènes de courte durée requièrent une attention particulière lors des travaux d'excavation de pentes, car ils peuvent entraîner des ruptures soudaines et potentiellement dévastatrices.

2.3 Types de calcul

La gestion adéquate de ces risques est essentielle pour garantir la sécurité des zones à proximité des talus. Deux types de calculs peuvent être réalisés.

2.3.1 Calcul avant glissement :

Le calcul avant les glissements, également appelé « étude à priori » de la stabilité des talus, constitue une phase fondamentale dans l'évaluation du potentiel de glissement d'un talus avant qu'un événement de glissement ne se produise. Cette étude implique une série d'étapes clés :

- a) **Collecte de données géotechniques** : La première étape consiste à rassembler des données sur les caractéristiques géotechniques du sol, notamment la cohésion, l'angle de frottement interne, la densité, la porosité, la perméabilité, etc. Ces données fournissent des informations essentielles pour évaluer la résistance du talus.
- b) **Analyse de la géométrie du talus** : Les dimensions du talus, telles que sa hauteur, sa longueur et son inclinaison, sont des facteurs déterminants dans l'évaluation de sa stabilité. La géométrie du talus influence la répartition des contraintes et des charges.
- c) **Évaluation des conditions hydrologiques** : Les conditions hydrologiques, notamment la profondeur de la nappe phréatique, les précipitations et les niveaux d'eau, doivent être prises en compte, car l'eau peut avoir un impact considérable sur la stabilité du talus.
- d) **Considération des surcharges et charges appliquées** : Les charges, qu'elles soient statiques ou dynamiques, qui s'appliquent au talus, comme les bâtiments, les routes, ou d'autres infrastructures, sont prises en compte pour évaluer leur impact sur la stabilité.
- e) **Choix de la méthode de calcul** : Différentes méthodes de calcul, telles que les méthodes d'équilibre limite, les méthodes des éléments finis ou des méthodes analytiques, peuvent être utilisées pour évaluer la stabilité du talus. Le choix de la méthode dépend des données disponibles et de la complexité du problème.
- f) **Calcul du coefficient de sécurité** : L'objectif final de cette étude est de calculer le coefficient de sécurité, qui représente le rapport entre les forces de résistance du talus et les forces de contrainte auxquelles il est soumis. Un coefficient de sécurité inférieur à 1 indique un risque de glissement.

L'étude à priori de la stabilité des talus vise à anticiper et à évaluer les risques de glissement en utilisant des modèles analytiques et des données géotechniques.

Ces évaluations permettent de mettre en place des mesures préventives, telles que le renforcement du talus ou la mise en œuvre de systèmes de drainage, pour réduire le risque potentiel de glissement.

Le processus d'analyse de la stabilité des talus implique généralement le calcul d'un coefficient de sécurité, noté " F_s ". Ce coefficient de sécurité est essentiel pour évaluer le niveau de stabilité du talus par rapport à la rupture potentielle.

Un coefficient de sécurité " F_s " supérieur à 1 indique généralement que le talus est stable et présente une marge de sécurité par rapport à un glissement. En revanche, un " F_s " inférieur à 1 suggère un risque de glissement, car les forces potentielles menaçant la stabilité du talus dépassent sa capacité à résister.

En d'autres termes, plus le coefficient de sécurité " F_s " est élevé, plus le talus est sûr, tandis qu'un " F_s " plus faible indique un talus à risque. Ce coefficient de sécurité est essentiel pour prendre des décisions éclairées sur les mesures de renforcement ou les actions nécessaires pour prévenir un glissement potentiel.

2.3.2 Calcul après glissement:

L'analyse de stabilité effectuée après un glissement, également appelée étude à posteriori, est essentielle pour comprendre les causes du glissement et pour prendre des mesures préventives visant à éviter de futurs glissements dans des conditions similaires. Cette étape implique généralement les éléments suivants :

- a) **Compréhension du glissement** : Il est crucial de comprendre les détails du glissement, y compris sa localisation, les caractéristiques de la surface de rupture, la quantité de matériau déplacé, les conditions météorologiques à ce moment-là, etc.
- b) **Identification des causes** : Une analyse approfondie est menée pour identifier les facteurs qui ont contribué au glissement, tels que des précipitations exceptionnelles, des variations de la nappe phréatique, des charges ajoutées, des modifications de la géométrie, ou des défauts dans la conception ou la construction.

- c) **Détermination des caractéristiques de la surface de rupture** : La géométrie de la surface de rupture est évaluée, au moins partiellement, car elle est un élément clé pour comprendre pourquoi le glissement s'est produit.
- d) **État limite à la rupture** : Puisque le glissement s'est produit, cela signifie que les terrains avaient atteint leur état limite à la rupture. Cette information est cruciale pour évaluer la stabilité actuelle et future.
- e) **Amélioration de la sécurité** : Sur la base de l'analyse effectuée, des mesures correctives sont prises pour améliorer la stabilité de la zone. Cela peut inclure le renforcement du talus, la mise en place de systèmes de drainage, des modifications dans la géométrie ou la gestion des charges, ou d'autres actions pour réduire le risque de glissement.

L'analyse de stabilité à posteriori est une étape cruciale dans la conception de structures telles que les remblais, les pentes, les excavations, les barrages, etc. Elle vise à éviter la récurrence de glissements en tirant des leçons des événements passés et en mettant en place des mesures préventives appropriées. Cette approche contribue à garantir la sécurité des infrastructures et des zones environnantes.

2.4 Le choix du type de méthode de calcul :

Le choix de la méthode d'analyse de la stabilité des talus est un élément décisif et dépend de divers facteurs, notamment la disponibilité des ressources, le comportement global du talus et la capacité à obtenir les paramètres de calcul nécessaires pour le modèle. Deux approches principales se présentent l'utilisation d'une méthode modélisant l'ensemble de la masse de sol (comme la méthode des éléments finis) ou d'une méthode plus cinématique qui définit une surface de rupture (comme la méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les capacités actuelles d'analyser de nombreuses courbes de rupture potentielles, ces deux approches tendent à converger.

Dans le cas d'une méthode qui prend en compte toute la masse de sol, le calcul fournit directement la zone de rupture la plus probable. Cette approche repose sur un modèle numérique qui simule le comportement de l'ensemble du talus.

À l'inverse, avec une méthode cinématique, une courbe de rupture pré établie est utilisée pour évaluer la stabilité. Cette méthode est répétée de nombreuses fois pour obtenir un résultat similaire. Elle se base sur l'idée que la rupture se produit le long de cette surface prédéfinie.

Le choix entre ces deux approches dépendra de plusieurs facteurs, notamment :

- **Disponibilité des ressources** : Les méthodes qui modélisent toute la masse de sol (comme les éléments finis) peuvent nécessiter plus de ressources numériques et de données géotechniques.
- **Comportement global du talus** : Il est essentiel de comprendre comment le talus se comporte en termes de déformations et de rupture pour choisir la méthode appropriée.
- **Paramètres de calcul** : Il est important de s'assurer que les paramètres requis pour chaque modèle (par exemple, les propriétés du sol, les contraintes, les charges) peuvent être obtenus de manière fiable.

2.5 Coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est un élément essentiel dans les calculs de stabilité des pentes, car il permet d'évaluer la marge de sécurité par rapport à une éventuelle rupture. Il existe plusieurs façons de définir le coefficient de sécurité, chacune présentant ses avantages et inconvénients.

La définition du coefficient de sécurité peut varier en fonction des données géotechniques disponibles. Lorsque ces données sont établies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué en utilisant l'une des méthodes de calcul bien connues. Le principe du calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité " F_s ", qui est le rapport par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

2.6 Méthodes d'équilibre limite usuelles :

La détermination de la surface critique d'une pente et du facteur de sécurité qui lui est associé est une tâche complexe qui représente un défi partagé par de nombreuses méthodes d'équilibre limite.

Pour parvenir à une évaluation de la stabilité, il est nécessaire de résoudre simultanément les trois éléments suivants :

- a) **La surface critique** : Il est primordial de déterminer la configuration, l'emplacement et l'orientation de la surface de rupture potentielle au sein du talus.

- b) Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface :** Il est essentiel de calculer les contraintes exercées sur la surface de rupture, tant dans la direction normale (perpendiculaire à la surface) que dans la direction tangentielle (parallèle à la surface). Cela implique de tenir compte des forces internes et externes agissant sur le talus.
- c) Le facteur de sécurité (selon le critère de rupture) :** Il s'agit de déterminer le rapport entre les forces de résistance et les forces de contrainte le long de la surface critique. Un facteur de sécurité supérieur à 1 indique la stabilité, tandis qu'un facteur inférieur à 1 suggère un risque de rupture.

La résolution simultanée de ces trois éléments représente un défi complexe en géotechnique. Cela nécessite fréquemment le recours à des méthodes numériques avancées, telles que les méthodes des éléments finis, pour modéliser de manière réaliste le comportement du sol et des structures.

L'objectif est d'obtenir une évaluation précise de la stabilité du talus, ce qui revêt une importance cruciale pour assurer la sécurité des infrastructures et des zones avoisinantes. Dans les deux scénarios évoqués, on fait l'hypothèse que le comportement du géo matériau suit la loi de Mohr-Coulomb, qui établit la résistance au cisaillement à la rupture sous la forme : $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$. Les méthodes d'équilibre limite sont souvent privilégiées car elles permettent d'établir aisément les équations qui relient les différentes variables. Cependant, sauf dans les cas les plus simples, le nombre d'inconnues dépasse généralement le nombre d'équations, ce qui nécessite l'introduction d'hypothèses simplificatrices afin d'équilibrer le nombre d'inconnues et d'équations.

Dans le cadre de ce chapitre, il n'a pas été possible de couvrir l'ensemble des détails ni toutes les méthodes classiques, qui ont été élaborées au fil du temps par de nombreux chercheurs. L'approche traditionnelle de l'analyse de la stabilité des pentes, basée sur les méthodes d'équilibre limite, repose sur des évaluations simplifiées pour chaque valeur des variables dans les équations de stabilité. Au cours des dernières décennies, l'utilisation d'outils numériques a permis de numériser ces méthodes, ouvrant ainsi la voie à l'inclusion de nombreuses variables et à la prise en compte de situations plus complexes.

2.6.1 Rupture plane:

Lorsque des glissements de pentes naturelles se produisent le long de discontinuités planes, il est courant d'utiliser des méthodes simples pour analyser ce type de problème. L'introduction

de discontinuités planes comme surfaces de rupture simplifie souvent l'analyse de la stabilité des talus, car elle permet une modélisation plus aisée du comportement du sol le long de ces surfaces.

Les méthodes d'analyse qui prennent en compte ces discontinuités planes sont particulièrement adaptées lorsque les conditions géologiques ou géotechniques du site le justifient. Cela peut se produire dans des situations où des pentes présentent des strates rocheuses, des couches de sol compactes ou d'autres caractéristiques géologiques qui comportent des discontinuités planes le long desquelles les glissements se manifestent.

Cependant, il est essentiel de noter que la réalité géotechnique peut varier considérablement d'un site à l'autre. Dans certains cas, il peut être nécessaire d'utiliser des méthodes plus complexes pour prendre en compte des conditions variables. Le choix de la méthode d'analyse dépendra des caractéristiques spécifiques du site et des objectifs de l'évaluation de la stabilité.

2.6.1.1 Stabilité de pentes finies (Méthode de Culmann, 1886) :

Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau.

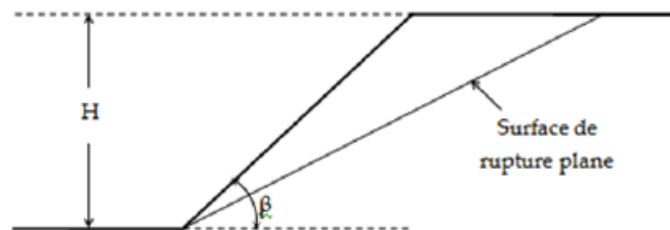


figure 2.1 : Pente finie avec surface de rupture plane.

En effectuant une analyse des forces qui agissent sur la zone du talus en risque de glissement, il est possible de déterminer le coefficient de sécurité et la hauteur critique de la manière suivante :

$$F_s = \frac{4c}{\gamma H} \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right] \quad (2.1)$$

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right] \quad (2.2)$$

2.6.1.2 Stabilité de pentes infinies (1910) :

Cette méthode peut être utilisée dans un contexte où le matériau est homogène, que cela implique ou non la présence d'un écoulement parallèle à l'inclinaison de la pente.

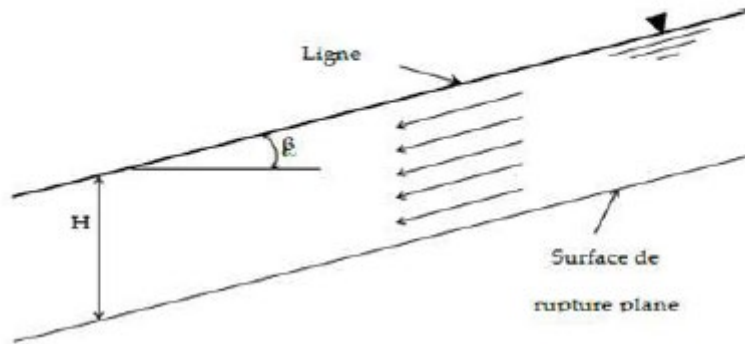


figure 2.2 : Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement

L'analyse de l'équilibre des forces exercées sur une tranche de largeur quelconque conduit à l'obtention du coefficient de sécurité et de la hauteur critique, et il est important de noter que ces valeurs sont indépendantes de la largeur de la tranche.

$$F_S = \frac{c}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \cdot \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \varphi}{\gamma_{sat} \tan \beta} \quad (2.3)$$

$$H_{cr} = \frac{c}{\cos^2 \beta (\gamma_{sat} \tan \beta - \gamma' \tan \varphi)} \quad (2.4)$$

2.6.2 Rupture circulaire:

La vaste gamme de méthodes utilisées pour l'analyse de la stabilité des pentes, qu'il s'agisse de ruptures circulaires ou de toute autre forme, peut être généralement classée en deux catégories principales.

2.6.2.1 Méthode globale :

La méthode de Taylor, parfois désignée sous le nom de méthode du cercle de frottement (1937), repose sur l'inclusion de la totalité de la masse de sol susceptible de glisser dans l'étude de l'équilibre. Cette approche est adaptée lorsque l'on suppose que le matériau formant la pente est homogène, bien que cette hypothèse soit rarement valable dans le cas des pentes naturelles.

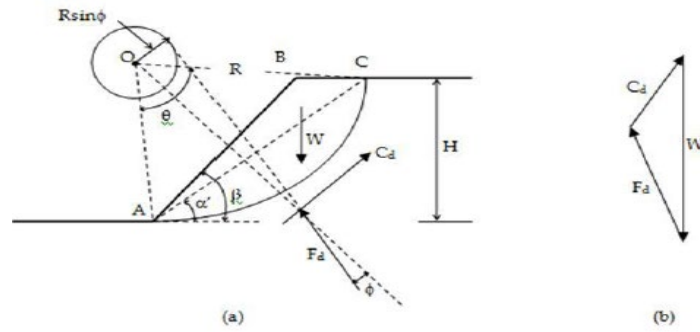


Figure 2.3 : Analyse d'un talus homogène avec $\varphi > 0$

Plusieurs épreuves doivent être faites pour obtenir la surface de rupture la plus critique où la cohésion développée est un maximum. Ainsi, il est possible d'exprimer la cohésion développée maximale le long de la surface critique comme suit :

$$C_d = \gamma \cdot H \cdot mt \quad (2.5)$$

Avec $mt = f(\alpha', \beta, \theta, \varphi)$: Coefficient de stabilité dépendant de la géométrie de la pente. Ses valeurs pour différentes valeurs de φ et β sont triées à partir d'un abaque.

2.6.2.2 Méthodes des tranches :

Le principe de base commun à toutes ces méthodes repose sur la subdivision du volume de sol étudié en plusieurs tranches, avec l'application des différentes forces agissant sur chaque tranche, comme schématisé de manière indicative dans la figure ci-dessous, Masekaya ,2007.

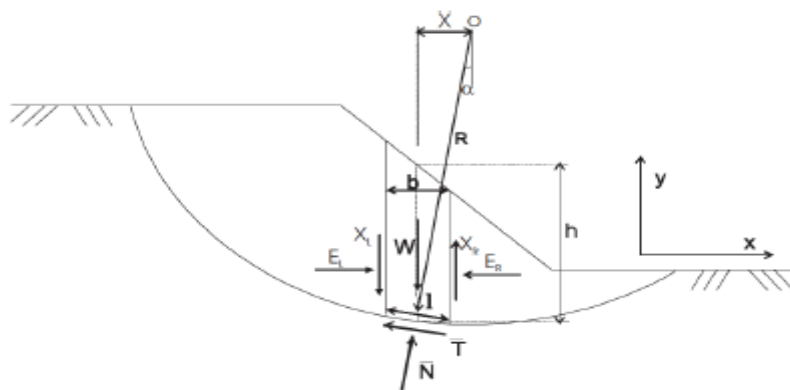


figure 2.4 : Analyse d'un talus homogène avec $\varphi > 0$

Comme on peut le voir sur la figure. 2.4, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

W : poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N, T : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$)

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = rayon du cercle de rupture de centre o

l = longueur du plan de glissement de la tranche

x = bras de levier du poids des terres

• **Méthode de Fellenius :**

Cette méthode a comme hypothèses, ce qui suit :

- Elle suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches.
- Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure. 1.5, la force normale \bar{N} est définie comme suit :

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W, \bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = 0 \Rightarrow \bar{N} = W \cos \alpha \quad (2.6)$$

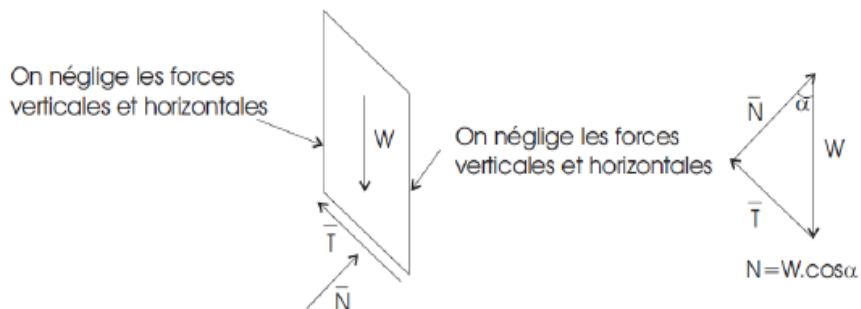


figure 2.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation (2.7) N par la valeur trouvée ($N = W \cdot \cos \alpha$) on aura :

$$F_m = \frac{\sum \dot{c}l + (W \cdot \cos \alpha - ul) \tan \dot{\phi}}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.7)$$

Il est important de noter que cette méthode est généralement moins précise que les autres méthodes basées sur la subdivision en tranches, et elle est principalement adaptée aux sols homogènes.

• **Méthode simplifiée de Bishop :**

Cette méthode a comme hypothèses, ce qui suit :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire.
- Elle néglige les forces verticales entre les tranches.

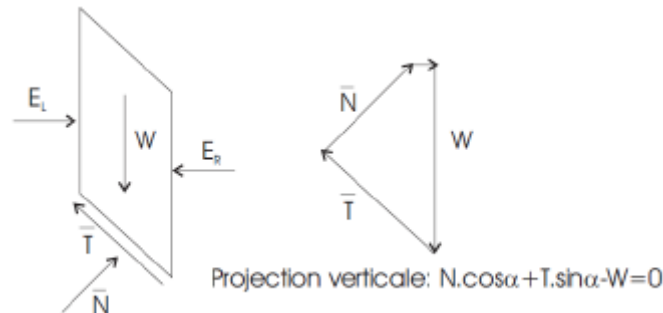


figure 2.6 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

$$\bar{N} = \left[W - \frac{1}{F_S} (\bar{c}l \sin \alpha - ul \tan \phi \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad (2.8)$$

Où :

$$F_m = \frac{\sum [(\bar{c}l \cos \alpha + (W - ul \cos \alpha) \tan \phi)] / m_\alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.9)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi}{F_m} \right) \quad (2.10)$$

En général, la valeur obtenue du coefficient avec la méthode de Fellenius est prise comme point de départ de cette itération. Cette méthode s'avère plus précise que la méthode de Fellenius, et son calcul se prête particulièrement bien au calcul numérique.

2.6.3 Glissement aléatoire :

De nombreuses autres méthodes d'équilibre limite ont été développées pour tenir compte de surfaces de rupture de formes diverses, et chacune de ces méthodes repose sur des hypothèses spécifiques.

Parmi les méthodes permettant d'analyser des surfaces de rupture de forme quelconque, on peut citer les approches de Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, Sarma, ainsi que la méthode d'équilibre limite généralisée.

Chacune de ces méthodes a été conçue pour s'adapter à des conditions particulières et à des formes de surfaces de rupture variées, offrant ainsi une gamme d'approches pour l'analyse de la stabilité des pentes en fonction des exigences spécifiques d'un projet ou d'un site donné.

2.6.3.1 Méthode simplifiée de JANBU :

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes (Janbu, N. ,1954) :

- Une surface de glissement de forme arbitraire, qui n'est pas nécessairement circulaire.
- Les forces entre les différentes tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation suivante :

$$F_f = \frac{\sum[\dot{c}l + (\bar{N} - ul) \tan \phi] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad (2.11)$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à :

$$F_f = \frac{\sum[\dot{c}l + (\bar{N} - ul) \tan \phi] / \cos \alpha}{\sum W \tan \alpha} \quad (2.12)$$

Ce coefficient de sécurité F_f est corrigé par un facteur F_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol :

$$F'_m = F_0 \times F_f \quad (2.13)$$

2.6.3.2 Méthode Suédoise Modifiée, U.S. Army Corps of Engineers :

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- L'existence d'une surface de glissement de forme arbitraire, qui n'est pas nécessairement circulaire.
- Contrairement à la méthode de Janbu, cette approche suppose que les forces entre les différentes tranches sont orientées de manière inclinée parallèlement à la pente moyenne, comme le montre la figure jointe ci-après :

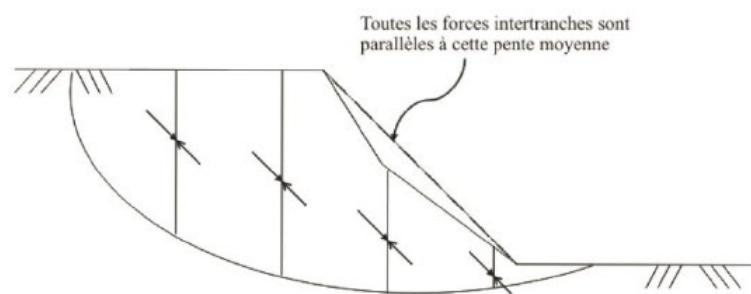


figure 2.7 : Forces entre les tranches orientées de manière inclinée

Il est important de noter que cette méthode est généralement moins précise qu'une solution reposant sur l'équilibre complet des forces, et sa précision dépend de l'hypothèse faite concernant l'inclinaison des forces entre les différentes tranches

2.6.3.3 Méthode de Spencer, Morgenstern-Price :

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- Surface de glissement de forme non circulaire.
- Forces entre les différentes tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé, comme le montre la figure 2.8.
- La force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

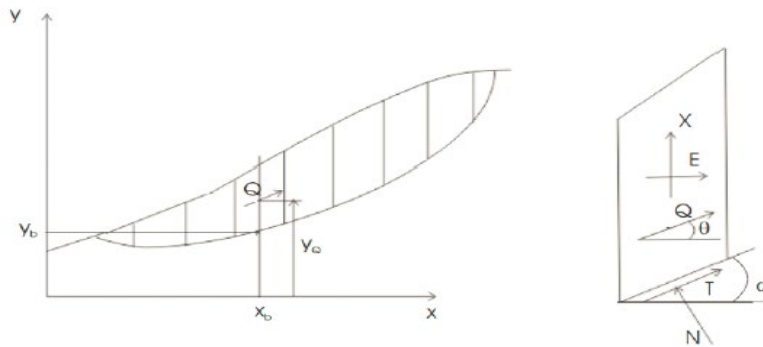


figure 2.8 : Surface de glissement pour la méthode de Spencer

Nous soulignons que cette méthode s'assure de l'équilibre horizontal et vertical des forces, tout en vérifiant également l'équilibre des moments en un point arbitraire. De plus, elle détermine l'inclinaison des forces entre les différentes tranches, ajoutant ainsi une variable à l'équation. Cette méthode est reconnue pour sa précision et est applicable à une large gamme de géométries et de types de sol.

2.6.3.4 Méthode des perturbations :

La méthode des "perturbations", mise au point par Raulin, Rouques et Toubol en 1974, est une méthode de calcul conçue pour traiter les ruptures de forme non circulaire.

Ce qui distingue cette méthode des autres réside dans une hypothèse supplémentaire concernant la valeur de la contrainte normale effective. Cette contrainte est exprimée en fonction de la contrainte normale effective déduite de la méthode de Fellenius, par le biais de la relation suivante :

$$\sigma'_{pert} = \sigma_{pert} - u = (\sigma_{Fel} - u). (\lambda + \mu. \tan^n \alpha) \quad (2.14)$$

Notons que cette méthode permet de calculer le coefficient de sécurité, mais également le lobe des contraintes normales le long de la surface de rupture potentielle.

Elle est particulièrement utilisée pour le calcul de la stabilité en rupture quelconque d'un milieu stratifié avec une présence d'eau. Les forces qui agissent perpendiculairement à la surface, sont concentrées ou distribuées de manière particulière.

Dans le contexte de l'analyse de la stabilité des pentes, il est essentiel de comprendre comment les contraintes se répartissent le long de la surface de rupture potentielle.

Certains points le long de cette surface peuvent subir des contraintes normales plus élevées que d'autres, et cette variation des contraintes est souvent représentée sous forme de "lobe de contraintes normales". Cette zone peut indiquer où les contraintes sont les plus importantes et, par conséquent, où la rupture potentielle est plus susceptible de se produire.

L'analyse des lobes de contraintes normales est cruciale pour évaluer la stabilité d'une pente ou d'une structure, car elle permet de déterminer les points faibles où des mesures de renforcement ou de soutien peuvent être nécessaires pour prévenir les glissements ou les défaillances. Cela s'inscrit dans le cadre plus large de l'analyse de la stabilité des pentes et des structures. Ci-après la figure 1.9 illustrant cette méthode de calcul

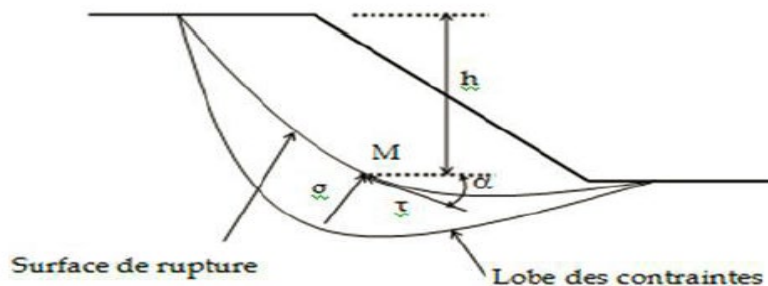


figure 2.9 : Méthode des perturbations

On suppose connaître le long de la courbe de rupture une répartition de la contrainte normale σ suivant l'expression suivante :

$$\sigma = \sigma_0(\delta + \kappa \cdot \chi) \quad (2.15)$$

Avec :

σ_0 : valeur initiale approchée de la contrainte ;

δ, κ : deux scalaires inconnus que le calcul définira ;

χ : Paramètre de perturbation

2.6.4 Limites et/ou insuffisances des méthodes d'équilibre limite :

La principale complexité de toutes ces méthodes d'équilibre limite réside dans leur fondement sur l'hypothèse de découper la masse potentiellement en glissement en tranches, ce qui introduit des hypothèses supplémentaires sur les forces entre ces tranches et, par conséquent, sur l'équilibre global.

Dans le cas des méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, des recherches menées par Fredlund et al (1977) ont démontré que les hypothèses formulées n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité. En revanche, pour les méthodes qui ne respectent que l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est fortement influencé par l'inclinaison supposée des forces entre les tranches. C'est la raison pour laquelle ces méthodes sont moins couramment utilisées par rapport à celles qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.

Dans l'analyse de la stabilité par le biais des méthodes d'équilibre limite, on suppose que le comportement du sol est rigide et parfaitement plastique. Par conséquent, ces méthodes ne fournissent aucune information concernant les déplacements du sol. Elles se concentrent principalement sur l'évaluation de la stabilité en calculant le coefficient de sécurité par rapport à une éventuelle rupture, sans tenir compte des déformations ou des mouvements du sol. Pour obtenir des informations sur les déplacements, il est souvent nécessaire de compléter l'analyse de la stabilité en utilisant des méthodes de déformation ou de calcul des déplacements, telles que les méthodes des éléments finis, qui prennent en compte la déformation du sol.

Le coefficient de sécurité F_s est généralement supposé constant à tous les points du plan de glissement. Cependant, il convient de noter que, comme le montre la figure 2.10, la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée de manière simultanée le long de la surface de glissement. En d'autres termes, certains points du plan de glissement peuvent être plus sollicités que d'autres, ce qui peut entraîner des variations locales du coefficient de sécurité. Il est essentiel de prendre en compte ces variations potentielles pour une évaluation plus précise de la stabilité.

Lorsque l'on aborde des géométries complexes, il est possible qu'un minimum local de stabilité reste non détecté, ce qui signifie que certaines zones présentent des niveaux de stabilité insuffisants malgré un coefficient de sécurité global acceptable. De plus, dans le cas de surfaces de rupture complexes qui ne sont pas circulaires, il peut être difficile de les détecter ou de les modéliser avec précision.

Cela ajoute un degré de complexité à l'analyse de la stabilité des pentes, car il peut être difficile d'identifier les points faibles potentiels et de prédire avec précision les zones de glissement dans de telles géométries.

Une analyse approfondie et parfois l'utilisation de méthodes plus avancées sont nécessaires pour traiter ces situations complexes.

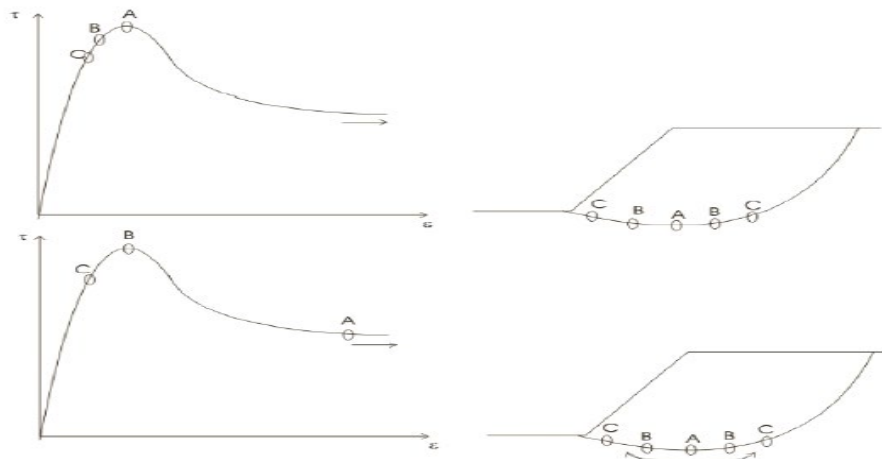


figure 2.10 : Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement

2.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, les principes fondamentaux de l'analyse de la stabilité des talus ont été présentés, mettant en lumière l'état physique et mécanique des talus avant et après les glissements, ainsi que les différentes méthodes utilisées pour l'analyse de la stabilité des terrains.

Le choix du type de la méthode de calcul a été discuté en détails. Toutes ces méthodes visent à évaluer la stabilité d'une pente en utilisant le coefficient de sécurité et en déterminant la surface de glissement, appelé aussi surface de rupture.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées, les méthodes d'équilibre limite ont été examinées, qui sont alors des méthodes standards en mécanique des sols. Cependant, elles nécessitent la prédétermination des surfaces de rupture (ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Ces méthodes peuvent être regroupées en trois grandes catégories : la surface de rupture plane (finie et infinie), la surface de rupture circulaire, et enfin les surfaces de rupture de forme quelconque. L'inconvénient de ces méthodes est qu'elles ne fournissent pas d'informations sur l'évolution du mouvement du sol et la variation progressive de la géométrie du versant au cours du glissement.

**Chapitre 3 : Travaux de recherche
antérieurs sur le comportement des pieux
de stabilisation**

3.1 Introduction :

Un large éventail de techniques est mis en œuvre pour évaluer et analyser la stabilité des pentes, dans le but de concevoir des systèmes de consolidation visant à renforcer la stabilité et à prévenir les ruptures. Cette branche de la recherche a captivé l'attention de nombreux chercheurs, désireux d'introduire des méthodes permettant d'appréhender efficacement la stabilité des pentes et de proposer des solutions de traitement robustes et durables. Voici un aperçu général des méthodes fréquemment utilisées dans l'analyse des pentes. En effet, Il existe deux méthodes principales d'analyse qui sont actuellement utilisées pour estimer la stabilité des pentes non renforcées et renforcées :

- (1) les méthodes basées sur l'analyse de l'équilibre limite.
- (2) les méthodes d'analyse numérique telles que l'analyse par éléments finis, la méthode des éléments finis pour la réduction de la résistance.

Les applications pratiques qui ont été élaborées sont largement fondées sur ces théories d'analyse, avec des adaptations apportées par les chercheurs pour traiter des aspects particuliers de diverses approches d'analyse. L'examen du mouvement et de la déformation des pentes peut être considéré comme une étape essentielle pour appréhender la rupture des pentes (Terzaghi, 1950).

Les facteurs majeurs susceptibles de déclencher l'instabilité des pentes en conditions statiques (selon Murthy, 2003) et qui peuvent entraîner une rupture comprennent : (1) la force gravitationnelle ; (2) la force hydraulique résultant de l'infiltration d'eau ; (3) l'érosion de la surface de la pente due à l'écoulement d'eau ; (4) la soudaine baisse du niveau de l'eau à proximité de la pente ; et (5) les charges d'inertie supplémentaires induites par les séismes.

La figure 3.1 représente les forces et les facteurs courants qui contribuent à la rupture des pentes. Il convient de noter que dans le cas des séismes, des effets négatifs liés à l'infiltration, tels que la liquéfaction, peuvent également se produire, et la résistance du sol peut être réduite en raison de l'infiltration d'eau.

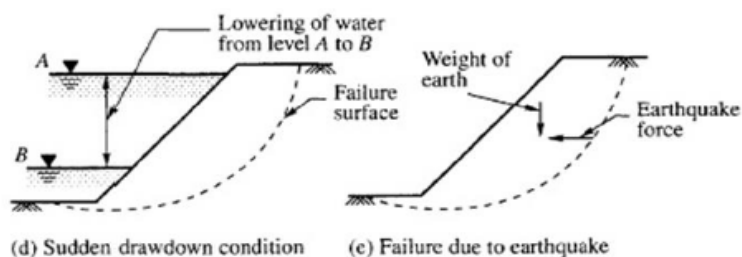


figure 3.1 : Forces agissant lors du glissement (Murthy, 2003)

Les glissements de terrain sont un enjeu critique qui découle de la mauvaise gestion des sols et des changements saisonniers dans l'humidité du sol.

Les pieux, qu'ils soient enfoncés, forés ou sous forme de micropieux, peuvent être implantés pour anticiper, voire réduire la possibilité de glissements de terrain ou d'effondrement de la pente.

À l'heure actuelle, des méthodes simplifiées basées sur des hypothèses approximatives sont mises en œuvre pour la conception des pieux enfoncés, forés ou micropieux nécessaires à la stabilisation des pentes des remblais de ponts ou pour réduire le risque de glissements de terrain saisonniers. La principale complexité réside dans l'évaluation des charges latérales (pressions) exercées sur les pieux ou les groupes de pieux en raison du mouvement du sol.

La compréhension du problème des glissements et l'utilisation de pieux pour améliorer la stabilité de ces pentes exigent une meilleure appréhension de l'impact leur comportement vis à vis des charges latérales et de l'interaction sol-pieu au-dessus de la surface de glissement.

Par conséquent, il est impératif de disposer d'un modèle représentatif décrivant l'interaction sol-pieu réelle au niveau de la surface de glissement, notamment pour décrire de manière précise la distribution des forces de poussée du sol le long de cette partie du pieu. Dans la pratique, l'étude d'une pente renforcée par des pieux de stabilisation se fait généralement en adaptant les méthodes traditionnellement employées pour analyser la stabilité des pentes.

Ces méthodes prennent en considération les interactions introduites par la présence de pieux. L'analyse comprend généralement les étapes suivantes :

- Investigation du site : Réaliser une investigation approfondie du site afin de comprendre les propriétés du sol, la configuration de la pente, les niveaux de la nappe phréatique, et d'autres facteurs pertinents susceptibles d'influencer la stabilité de la pente.

- Analyse de la stabilité de la pente : Effectuer une analyse de la stabilité de la pente en utilisant des méthodes standard, telles que la méthode de l'équilibre limite, pour évaluer la stabilité de la pente en l'absence de pieux.
- Conception et installation des pieux : Sur la base de l'analyse de stabilité, concevoir les pieux appropriés en termes de type, de longueur et d'espacement pour renforcer la pente. La méthode d'installation des pieux et leur profondeur sont également déterminées à cette étape.
- Analyse de l'interaction sol-pieux : Intégrer les effets de l'interaction sol-pieux dans l'analyse de stabilité, prenant en compte comment la présence des pieux affecte la distribution des forces et des moments dans le sol, ainsi que le transfert de charge entre le sol et les pieux.
- Analyse des charges latérales : Évaluer les charges latérales exercées sur les pieux en raison du déplacement horizontal du sol, un aspect critique car les pieux doivent résister à ces forces latérales pour stabiliser efficacement la pente.
- Modélisation numérique : Utiliser des méthodes numériques telles que l'analyse par éléments finis ou l'analyse par différences finies pour simuler le comportement du système pente-pieux dans diverses conditions de charge, y compris en cas d'événements sismiques le cas échéant.
- Évaluation du coefficient de sécurité : Calculer le coefficient de sécurité pour la pente renforcée afin de garantir qu'elle respecte les normes de sécurité requises et qu'elle peut résister aux conditions potentielles de défaillance.
- Surveillance des performances : Après l'installation des pieux, surveiller régulièrement les performances de la pente renforcée au fil du temps pour s'assurer de son efficacité et apporter les ajustements nécessaires si besoin.

3.2 Méthodes de calcul utilisées :

3.2.1 Méthodes analytiques :

Les méthodes analytiques utilisées pour l'analyse des pieux de stabilisation peuvent généralement être classées en deux types différents : (i) les méthodes basées sur la pression et (ii) les méthodes basées sur le déplacement. Les méthodes basées sur la pression (Broms, 1964 ; Viggiani, 1981 ; Ito et Matsui, 1975) sont centrées sur l'analyse des pieux passifs soumis à une pression latérale du sol. La limitation la plus notable des méthodes basées sur la pression est qu'elles s'appliquent uniquement à l'état ultime (fournissant la pression sol-pieu ultime) et ne donnent aucune indication sur le développement de la résistance du pieu avec le mouvement du sol (pression sol-pieu mobilisée). En d'autres termes, ces méthodes permettent de déterminer la pression maximale du sol exercée sur le pieu lorsque la capacité portante ultime du pieu est atteinte. Cependant, elles ne fournissent pas d'informations sur l'évolution de la résistance du pieu lors du déplacement du sol autour du pieu.

Pour évaluer le comportement du pieu lorsqu'il est soumis à des mouvements du sol, il est nécessaire alors d'utiliser des méthodes basées sur le déplacement, qui prennent en compte les déformations du pieu et du sol sous l'effet des charges latérales. Ces méthodes permettent de mieux comprendre la résistance mobilisée du pieu pendant le mouvement du sol et fournissent une évaluation plus « réaliste » de la capacité de résistance du pieu dans des conditions réelles. Ainsi, l'utilisation d'une approche combinée utilisant à la fois des méthodes basées sur la pression (pour l'état ultime) et des méthodes basées sur le déplacement (pour la résistance mobilisée) est souvent recommandée pour obtenir une analyse complète et exhaustive du comportement des pieux soumis à des pressions latérales du sol.

La figure 3.2 montre la répartition des forces qui agissent le long du pieu lors du glissement.

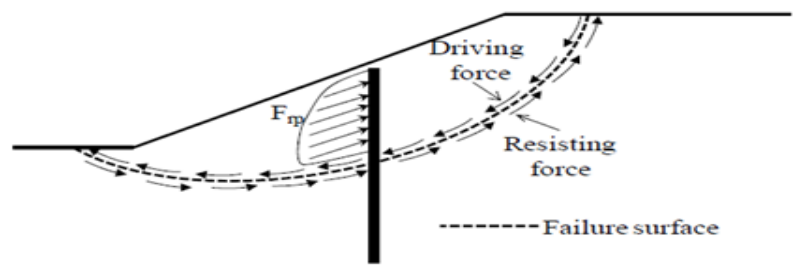


figure 3.2 : Forces agissant sur le long de pieu de stabilisation.

Dans les méthodes basées sur le déplacement (Poulos, 1995 ; Lee et al., 1995), le mouvement latéral du sol au-dessus de la surface de rupture est utilisé comme entrée pour évaluer la réponse latérale associée du pieu. Ces méthodes sont supérieures aux méthodes basées sur la pression car elles permettent de fournir la résistance mobilisée du pieu par le mouvement du sol. De plus, elles reflètent le véritable mécanisme de l'interaction sol-pieu.

En utilisant les méthodes basées sur le déplacement, on peut mieux comprendre comment le pieu et le sol réagissent aux charges latérales induites par le mouvement du sol. Ces méthodes prennent en compte les déformations du pieu et du sol et permettent d'obtenir une évaluation plus réaliste de la capacité du pieu à résister aux forces latérales.

Le point positif des méthodes basées sur le déplacement est qu'elles tiennent compte du comportement non-linéaire du sol et de la réponse du pieu sous l'effet des déformations. Elles sont donc plus adaptées à l'analyse du comportement réel du système sol-pieu dans des conditions naturelles réelles.

En somme, les méthodes basées sur le déplacement sont plus utilisées car elles fournissent une évaluation plus complète et précise de l'interaction sol-pieu, permettant ainsi de prendre en compte le comportement non-linéaire du sol et du pieu, et donnant aussi une indication de la résistance mobilisée du pieu en réponse aux mouvements du sol.

3.2.1.1 Méthodes basées sur la pression exercée sur pieux :

Les méthodes basées sur la pression (Broms, 1964 ; Viggiani, 1981 ; Ito et Matsui, 1975) sont des méthodes d'analyse qui se focalisent sur l'interaction sol-pieu en utilisant principalement la pression exercée par le sol sur le pieu. Dans ces méthodes, l'accent est mis sur l'évaluation des forces et des pressions exercées sur les pieux par le sol environnant.

Elles permettent aussi de déterminer la capacité portante ultime des pieux et de prévoir la pression maximale que le sol peut exercer sur le pieu lorsque la capacité portante ultime du pieu est atteinte.

Cependant, l'une des principales limites des méthodes basées sur la pression est qu'elles s'appliquent uniquement à l'état ultime, c'est-à-dire lorsque le pieu est sur le point de rompre. Elles ne donnent pas d'indications sur l'évolution de la résistance du pieu avec le mouvement du sol (pression sol-pieu mobilisée) au cours du temps.

Par conséquent, elles ne fournissent pas une évaluation complète du comportement du pieu dans des conditions réelles de chargement.

Broms (1964) a proposé l'équation suivante pour calculer la pression ultime du sol sur le pieu (P_y) dans le sable pour un pieu isolé :

$$P = aK_p^Y \sigma'_{VO} \quad (3.1)$$

Où K_p est le coefficient de pression passive de Rankine, $K_p = \tan^2 (45 + \varphi/2)$, et φ est l'angle de frottement du sol. σ' est la contrainte effective de surcharge, et a est un coefficient pris entre 3 et 5.

Viggiani (1981) a développé des solutions adimensionnelles pour la résistance latérale ultime d'un pieu dans un profil de sol cohésif à deux couches. Ces solutions fournissent la force de cisaillement du pieu à la surface de glissement et le moment fléchissant maximum du pieu en fonction de la longueur du pieu et de la pression ultime du sol sur le pieu (P_y) dans les couches de sol stables et instables.

Dans cette méthode, la valeur de P_y pour l'argile saturée est donnée par l'expression suivante :

$$P_y = k c d \quad (3.2)$$

Où c est la résistance au cisaillement non-drainée, d est le diamètre du pieu et k est le facteur de capacité portante.

En d'autres termes, Viggiani (1981) a utilisé une valeur réduite du facteur de capacité portante k dans la couche de sol glissant par rapport à la couche de sol stable, en supposant qu'il y a une différence significative entre les deux. Cela pourrait être dû à des considérations sur les caractéristiques du sol glissant par rapport au sol stable, mais selon Poulos (1995), cette différence n'est pas justifiée en dehors des effets proches de la surface. Il est possible que les valeurs de k soient similaires dans les deux couches, et que la réduction de k dans le sol glissant ne soit pas nécessaire. Il est important de noter que l'estimation du facteur de capacité portante k dans les couches de sol est une partie critique de l'analyse de la résistance latérale du pieu, et les chercheurs continuent à étudier et à discuter de l'approche la plus appropriée pour déterminer cette valeur. La considération des facteurs géotechniques spécifiques du site et des essais sur le terrain peut être nécessaires pour obtenir des estimations précises du facteur de capacité portante k dans les différentes couches de sol.

Ito et al. (1981) ont proposé une méthode d'équilibre limite pour traiter le problème de la stabilité des pentes contenant des pieux. La force latérale agissant sur une rangée de pieux due au mouvement du sol est évaluée à l'aide d'équations théoriques, dérivées précédemment par Ito et Matsui (1975) sur la base de la théorie de la déformation plastique, ainsi qu'en tenant compte de l'écoulement plastique du sol à travers les pieux.

Ito et Matsui (1975) ont développé des équations théoriques pour évaluer la force latérale exercée sur une rangée de pieux due au mouvement du sol. Ils ont pris en compte le comportement plastique du sol dans la zone proche des pieux en utilisant la théorie de la déformation plastique et en appliquant le critère de rupture Mohr-Coulomb. Ceci leur a permis de déterminer l'état limite du sol autour des pieux lorsque le sol commence à se plastifier. En utilisant ces équations, on peut estimer la pression ultime du sol sur les segments des pieux, induite par le sol en mouvement, en fonction des propriétés de résistance du sol, de la surcharge et de l'espacement entre les pieux. Cette approche permet de mieux comprendre le comportement du sol près des pieux et d'évaluer la résistance ultime du système sol-pieu dans des conditions où le sol est plastiquement déformé. Ce modèle a été développé pour des pieux rigides de longueur infinie, et on suppose que seule la partie de sol autour des pieux est dans un état d'équilibre plastique, satisfaisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, tel que illustré sur la figure 3.3 . La pression ultime du sol sur le segment du pieu, induite par l'écoulement du sol, dépend des propriétés de résistance du sol, de la surcharge, et de l'espacement entre les pieux.

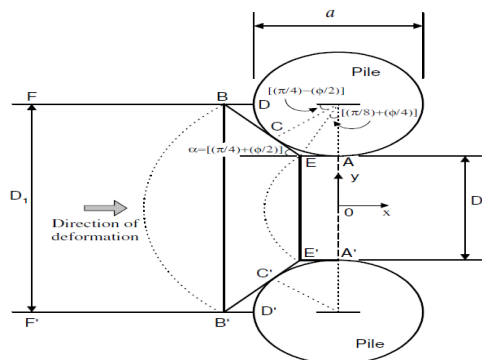


Figure 1. Plastic state of soil just around piles (Ito and Matsui, 1975).

figure 3.3 : L'état plastique du sol juste autour des pieux (Ito et Matsui, 1975)

Dans cette méthode, la force latérale par unité de longueur de pieu P_D est donné par l'expression suivante :

$$P_D(Z) = A \times C \left[\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left(B - 2N_\varphi^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \right] - C \left[D_1 \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi + 1} - 2D_2 N_\varphi^{-1/2} \right] + \frac{\gamma Z}{N_\varphi} (A \times B - D_2) \quad (3.3)$$

$$\text{Avec } N_\varphi = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right] \quad (3.4)$$

$$A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \quad (3.5)$$

$$B = e^{\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right)} \quad (3.6)$$

Donc, nous retenons que ces méthodes permettent d'obtenir une évaluation réaliste du comportement du pieu dans des conditions de chargement existantes, il est souvent nécessaire de combiner les méthodes basées sur la pression avec des méthodes basées sur le déplacement. Les méthodes basées sur le déplacement prennent en compte les déformations du pieu et du sol et permettent de mieux comprendre la résistance mobilisée du pieu pendant le mouvement du sol.

En conclusion, les méthodes basées sur la pression fournissent des informations utiles voire intéressantes sur la capacité portante ultime des pieux, mais elles doivent être utilisées tenant compte des autres méthodes, comme les méthodes basées sur le déplacement, pour obtenir une évaluation complète du comportement du pieu sous des charges latérales réelles.

3.2.1.2 Méthodes basées sur les déplacements :

Dans les méthodes basées sur le déplacement (Poulos, 1995 ; Lee et al., 1995), on utilise le déplacement latéral du sol au-dessus de la surface de rupture comme une donnée d'entrée pour évaluer la réponse latérale du pieu correspondante. Ces méthodes présentent un avantage par rapport aux méthodes basées sur la pression, car elles permettent de déterminer la résistance mobilisée du pieu en raison du mouvement du sol. De plus, elles reflètent de manière précise le mécanisme réel de l'interaction sol-pieu.

Poulos (1995) et Lee et al. (1995) ont introduit une méthode d'analyse qui utilisait une forme simplifiée de la méthode des éléments de frontière pour étudier la réponse d'une rangée de pieux passifs intégrés dans des solutions d'équilibre limite pour la stabilité des pentes.

Dans cette méthode, le pieu est modélisé comme une simple poutre élastique et le sol est considéré comme un continuum élastique selon la figure 3.4. Cette approche permet d'évaluer la force de cisaillement maximale que chaque pieu peut fournir en fonction d'une hypothèse de mouvement du sol en champ libre, tout en calculant également la réponse latérale associée du pieu.

Il est important de noter que, même si cette méthode prend en compte les propriétés de résistance et de rigidité du pieu et du sol pour obtenir la pression sol-pieu, elle ne tient pas compte des effets de groupe, notamment l'espacement entre les pieux, dans l'analyse de l'interaction sol-pieu. L'analyse des pentes stabilisées par des pieux réalisée par Poulos (1995) a identifié les modes de rupture suivants :

- Le "mode d'écoulement" - lorsque la profondeur de la surface de rupture est faible et que la masse de sol glissante devient plastique et s'écoule autour du pieu (voir Figure 2.6). La déviation du pieu est considérablement moindre que le mouvement du sol en mode d'écoulement. Dans un contexte pratique, Poulos (1995) a recommandé le mode d'écoulement qui provoque le moins de dommages dus au mouvement du sol sur le pieu.

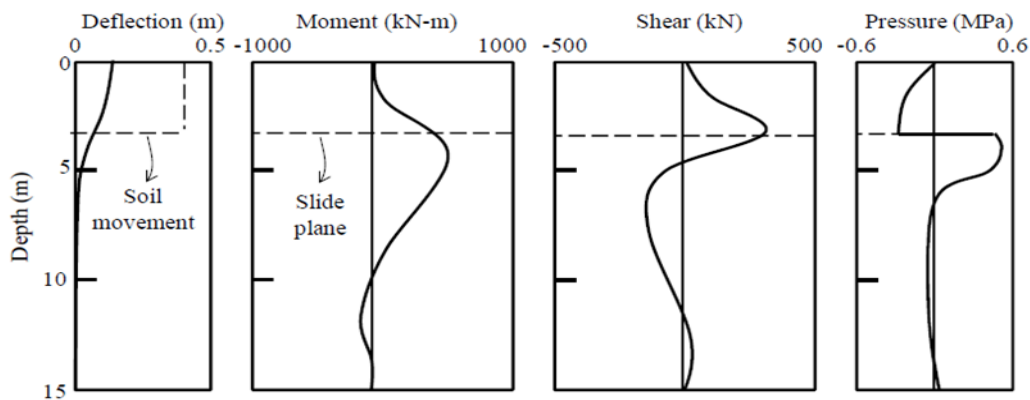


figure 3.4 : Le "mode d'écoulement" de rupture

- Le "mode intermédiaire" - lorsque la profondeur de la surface de rupture est relativement importante et que la résistance du sol le long de la longueur du pieu dans les couches instables et stables est pleinement mobilisée selon la figure 3.5. Dans ce mode, la déviation du pieu dans la partie supérieure dépasse le mouvement du sol, et une force de résistance est appliquée depuis l'aval sur cette partie supérieure du pieu. (3) Le "mode du pieu court" - lorsque la longueur du pieu encastrée dans le sol stable est faible et que

le pieu subira un déplacement excessif en raison de la défaillance du sol dans la couche stable. (4) La "rupture du pieu long" - lorsque le moment de flexion maximal du pieu atteint le moment limite (le moment plastique) de la section du pieu et que la rupture structurelle du pieu se produit ($M_{max} = M_p$).

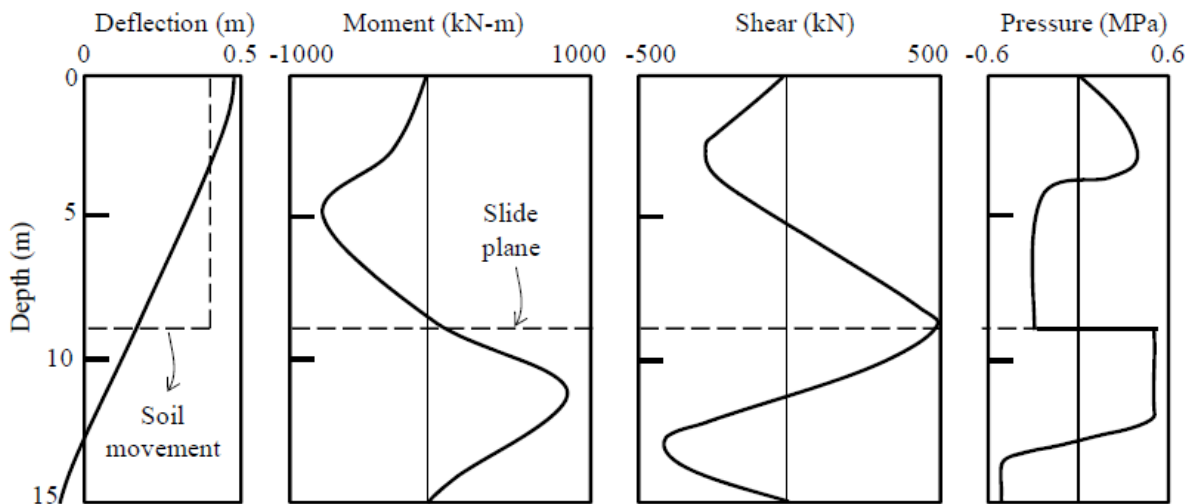


figure 3.5 : Mode intermédiaire de rupture (Poulos,1995)

3.2.2 Méthodes numériques :

Ces dernières années, plusieurs chercheurs (Chow, 1996 ; Zeng and Liang, 2002 ; Yamin and Liang, 2010 ; Kourkoulis et al., 2012) ont utilisé des méthodes numériques pour étudier l'interaction sol-pieu dans les pentes renforcées par des pieux. Ces méthodes deviennent de plus en plus utilisées car elles permettent de modéliser des géométries complexes, des phénomènes sol-structure en 3D (comme les effets des groupes de pieux) et des non-linéarités du sol et des pieux.

Cependant, les méthodes numériques sont intensives en calculs et prennent du temps. Chow (1996) a présenté une approche numérique dans laquelle les pieux sont modélisés à l'aide d'éléments de poutre en tant que matériaux élastiques linéaires. De plus, la réponse du sol au niveau des pieux individuels est modélisée en utilisant un module moyen de réaction de la sous-garde. Dans cette méthode, les profils de mouvement du sol glissant sont supposés ou mesurés en se basant sur l'observation sur le terrain. Le problème est ensuite analysé en considérant les forces d'interaction sol-pieu agissant sur les pieux et le sol séparément, puis en combinant ces deux éléments par la prise en compte de l'équilibre et de la compatibilité. Les pressions ultimes du sol agissant sur les pieux dans cette méthode pour les sols cohésifs et sans cohésion sont

calculées en se basant sur les équations proposées respectivement par Viggiani (1981) et Broms (1964).

Jeong et al. (2003) ont étudié l'influence d'une rangée de groupes de pieux sur la stabilité de la pente altérée en se basant sur une étude analytique et une analyse numérique. Ils ont présenté un modèle pour calculer les charges et les déformations des pieux soumis au mouvement latéral du sol en utilisant une approche de fonction de transfert. Dans cette méthode, un ensemble couplé de courbes pression-déplacement induites dans le substratum, déterminées soit à partir de données de test mesurées, soit à partir d'une analyse par éléments finis, est utilisé en entrée pour étudier le comportement des pieux, qui peuvent être modélisés comme un BEF (Beam on Elastic Foundation). L'étude suppose que la pression ultime du sol agissant sur chaque pieu dans un groupe est égale à celle adoptée pour le pieu individuel multipliée par le facteur d'interaction du groupe qui est évalué en effectuant une analyse par éléments finis tridimensionnelle (3D).

Zeng and Liang (2002) ont présenté une technique d'analyse de stabilité des pentes basée sur l'équilibre limite qui permet de déterminer le coefficient de sécurité (F_s) d'une pente renforcée par des pieux forés. La technique étend la méthode traditionnelle de l'approche par tranches pour prendre en compte les pieux stabilisateurs en réduisant les forces inter-tranches transmises à la tranche de sol derrière les pieux à l'aide d'un facteur de réduction (transfert de charge) obtenu à partir de courbes de transfert de charge générées par une analyse par éléments finis bidimensionnelle (2D).

Une approche similaire présentée par Yamin et Liang (2010) utilise la méthode de l'équilibre limite des tranches, où une interrelation entre l'emplacement des pieux forés sur la pente, le facteur de transfert de charge et le coefficient de sécurité global du système pente/pieu est dérivée à partir d'une solution analytique numérique. De plus, pour obtenir les configurations requises d'une seule rangée de pieux forés pour obtenir la réduction nécessaire des forces de conduite, des graphiques de conception développés à partir d'une analyse par éléments finis tridimensionnelle (3D) sont utilisés avec un facteur de voûte.

Plus récemment, Kourkoulis et al. (2012) ont introduit une méthodologie "hybride" pour la conception de pieux de stabilisation de pentes dans le but de réduire la quantité d'efforts de calcul généralement associée aux analyses d'interaction 3D sol-structure. Cette méthode comprend deux étapes : (i) évaluer la force latérale de résistance requise par unité de longueur

de la pente (Frp) nécessaire pour augmenter le coefficient de sécurité de la pente jusqu'à la valeur souhaitée en utilisant les résultats d'une analyse conventionnelle de stabilité de pente, et (ii) estimer la configuration des pieux qui offre la Frp requise pour un niveau de déformation donné en utilisant une analyse par éléments finis 3D.

Cette approche est proposée pour la deuxième étape et consiste à désolidariser la géométrie de la pente du calcul de la capacité latérale des pieux, ce qui permet de simuler numériquement uniquement une région limitée de sol autour des pieux (voir figure 3.6 a).

En modélisant uniquement une partie représentative du sol autour du pieu, la résistance ultime est calculée en imposant un profil de déplacement uniforme sur la limite du modèle (voir Figure 3.6 b).

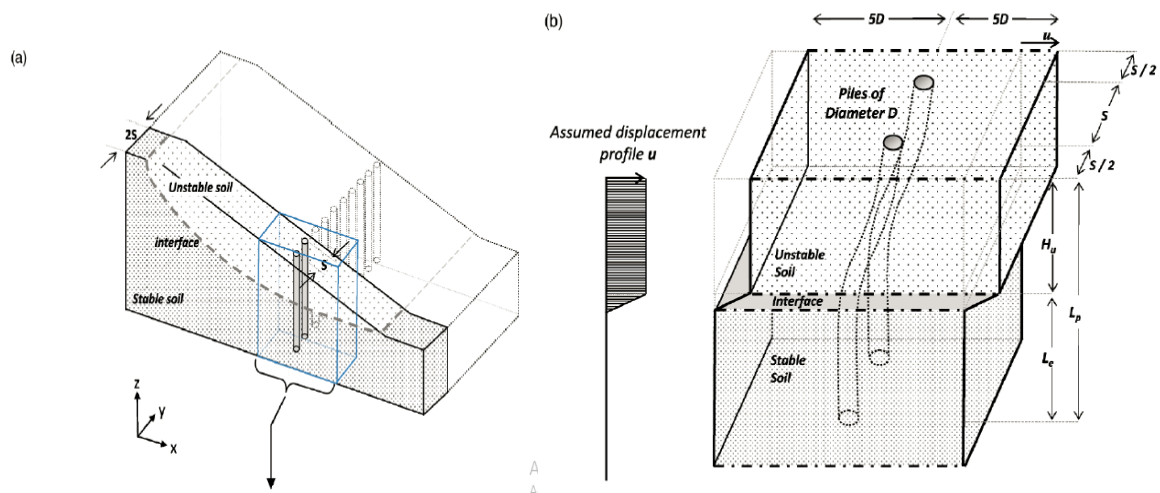


figure 3.6 : Illustration de la méthode “hybride” proposée par Kourkoulis et al. (2012)

Par ailleurs, ces dernières années, la méthode de réduction de la résistance au cisaillement appelée Shear Strength Reduction (SSR) basée sur la méthode des éléments finis (FEM) est largement utilisée pour analyser la stabilité des pentes en géotechnique Matsui et al (1992), Peng Wu et al. (2017) Zhao et al (2005). Comparée aux méthodes traditionnelles d'équilibre limite, la méthode des éléments finis offre plusieurs avantages. Ils sont comme suit :

(1) Aucune hypothèse n'est nécessaire au préalable concernant la forme ou l'emplacement de la surface de rupture. La rupture se produit "naturellement" à travers les zones du sol ou de la masse rocheuse dans lesquelles la résistance au cisaillement ne peut pas résister aux contraintes de cisaillement appliquées.

(2) Étant donné qu'il n'y a pas de concept de tranches dans la méthode des éléments finis, il n'est pas nécessaire de faire des hypothèses sur les forces latérales des tranches. La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que la "rupture" soit atteinte.

(3) La méthode des éléments finis est capable de contrôler la diminution des caractéristiques de résistance d'une manière progressive jusqu'à la rupture par cisaillement du modèle.

3.3 Paramètres physiques et mécaniques étudiés :

3.3.1 Effet de position des pieux :

De nombreuses recherches ont été menées pour étudier la meilleure position des pieux de stabilisation dans une pente. En réalité, cela dépend de nombreuses variables, notamment le type de sol de la pente, la forme de la surface de rupture et les charges supplémentaires exercées par toute infrastructure située près du sommet de la pente. Les pressions exercées par le sol sur les pieux proviennent des mouvements du sol et les moments fléchissants générés dans les pieux varieront en fonction de leur position dans la pente.

Les études menées montrent que les pieux entre la base et le sommet de la pente pourraient être plus appropriés pour stabiliser les pentes. Cela permettrait de couvrir une zone plus étendue et d'éviter le déplacement et la rupture de la pente.

Dans l'étude d'Ausilio et al. (2001), une méthode de plasticité à limite supérieure a été utilisée pour déterminer le meilleur emplacement des pieux dans une pente (dans des conditions statiques). Ils ont constaté que les pieux près de la base de la pente ont permis une meilleure stabilité (un facteur de sécurité plus élevé).

Lee et al. (1995) ont observé que les pieux placés près de la base et du sommet de la pente ont donné des résultats optimaux. Cependant, d'autres études utilisant la méthode des éléments finis ont montré que le placement des pieux au milieu de la pente a donné les meilleurs résultats de stabilisation (Wei et Cheng, 2009 ; Won et al., 2005 ; Ellis et al., 2010).

En effet, ces résultats montrent bien l'importance de la prise en compte des caractéristiques spécifiques du site, telles que la géologie, la géométrie de la pente, les charges externes et les propriétés du sol, lors de la détermination de l'emplacement optimal des pieux pour la stabilisation d'une pente. Une analyse géotechnique approfondie et une modélisation numérique précise sont essentielles pour évaluer l'efficacité des différentes options de placement des pieux dans chaque cas particulier.

3.3.2 Effet de l'espacement entre pieux :

De nombreux facteurs influencent l'espacement maximal des pieux, notamment les propriétés du sol, le type de surface de rupture, la rigidité et le diamètre des pieux. La capacité ultime de flexion des pieux est également l'un des principaux facteurs importants dans le système pieux-pente.

Il est essentiel de prendre en compte tous ces facteurs pour déterminer l'espacement optimal des pieux en vue d'assurer une stabilisation efficace de la pente.

Le diamètre des pieux et leur espacement doivent être pris en compte dans la conception de pentes renforcées par des pieux afin de minimiser l'écoulement du sol entre eux. De nombreuses études antérieures ont été menées pour mieux comprendre le positionnement (espacement) des pieux pour une amélioration optimale des performances d'une pente. Des études numériques et analytiques, telles que celles réalisées par Ito et Matsui (1975), Ito et al. (1982), Wang et Chen (1974) ont étudié les conditions de contrainte détaillées et les mécanismes de rupture autour d'une rangée de pieux pour comprendre comment la charge cinématique est affectée par l'espacement des pieux.

La plupart de ces recherches suggèrent que l'espacement entre les pieux dans une rangée ne doit pas dépasser cinq fois le diamètre du pieu, car au-delà de cet espacement, l'interaction entre deux pieux adjacents est faible, et il n'y a aucune interaction entre les pieux adjacents une fois que l'espacement dépasse 8D, Carder (2009).

Cette recommandation a été récemment affinée par des modèles centrifuges sous des conditions de chargement monotones réalisées par Ellis et al. (2010), qui ont proposé un moyen simple d'estimer l'espacement maximal pour un renforcement efficace :

$$\left[\frac{S}{D}\right]_{max} = \frac{K_P^2}{K_P - K_a} \quad (3.7)$$

Où S est l'espacement des pieux (centre à centre), d est le diamètre du pieu, K_p est le coefficient de pression des terres passives et K_a est le coefficient de pression des terres actives.

Hayward et al. (2000) ont testé une pente argileuse renforcée par des pieux à l'aide de la modélisation centrifuge géotechnique. Ils ont constaté qu'à un espacement de 6,3D, la pente a échoué, tandis qu'aucun échec ne s'est produit pour les autres modèles (espacement = 4,2 D et 3,2 D).

En ce qui concerne l'utilisation de pieux pour stabiliser les pentes contre les actions sismiques, Kourkoulis et al. (2011) ont étudié l'effet de l'espacement des pieux sur le comportement des pentes pendant les tremblements de terre en utilisant la méthode des éléments finis. Ce travail a démontré que lorsque l'espacement normalisé des pieux, S/D (où D est le diamètre du pieu), était inférieur à 4, une arche de sol se formera entre les pieux, tandis que pour $S/D > 5$, les pieux se comporteront comme des pieux individuels (pas d'arche de sol).

3.3.3 Effet des propriétés relatives sol-pieu :

Martin et Chen (2005) ont utilisé une méthode basée sur les déplacements dans le programme de différences finies FLAC pour évaluer la réponse des pieux dans des pentes de remblai agissant en mode de rupture de translation, induit par une couche de sol faible sous le remblai.

L'étude a montré que la force de cisaillement maximale se développait en bas de la couche de sol faible, tandis que le moment de flexion maximal se développait vers le haut de la couche stable, comme le montre la figure 3.7.

L'étude de la rigidité de flexion des pieux sur la quantité et l'emplacement de la déformation des pieux a également été étudiée. Cela a été réalisé en augmentant et en diminuant à chaque fois la rigidité de flexion des pieux en modifiant le diamètre du pieu.

Lorsque la rigidité de flexion des pieux était dix fois plus élevée que dans le cas étudié principalement (c'est-à-dire $10 E_p I_p$), la déformation des pieux était plus importante que le mouvement du sol, ce qui était conforme à ce qui a été observé par Poulos (1995) (c'est-à-dire un mode de rupture intermédiaire). En revanche, la réduction de la rigidité de flexion à $(0, 1 E_p I_p)$ a donné des déformations des pieux proches du mouvement du sol (mode de pieu court). Ces observations peuvent être attribuées aux forces de cisaillement et aux moments de flexion plus élevés qui ont été observés dans la couche stable du modèle de rigidité de flexion plus élevée.

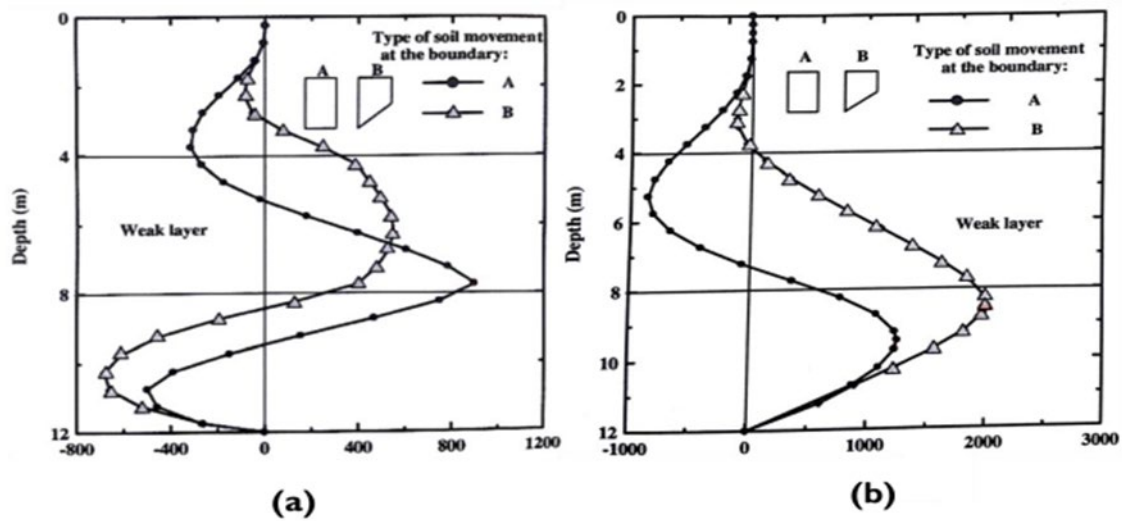


figure 3.7 : (a) effort de cisailment (b) distribution des moments flechissant (Martin and Chen,2005)

3.4 Travaux utilisant la table vibrante appelée « Shaking Table Test » :

Dans ce type de problèmes géotechniques, la plupart des études antérieures sur la stabilisation de pentes par des pieux ne fournissent pas une compréhension claire du phénomène réel en raison de nombreuses hypothèses idéalisées faites par les chercheurs.

L'analyse du comportement sismique des pentes renforcées par des pieux, y compris la force cinématique du sol glissant et la résistance du sol stable, est encore incertaine en raison du faible nombre de données expérimentales ou d'études sur site. Ainsi, il y a encore un manque de compréhension du mécanisme d'interaction sol-pieu sous l'action sismique.

Pour ces raisons-là, la modélisation par centrifugeuse est actuellement utilisée pour étudier les performances sismiques des pentes renforcées par des pieux en utilisant différents modèles sous des mouvements sismiques réels.

La modélisation par centrifugeuse est une technique avancée utilisée pour simuler les conditions géotechniques sous l'effet de la gravité à une échelle réduite, permettant ainsi d'étudier le comportement du sol et des structures dans des conditions sismiques réalistes.

En utilisant cette technique, les chercheurs pourront mieux comprendre l'interaction complexe entre le sol et les pieux sous l'action sismique et évaluer la performance des pentes renforcées par des pieux dans différentes situations sismiques.

Chapitre 3 : Travaux de recherche antérieurs sur le comportement des pieux de stabilisation

Les modèles géotechniques par centrifugeuse permettront de recueillir des données expérimentales précises et de réaliser des études plus approfondies sur la stabilité des pentes, ce qui permettra une meilleure conception et une meilleure compréhension des techniques de renforcement de pentes dans des zones sismiques.

Ces résultats aideront, bien entendu, à améliorer les pratiques de conception et à renforcer la résilience des infrastructures et des bâtiments contre les risques sismiques. Nous présentons ci-après les récents travaux de recherche réalisés, utilisant cette nouvelle technique.

Nan li et al, 2019 ont procédé à une série de tests sur table vibrante sur des glissements de terrain non renforcés et renforcés par des micropieux afin d'étudier la réponse sismique des glissements ainsi que le comportement mécanique dynamique des micropieux sous l'effet d'un séisme.

La figure 3.8 ci-après jointe montre les équipements utilisés lors de cet essai pour le cas de pente renforcée et non renforcée par des micropieux.



figure 3.8 : Equipements utilisés lors de l'essai de table vibrante

Les résultats des tests indiquent que : (1) Les micropieux peuvent améliorer la performance antisismique du glissement de terrain et retarder efficacement le développement des risques de glissement dus aux séismes. (2) Après le séisme, la rupture par flexion des micropieux se produit principalement dans la zone située à 1,4 à 4 fois le diamètre du pieu au-dessus de la

surface de glissement et dans la zone située à 1,4 à 3,4 fois le diamètre du pieu en dessous de la surface de glissement. (3) Après le renforcement par des micropieux, la réponse en accélération sur la surface de la pente du glissement peut être réduite, en particulier au niveau du pied de la pente. (4) Tant la poussée de la masse de glissement que la résistance du lit de glissement sont principalement concentrées près de la surface de glissement. Les distributions de moments fléchissants dynamiques des trois rangées de micropieux présentent une forme en "S" inversé. Le moment fléchissant maximal du pieu au-dessus de la surface de glissement se situe au point situé à 3,7 fois le diamètre du pieu au-dessus de la surface de glissement, et le moment fléchissant maximal du pieu en dessous de la surface de glissement se situe au point situé à 1,43 fois le diamètre du pieu en dessous de la surface de glissement.

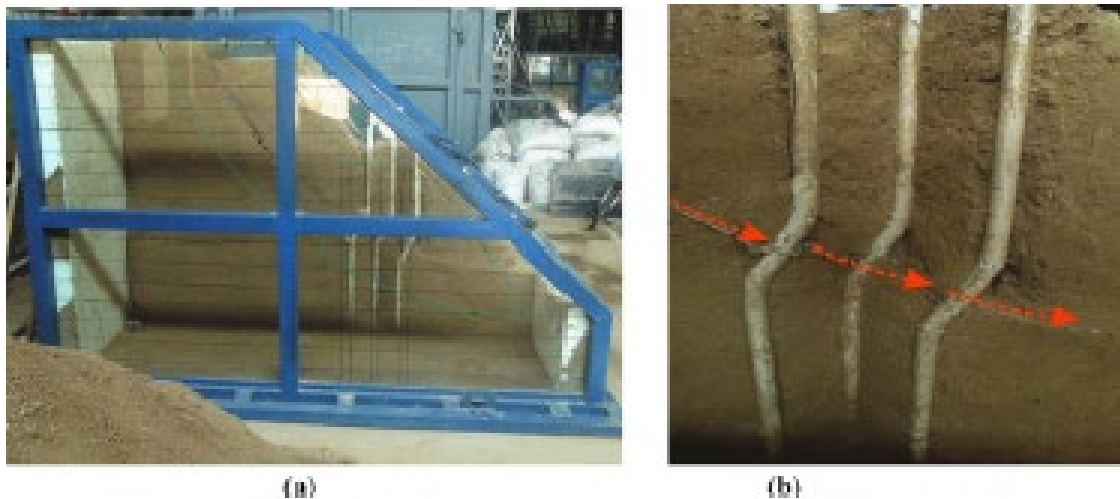


figure 3.9 : Endommagement des micropieux

La figure 3.9 montrent la pente renforcée par des micropieux endommagés et des micropieux : (a) profil du glissement de terrain renforcé endommagé ; (b) le micropieu endommagé.

Shuai-Hua Ye et al, 2020 ont étudié un le modèle d'une pente soutenue par des tirant d'ancrage de à l'aide du logiciel d'éléments finis Plaxis selon la figure 3.10, et les résultats de la simulation numérique ont été vérifiés par un test sur table vibrante.

En tenant compte des caractéristiques réelles du sol, la réponse dynamique de la pente lors d'un séisme a été analysée. Les résultats montrent que la section la plus vulnérable de la pente soutenue par des ancrages se situe sur la partie supérieure de la pente sous l'action du séisme, et la réponse en accélération de la pente présente un "effet d'amplification".

Les résultats de la simulation numérique sont en bon accord avec les résultats du test sur table vibrante (figure 3.11), ce qui peut servir de base pour la conception sismique des ancrages.

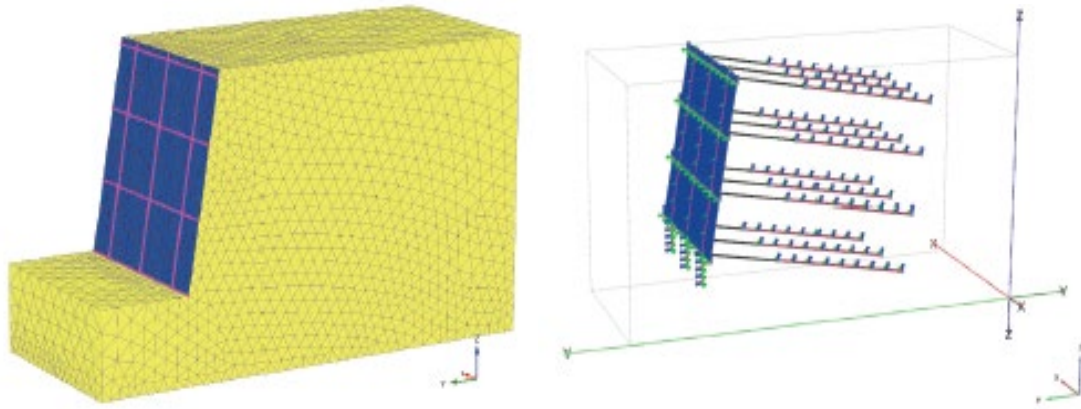


figure 3.10 : Modèle numérique en 3D



figure 3.11 : installation de l'essai de table vibrante

Chenyang Zhang et al (2022) ont étudié les caractéristiques de déformation et les comportements mécaniques de pieux de stabilisation à plusieurs rangées avec des espacements de rangées différents dans les glissements de terrain en réservoir.

Le glissement de terrain de Taping, un glissement de terrain de réservoir à grande échelle dans la région du TGR, a été pris comme prototype géologique. Tout d'abord, deux modèles de centrifugeuse du glissement de terrain avec les pieux de stabilisation à plusieurs rangées ont été établis. Ensuite, des essais de centrifugeuse ont été réalisés pour étudier la déformation, le champ de perméabilité, la pression des terres et les moments de flexion des pieux dans les deux

modèles de centrifugeuse. Enfin, les comportements mécaniques des pieux de stabilisation à plusieurs rangées en réponse à l'exploitation du réservoir ont été étudiés, et les caractéristiques de déformation des pieux de stabilisation à plusieurs rangées renforcées dans les glissements de terrain en réservoir avec deux espacements de rangées différents ont été expliquées. Nous prévoyons que cette étude peut fournir des informations importantes sur les glissements de terrain renforcés par des pieux de stabilisation à plusieurs rangées dans les régions de réservoir.

Rappelons qu'un glissement de terrain en réservoir est un type de glissement qui se produit dans les régions de retenue d'eau, telles que les réservoirs, les barrages ou les bassins de rétention. Ces glissements de terrain sont souvent déclenchés par des changements dans les niveaux d'eau, les niveaux de saturation du sol ou les mouvements sismiques. Lorsque le niveau de l'eau dans le réservoir augmente ou diminue rapidement, cela peut exercer des forces sur les pentes environnantes, provoquant des glissements de terrain. De plus, les glissements de terrain en réservoir peuvent être aggravés par la présence de matériaux meubles ou faiblement consolidés dans les pentes environnantes tel qu'illustré dans la figure 3.12 jointe ci-après.

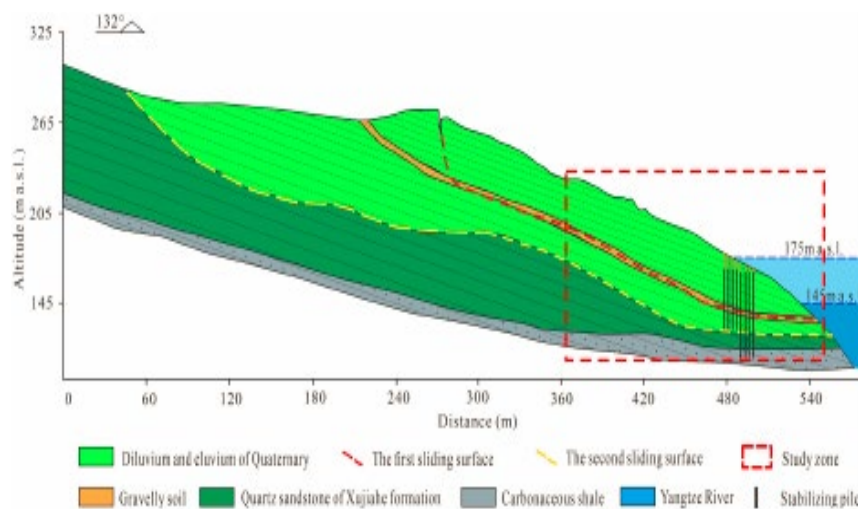


figure 3.12 : Descriptif du modèle étudié

La figure 3.13 montre le dispositif du modèle utilisant la table vibrante lors des essais.

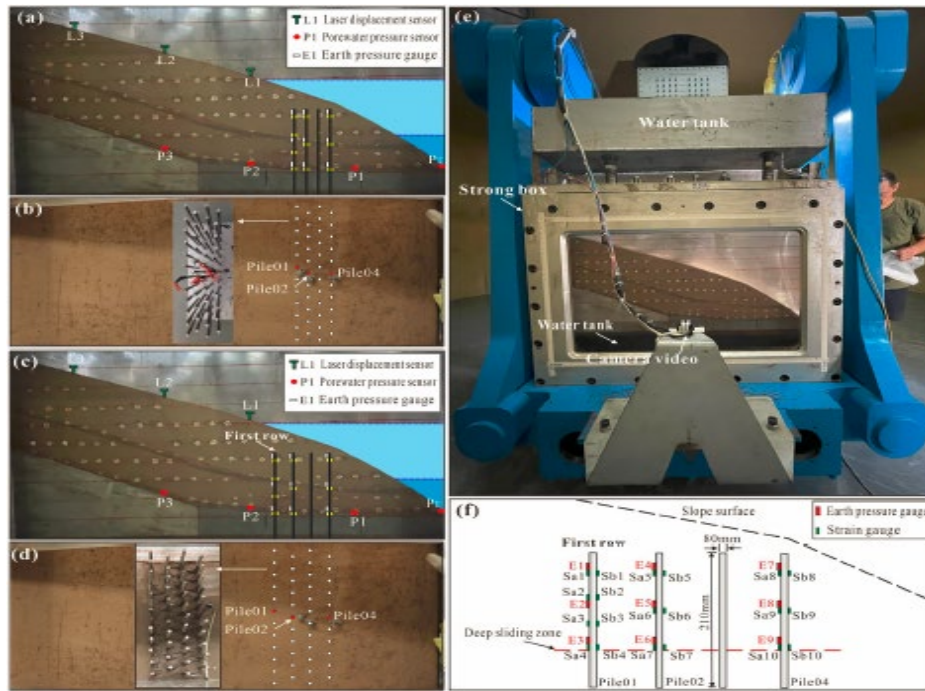


figure 3.13 : Modèle de table vibrante

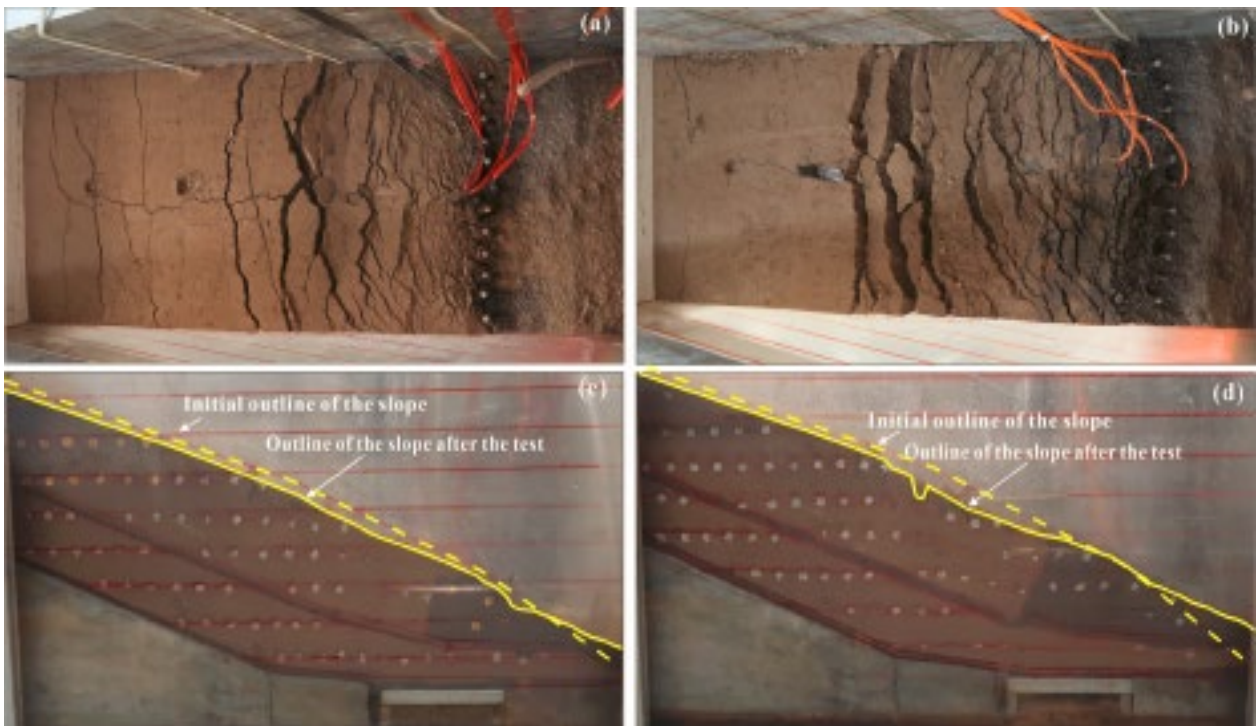


figure 3.14 : Déformations apparues dans les deux modèles après les tests

Cette étude a montré que l'espacement entre les rangées influence considérablement la capacité de renforcement des pieux de stabilisation à plusieurs rangées. Le sol entre les rangées de pieux

joue un rôle important dans le transfert de charge entre les pieux de stabilisation. (Voir la Figure 3.14).

Un petit espacement peut renforcer la connexion mécanique entre les rangées de pieux et peut aussi augmenter la capacité globale de renforcement des pieux.

Par contre, un grand espacement entre les rangées affaiblit considérablement la connexion mécanique entre les rangées de pieux, et les états mécaniques des pieux dans différentes rangées sont relativement indépendants.

En conséquence, les pieux sont facilement endommagés un par un de la première rangée à la dernière rangée, et la capacité globale de renforcement des pieux à plusieurs rangées est faible.

Dans les modèles centrifuges, le socle rocheux est réalisé en béton, un matériau plus rigide, ce qui limite significativement la déformation de la section encastrée des pieux.

De plus, en raison du nombre limité de dispositifs de collecte de données dans la machine centrifuge, tous les points de mesure des pieux sont positionnés sur le porte-à-faux des pieux. Par conséquent, le comportement mécanique des pieux dans la section encastrée n'a pas été étudié dans cette étude. Les observations de cette étude sont clairement limitées aux conditions des essais et peuvent ne pas être applicables à différents types de structures de pente, de propriétés des matériaux et de configuration de pieux de stabilisation.

Ling Tan et al ,2022 ont étudié la relation entre la pente et les structures de confortement sous l'action de la pluie qui est très complexe. En effet, une série de tests en modèle réduit a été réalisée pour étudier le mécanisme de comportement de la pente. Il a été constaté que la structure composite de pieux de stabilisation avec tube d'ancrage en acier injecté sous précontrainte a un bon effet de renforcement et de protection sur la pente. Un degré de dommage moins important a été observé pour une pente avec une structure composite de pieux de stabilisation avec tube d'ancrage en acier injecté sous précontrainte, tandis que la pente sans cette structure subit une déformation importante.

La force anti-glissement fournie par la structure de confortement est positivement corrélée avec la déformation de la pente. De plus, en tant que facteur déclencheur, la pluie joue un rôle dominant dans la variation du renforcement de la pression du sol par le tube d'ancrage en acier.

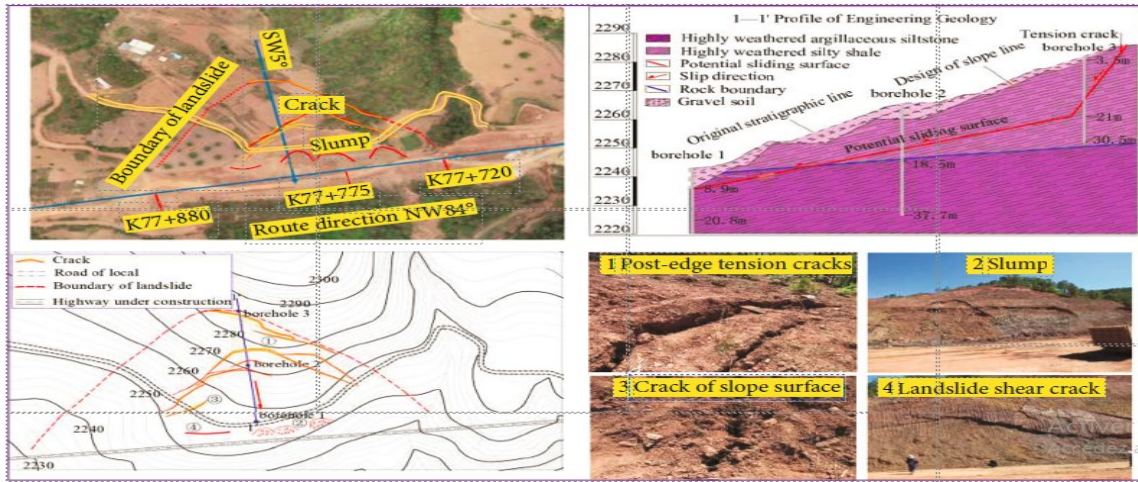


figure 3.15 : Aperçu de la zone de glissement de terrain

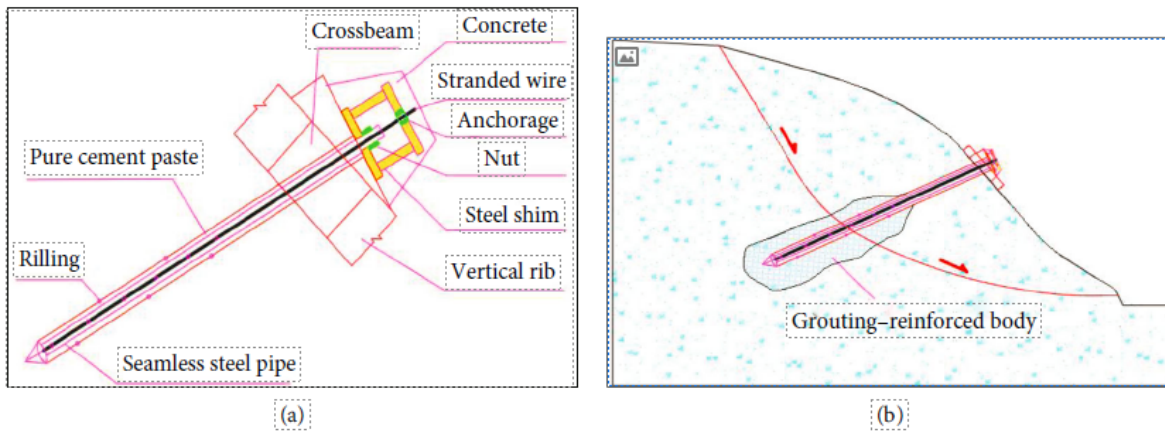


figure 3.16 : Structure et mécanisme de renforcement : tube d'ancrage en acier injecté sous précontrainte.

(a) Structure avec tube d'ancrage en acier injecté sous précontrainte]. (b) Mécanisme de renforcement tube d'ancrage en acier injecté sous précontrainte.

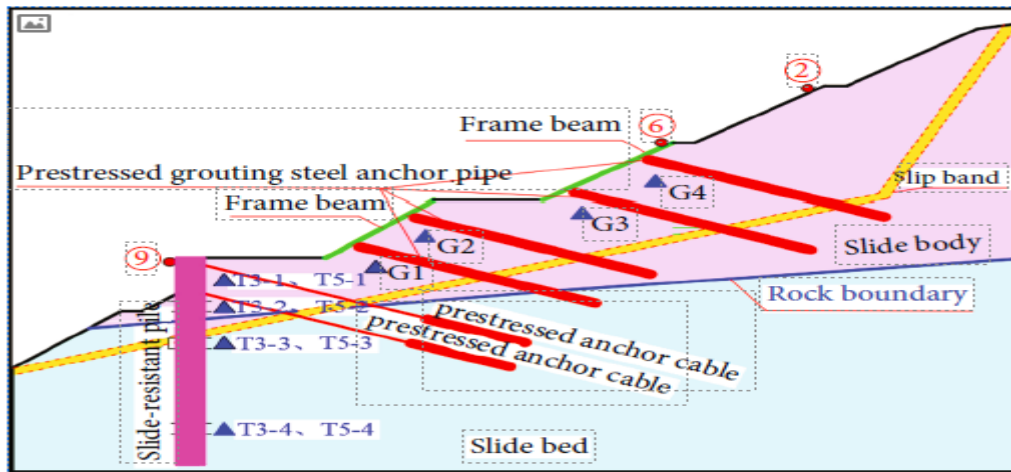


figure 3.17 : Modèle numérique décrivant les trois types de confortement : pieux, tirants d'ancrage et acier injecté sous précontrainte

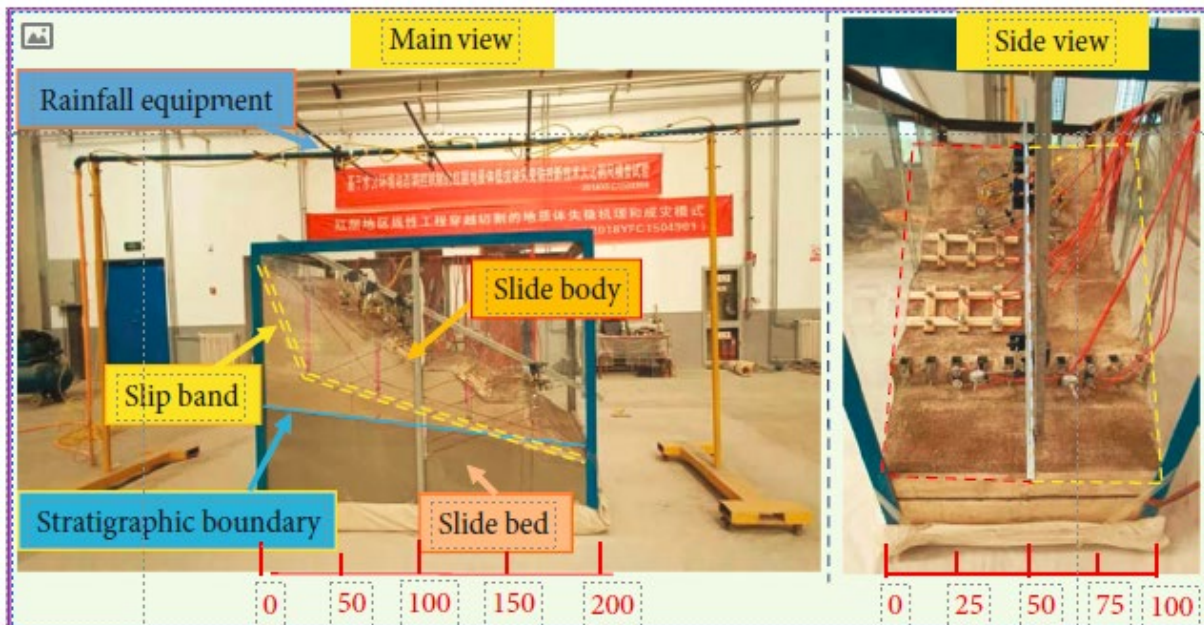


figure 3.18 : Modèle physique de table vibrante

Ce très intéressant travail a abouti à des conclusions très utiles et surtout très instructives. Elles sont comme suit :

- a) Le tube d'ancrage en acier injecté sous précontrainte avait un bon effet de renforcement et de protection sur la pente. Dans ce cas, les déplacements de déformation et le degré de dommage de la pente diffèrent considérablement avec ou sans ce dispositif avec tube d'ancrage en acier injecté sous précontrainte. Les degrés de déformation du flanc de

penne de la structure avec tube d'ancrage en acier injecté sous précontrainte étaient faibles, tandis que la déformation et du flanc de penne sans la structure étaient sévères.

- b) La relation entre la pression du sol et la pluie sous un tube d'ancrage en acier injecté sous précontrainte dans une penne a été démontrée ; la pluie était le facteur déclencheur des changements de pression du sol, et la variation de la pression du sol sous le dispositif de confortement avec tirants d'ancrage en acier injecté sous précontrainte était principalement contrôlée par la pluie et était positivement corrélée avec la pluie accumulée. De plus, sous l'effet de la pluie, la pression du sol derrière le pieu anti-glissernent avec câble d'ancrage précontraint était négativement corrélée avec la profondeur d'enfouissement, diminuant avec l'augmentation de la profondeur, et la valeur maximale de la pression du sol derrière le pieu près de la surface était la plus grande.

Sun, Y. et al (2023), ont réalisé des essais sur table vibrante pour étudier l'interaction sismique sol-pieux, et la superstructure (SSPSI : Seismic-Soil-Pile-Superstructure Interaction) dans des sols mous et dense. Pour simuler le sol moyennement dense, une argile limoneuse a été utilisée présentant une masse volumique de $1,70 \text{ g/cm}^3$ et une vitesse de cisaillement des ondes de cisaillement de 175 m/s a été utilisée. Pour représenter le sol dur, un sol composite a été créé en ajoutant 20 % de chaux vive à de l'argile limoneuse avec une masse volumique de $1,75 \text{ g/cm}^3$ et une vitesse de cisaillement des ondes de cisaillement de 300 m/s .

Selon les dimensions de la boîte de sol du modèle utilisé dans les tests, la fondation sur pieux est constituée d'un groupe de pieux inférieur et d'une partie supérieure de pieux encastree, avec la surface de la partie supérieure des pieux étant au même niveau que la surface du sol.

Le groupe de pieux se compose de cinq pieux disposés en forme de croix. Après avoir encastree le groupe de pieux, la tête des pieux est ébréchée, puis la partie supérieure des pieux est coulée pour simuler le mode de connexion de la tête des pieux sur le site réel. La configuration du groupe de pieux est représentée dans la figure 3.18.

Chaque pieu a une longueur de $1,35 \text{ m}$, un diamètre de $0,1 \text{ m}$, et est renforcé par quatre barres longitudinales de 8 mm de diamètre. Les pieux sont espacés de 600 mm (soit six fois le diamètre des pieux), et une plaque d'acier de 20 mm d'épaisseur est fixée au bas de la boîte du modèle et soudée au fond pour simuler les contraintes réelles des pieux encastrees. Les dimensions du modèle de la partie supérieure des pieux sont de $1,9 \text{ m} \times 1,9 \text{ m}$, avec une épaisseur de $0,15 \text{ m}$.

Ensuite, la partie supérieure de la pile est coulée pour simuler la tête de pieu du site réel. La disposition du groupe de pieux est illustrée dans la figure 3.18

Les dimensions dans la figure 3.19 sont exprimées en millimètres, et les numéros ①-⑤ représentent la séquence des pieux. Chaque pieu mesure 1,35 m de long et a un diamètre de de.

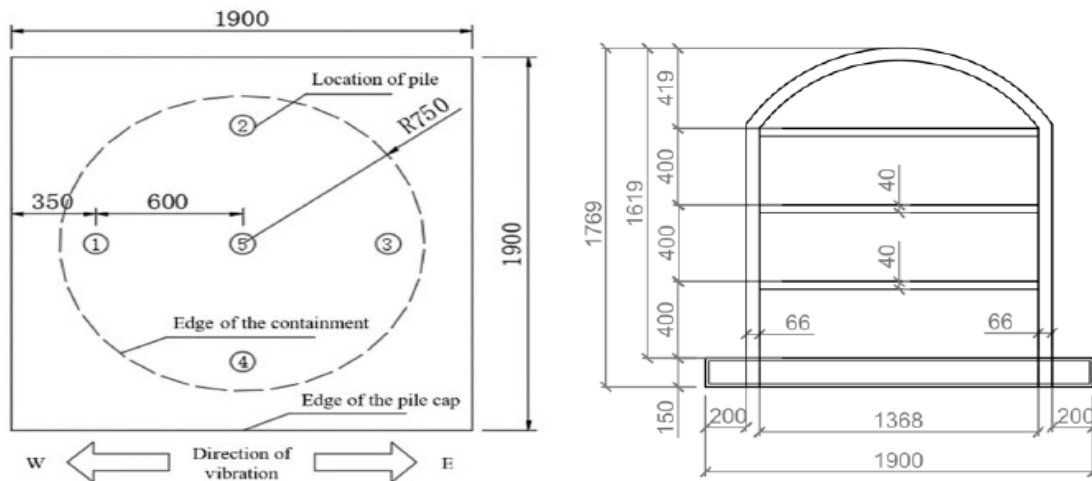


figure 3.19 : Modèle de centrale nucléaire.

Les caractéristiques mouvement sismique et du spectre sont illustrées dans la figure 3.20. Le mouvement sismique utilisé porte sur des composantes haute fréquence (10-20 Hz) par rapport aux mouvements sismiques naturels habituels. Les amplitudes des mouvements sismiques étaient de 0,1g, 0,2g et 0,4 g, lors ces essais.

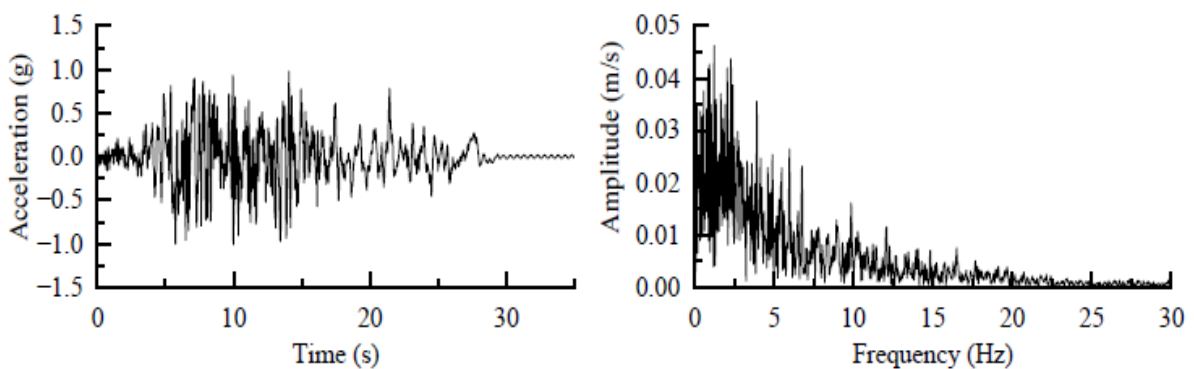


figure 3.20 : Histoire temporelle et le spectre de Fourier du mouvement sismique artificiel utilisé

Nous présentons ci-après des photos illustrant l'état des pieux, pour le cas du sol moyennement dense



figure 3.21 : Etat du groupe de pieux dans le sol moyennement dense, après chargement sol

Il est visible sur la figure 3.22 que des dommages surviennent au niveau de la tête des pieux de fondation, avec des modes de défaillance tels que des fractures annulaires, des fissures verticales et obliques.

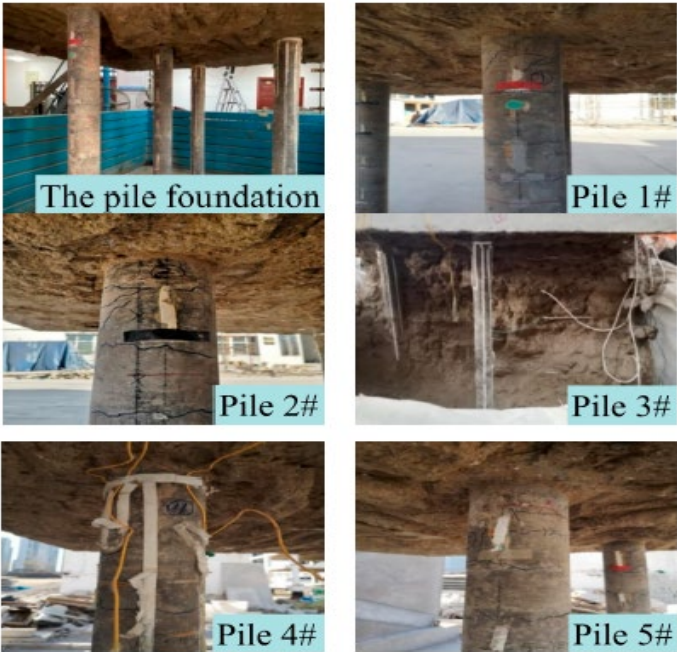


figure 3.22 : Etat du groupe de pieux dans le sol dense, après chargement sol

Les jauges de contrainte sur les pieux ont continué à fonctionner normalement après l'excitation sismique avec une amplitude de 0,4 g lors de l'essai sur le modèle de sol dur. En conséquence, l'amplitude de l'excitation a été progressivement augmentée à 0,8 g.

Cependant, bien que les résultats des jauges de contrainte sur les pieux aient montré que la déformation des pieux demeurait faible, un phénomène de vibration avec une grande amplitude a été observé sur le modèle de confinement supérieur, selon Sun, Y. et al (2023), l'essai a été interrompu par mesure de sécurité.

La figure 3.23 jointe ci-après montre quelques simulations de déformations de pieux

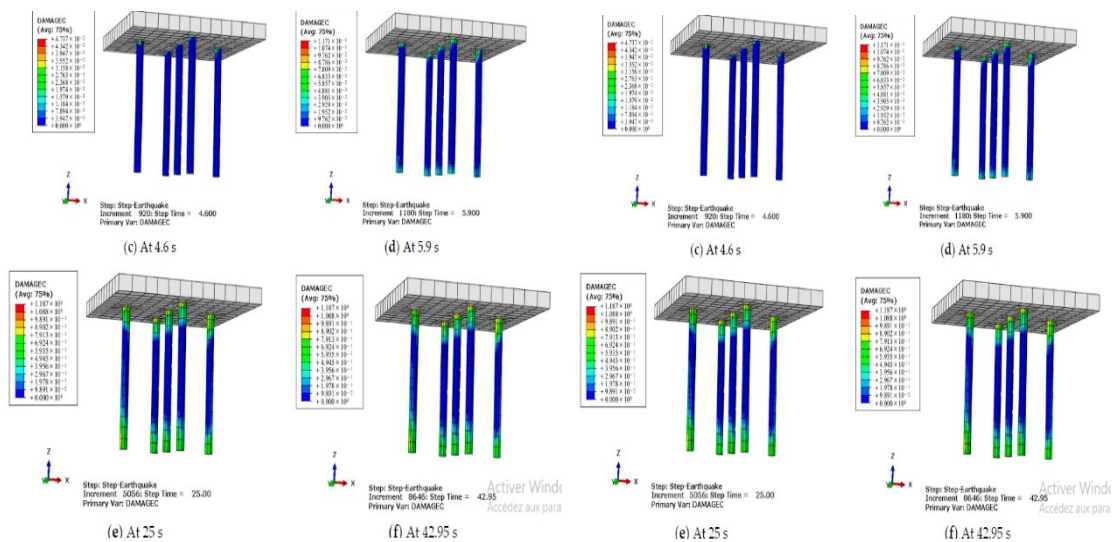


figure 3.23 : Déformations de pieux

Cette étude typique d'interaction sous chargement sismique nous a permis de relever beaucoup d'enseignements et plusieurs conclusions se dégagent qui se résument comme suit :

- Lorsque l'amplitude du mouvement sismique d'entrée est faible (inférieure à 0,2 g dans cette étude), le facteur d'amplification de l'accélération de crête de l'îlot nucléaire dans le sol de résistance moyenne est supérieur à celui dans le sol dur. Cependant, lorsque l'amplitude du mouvement sismique d'entrée est élevée (0,4 g dans cette étude), le facteur d'amplification de l'accélération de crête de la structure supérieure de l'îlot nucléaire devient inférieur à celui dans le sol dur. Ceci est dû au fait que le sol de résistance moyenne entre dans une forte phase non linéaire, et que la fondation sur pieux subit des dommages. Les caractéristiques du sol autour de la fondation sur pieux ont un

impact significatif sur la réponse de la superstructure. La valeur de la période prédominante du spectre de plancher de l'îlot nucléaire dans le sol mou est supérieure à celle dans le sol dur. La résonance se produit lorsque la période prédominante du spectre de plancher est similaire à celle du spectre de réponse au mouvement sismique lointain, ce qui aggrave les vibrations de la structure de l'îlot et de sa fondation sur pieux, entraînant ainsi des dommages considérables au système structurel.

- Les caractéristiques du sol du site ont une influence significative sur le comportement sismique des pieux. Lorsque le sol du site est mou, l'effet de contrainte de déformation du sol sur les pieux est faible pendant le mouvement sismique, ce qui peut entraîner un phénomène de « séparation » entre les pieux et le sol, provoquant ainsi un grand déplacement et une grande déformation des pieux, et potentiellement des dommages à la fondation sur pieux.
- La force interne des pieux est également liée à la position du pieu dans le groupe de pieux. Les pieux situés sur le bord, dans la direction du mouvement sismique d'entrée, subissent une force interne plus importante et sont plus gravement endommagés. Par conséquent, il est essentiel de renforcer la protection des pieux latéraux dans la conception sismique de la structure de confinement de l'îlot nucléaire.
- Les déformations des pieux sont plus susceptibles de se produire au niveau de la tête, où ils sont endommagés par une combinaison de flexion, de cisaillement et de pression, d'autant plus avec l'augmentation de l'amplitude du mouvement sismique, surtout lorsque le sol du site est mou. Dans ce cas, une rupture par flexion du corps du pieu est également envisageable.

3.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, une exploration approfondie a été entreprise des diverses méthodes employées pour étudier comment les pieux de stabilisation interagissent avec les pentes. Cette revue de littérature a permis de découvrir les approches analytiques, numériques et expérimentales utilisées par les ingénieurs pour évaluer la performance des pieux dans le renforcement de la stabilité des pentes.

Les méthodes basées sur la pression sol-pieu ont été examinées. Elles se concentrent sur la répartition de la pression exercée par le sol sur le pieu. Ces méthodes sont souvent utilisées pour évaluer la stabilité des pieux dans des conditions d'équilibre limite, en fournissant la pression

sol-pieu ultime, mais elles ne tiennent pas compte du développement de la résistance du pieu avec le mouvement du sol.

En outre, les méthodes basées sur le déplacement ont été explorées, qui intègrent le mouvement latéral du sol au-dessus de la surface de glissement comme une entrée pour évaluer la réponse latérale du pieu. Ces méthodes offrent l'avantage de déterminer la résistance mobilisée du pieu en réponse au mouvement du sol, reflétant ainsi de manière plus précise l'interaction réelle sol-pieu.

Enfin, les méthodes numériques et expérimentales ont été aussi abordées, qui jouent un rôle de plus en plus important dans la compréhension du comportement des pieux de stabilisation. Les méthodes numériques permettent de modéliser des géométries complexes et de prendre en compte les non-linéarités du sol et des pieux. Les études expérimentales, telles que les essais de centrifugeuse et les tests sur table vibrante, fournissent des informations précieuses pour valider les modèles et mieux comprendre le comportement réel des pieux dans les pentes.

Parmi les études expérimentales, on notera l'étude des pieux à l'aide de la table vibrante qui est particulièrement utile pour évaluer la performance des pieux dans des conditions sismiques, ce qui est essentiel pour la conception dynamique de fondations stables dans des régions à risque sismique.

Les résultats de ces études expérimentales contribuent à affiner les modèles de comportement des pieux et à améliorer la conception des fondations dans des environnements dynamiques.

Dans l'ensemble, cette revue de littérature a fourni une base solide pour comprendre les différentes approches utilisées dans l'analyse du comportement des pieux de stabilisation.

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

4.1 Introduction :

La conception et le calcul des pieux de stabilisation pour résister aux charges statiques et dynamiques posent de nombreuses difficultés en raison du comportement complexe de ce type de pieux, sous l'effet d'une multitude de paramètres notamment le contenu fréquentiel de la charge sismique.

La détermination correcte de la réponse des pieux sous l'effet de l'action sismique est une étape déterminante pour anticiper et atténuer les dommages qui en résultent et de proposer, bien entendu, les solutions pouvant atténuer ces dommages.

Il est important aussi de souligner que les forces résultant d'une charge sismique peuvent varier en fonction de plusieurs caractéristiques de l'enregistrement, notamment son contenu fréquentiel, son pic d'accélération au sol maximal (PGA - Peak Ground Acceleration) et sa durée, parmi d'autres.

Par conséquent, la conception de ce type d'ouvrage dans des zones sismiques doit prendre en compte l'ensemble de ces aspects. Dans cette partie de la thèse, nous allons étudier le comportement des pieux sous l'action sismique provenant des enregistrements de Boumerdes secouée par un puissant séisme de magnitude 6,8 (Mw) le 21 mai 2003. Cette étude est basée sur les enregistrements des mouvements sismiques principaux provenant de 09 stations du réseau d'accélérographes installés en Algérie.

4.2 Définition du signal du séisme de Boumerdes 2003 :

Cette étude est basée sur le séisme survenu en mai 2003, de magnitude 6,8 (Mw) qui a secoué la région d'Alger-Boumerdes. Cette recherche repose sur l'analyse des données des mouvements sismiques majeurs enregistrées par 09 stations du réseau d'accélérographes en Algérie.

A environ 20 km de l'épicentre, une accélération maximale au sol (PGA) de 0,58 g a été enregistrée. Ces enregistrements présentent une fréquence centrale d'environ 5 Hz, expliquée par un effet de site très localisé, renforcé par les résultats des techniques de la fonction de récepteur qui montrent des pics à 5 Hz avec des amplitudes variant d'un facteur de 2.

Il est également démontré qu'il y a eu des amplifications significatives du sol dans les stations situées dans le bassin quaternaire de la Mitidja, expliquant pourquoi les valeurs de PGA

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

enregistrées à ces stations sont plus élevées qu'à celles situées sur un sol ferme à des distances similaires de l'épicentre.

De plus, un effet de direction lié à la faille, observé sur les enregistrements des mouvements sismiques et confirmé par l'étude de l'anisotropie du mouvement sismique, en accord avec la direction du plan de faille N65, explique pourquoi la zone principale de dommages s'oriente du sud-ouest au nord-est. En champ proche, les forts mouvements sismiques ont une composante à haute fréquence qui commence à 3 Hz, avec une fréquence centrale d'environ 8 Hz, tandis qu'en champ lointain, leur fréquence centrale est d'environ 3 Hz.

Le tableau joint, ci -après, A. Meslem et al (2010)., résume l'ensemble des informations relatives à l'accélération maximale du sol, la vitesse et le déplacement correspondant au résultat des composantes horizontales principales du séisme de Boumerdes en 2003, ainsi que l'intensité instrumentale JMA (Japan Meteorological Agency) et l'intensité MMI estimée. L'intensité EMS-98 (European Macroseismic Scale) a été estimée en se basant sur une enquête macrosismique menée par le CRAAG (Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique).

Tableau 4.1 : Récapitulatif des informations nécessaires du séisme de Boumerdes,2003

Station	Location	Distance Hypo centrale (kM)	PGA (cm/s²)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	JMA	MMI	EMS-98
Boumerdes	36.75 N 03.47 E	21	-	-	-	-	-	X
Keddara Station 1	36.65 N 03.41 E	31	333.0	18.5	6.4	4.7	VII	VII
Keddara Station 2	36.65 N 03.41 E	31	580.5	19.8	6.6	4.8	VII	VII
Tizi Ouzou	36.70 N 04.07 E	41	231.7	13.9	4.6	4.4	VI	VI
Dar El-Beida	36.71 N 03.20 E	43	540.0	41.9	18.3	5.6	VIII	VIII

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

Hussein Dey	36.74 N 03.09 E	52	272.0	20.1	11.4	4.8	VII	VI-VII
Kouba	36.71 N 03.09 E	53	-	-	-	-	-	VI
Azazega	36.74 N 04.37 E	66	120.5	14.8	4.0	4.6	VI	VI
Blida	36.47 N 02.82 E	85	52.3	3.6	1.2	3.6	V	V
El Afroun	36.47 N 02.63 E	100	164.4	5.6	0.4	4.2	V	V
Hamman Righa	36.35 N 02.39 E	125	114.8	14.0	5.4	4.6	VI	IV
Miliana	36.30 N 02.23 E	140	34.2	2.4	1.5	3.3	IV	IV
Ain Defla	36.26 N 01.95 E	165	36.1	1.8	0.9	3.1	IV	IV

Le tableau 4.1 présente les valeurs enregistrées de l'accélération maximale du sol (PGA), ainsi que la vitesse maximale du sol (PGV) et le déplacement maximal du sol (PGD) correspondant aux valeurs maximales résultant des deux composantes horizontales (NS et EW). Les valeurs les plus élevées de PGA ont été observées à la station Keddara ST2 (580,5 cm/s²) et à la station Dar El-Beida (540,0 cm/s²). Certaines stations présentaient des valeurs de PGA considérablement différentes de celles des stations voisines, tandis que les valeurs de PGV et de PGD d'autres stations ne montraient pas de telles différences. Malgré une différence significative de PGA entre Keddara ST1 (330,0 cm/s²) et la station voisine Keddara ST2, les valeurs de PGV (18,5 et 19,8 cm/s respectivement) et de PGD (6,4 et 6,6 cm respectivement) étaient très proches. Il est bien connu que l'accélération est sensible au contenu en haute fréquence, alors que la vitesse et le déplacement le sont beaucoup moins.

Par conséquent, la grande disparité des PGA et les légères variations des PGV et PGD sont dues au contenu en haute fréquence du mouvement sismique.

4.3 Validation du modèle numérique utilisé :

Dans le but de valider le modèle numérique utilisé dans cette partie, la géométrie et les caractéristiques prises sont les mêmes que celles utilisées par Ho (2017) à des fins de vérifications. Le modèle 3D d'éléments finis pour le modèle présenté sur la figure 3.1. Sur cette même figure 3.1, nous précisons qu'il s'agit d'une pente de 2V/1H.

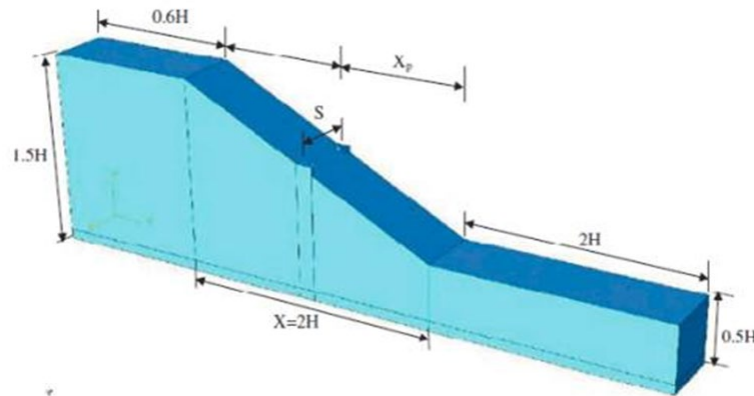


figure 4.1 : Géométrie du modèle numérique

Cette étude s'est basée sur la méthode de réduction de la résistance au cisaillement appelée SSR (Shear Strength Reduction) qui est une approche très utilisée en géotechnique pour analyser la stabilité des pentes et d'autres structures géotechniques.

4.3.1 Généralités la méthode SSR :

Cette méthode repose sur l'utilisation de la méthode des éléments finis pour simuler le comportement du sol et de la structure en réponse aux forces appliquées.

La méthode SSR est utilisée pour évaluer la stabilité d'une pente en réduisant progressivement la résistance au cisaillement du matériau à l'intérieur du modèle numérique. Cela permet de modéliser la dégradation progressive de la résistance du sol ou du matériau lorsqu'il est soumis à des charges progressives ou à d'autres conditions environnementales défavorables.

En effet, le processus de la méthode SSR consiste généralement en plusieurs itérations, au cours desquelles la résistance au cisaillement est réduite dans des proportions spécifiques à chaque étape.

Les calculs sont effectués pour chaque itération afin de déterminer comment la pente réagit aux charges et aux conditions modifiées. Lorsque la résistance au cisaillement atteint un certain

seuil, la pente peut être considérée comme ayant atteint sa capacité de charge maximale et est susceptible de subir une rupture.

La méthode SSR est utilisée pour évaluer la stabilité des pentes dans des situations complexes, telles que les charges sismiques, les changements de conditions hydrologiques ou les effets de la construction et des activités humaines. Cette méthode permet également d'obtenir une meilleure compréhension du comportement des sols et des structures sous des conditions variées, ce qui peut contribuer à la conception sécurisée et à la gestion des aléas géotechniques.

4.3.2 Utilisation de la méthode SSR :

La démarche d'utilisation de cette méthode de réduction de la résistance au cisaillement est comme suit :

- 1) Création du modèle numérique : Le domaine géotechnique est modélisé à l'aide de la méthode des éléments finis. Les propriétés du sol, telles que la résistance au cisaillement, l'angle de frottement interne, la cohésion sont définies.
- 2) Définition de la réduction de la résistance : On réduit progressivement la résistance au cisaillement du matériau dans certaines zones du modèle, généralement dans la zone où une défaillance est susceptible de se produire. Cela peut être fait par étapes, par exemple en diminuant la résistance au cisaillement de 5 % à chaque étape.

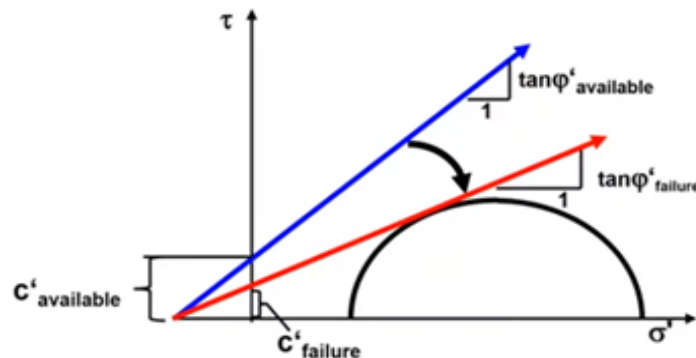


figure 4.2 : Définition de la réduction de résistance

- 3) Calculs itératifs : À chaque étape de réduction de la résistance, le modèle est analysé pour évaluer la stabilité de la structure. Les charges et les contraintes sont recalculées en fonction de la nouvelle résistance au cisaillement. Si la rupture se produit, les contraintes et les déformations associées sont enregistrées.

- 4) Détermination du coefficient de sécurité : La méthode SSR permet de déterminer la sécurité d'une structure géotechnique en évaluant le facteur de sécurité à chaque étape de la réduction de la résistance. Si le facteur de sécurité atteint une valeur critique (généralement inférieure à 1), cela indique que la structure est susceptible à subir une rupture dans les conditions analysées.

4.3.3 Principes de la méthode SSR :

Cette méthode est basée sur le calcul dans le domaine plastique du terrain de la pente et la détermination des contraintes de cisaillement développées en tout point du sol, La surface potentielle de rupture est celle pour laquelle les contraintes calculées sont maximales. Tschuchnigg F et al (2015) ,Nian, T.-K et al (2012), Wei and al (2009)

L'évaluation du facteur de sécurité local en tout point de cette surface est effectuée en diminuant les caractéristiques de résistance du sol au cisaillement jusqu' à la rupture, le coefficient de sécurité dans ce cas est le rapport :

$$F_s = \frac{\text{Résistance du sol initial}}{\text{Résistance critique du sol donnat rupture}} \quad (4.1)$$

Le modèle de sol dans ces méthodes est caractérisé par six paramètres sont :

- a) Angle de friction ;
- b) Cohésion ;
- c) Angle de dilatation ;
- d) Module de Young ;
- e) Le coefficient de Poisson ;
- f) La masse volumique.

L'angle de dilatation affecte le changement de volume du sol pendant l'écoulement Il est bien connu que le changement de volume réel présenté par un sol durant l'écoulement est tout à fait variable.

L'analyse de la stabilité de la pente est relativement non bornée, ainsi le choix de l'angle de dilatation est moins important. Comme l'objectif principal de l'étude est la prédiction précise des facteurs de la sécurité de la pente, une valeur de compromis 0, correspondant à une loi d'écoulement non-associé avec un changement de volume nulle lors de l'écoulement.

4.3.4 Détermination du coefficient de sécurité :

Le facteur de sécurité d'une surface de glissement est défini comme le facteur de réduction par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol d'origine doivent être réduits pour que la pente atteigne l'état de rupture critique.

$$C'_f = \frac{C'}{FoS_f} \quad (4.2)$$

$$\phi'_f = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{FoS_f}\right) \quad (4.3)$$

Où C' et ϕ représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol ; C'_f et ϕ'_f représentent la cohésion mobilisée et l'angle de frottement interne nécessaires à la pente pour atteindre l'état de stabilité critique, respectivement.

4.3.5 Résultats de validation numérique:

Afin de mettre en place une méthodologie d'analyse appropriée pour l'étude numérique de la variabilité spatio temporelle du signal sismique qu'on va aborder par la suite, des simulations ont été conduites pour évaluer la taille du domaine, le raffinement du maillage et les conditions aux limites.

Notons que le cas étudié se caractérise par une pente de 2V/1H. Les paramètres utilisés pour ce cas sont répertoriés dans le tableau 1, ayant les caractéristiques géotechniques suivantes :

Tableau 4.2 : Propriétés physiques et mécaniques de la pente étudiée

c (kPa)	ϕ (°)	γ	H (m)	E (MPa)	ν
40	20	20	40	100	0.30

Le sol est modélisé par une loi de comportement élastoplastique du type Mohr-Coulomb. Le system est discrétisé en espace, pour le modèle 3D, à l'aide des options de maillage du logiciel en éléments finis. Chaque élément fini possède 10 nœuds. Le maillage utilisé est du type moyen « Medium ». Le modèle est composé de 3268 éléments ainsi que 10347 nœuds. La taille moyenne des éléments est de 6.709 m.

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

Le modèle 2 D, quant à lui, est composé de 130 éléments ainsi que 1137 nœuds. La taille moyenne des éléments est de 5.273 m. Chaque élément fini possède 15 nœuds. Le maillage utilisé est du type moyen « Medium ».

Les deux figures 4.3 et 4.4 jointes ci-après recapitulent l'ensemble des détails issus des deux modèles numériques Plaxis utilisés dans cette partie.

General	
Model	Plane strain
Elements	15-Noded
Acceleration	
Gravity angle	-90,00°
x-acceleration	0,000 G
y-acceleration	0,000 G
Earth gravity	9,810 m/s ²
Mesh	
Nr of soil elements	130
Nr of nodes	1137
Average element size	10,50 m
Maximum element size	15,96 m
Minimum element size	5,273 m

Modèle 2D

General	
Model	PLAXIS 3D
Elements	10-Noded
Acceleration	
Gravity	1.0 G (-Z direction)
Earth gravity	9,810 m/s ²
Mesh	
Nr of soil elements	3268
Nr of nodes	10347
Average element size	6,709 m
Maximum element size	14,15 m
Minimum element size	1,365 m

Modèle 3D

figure 4.3 : Caractéristiques modèle numérique 2D et 3D

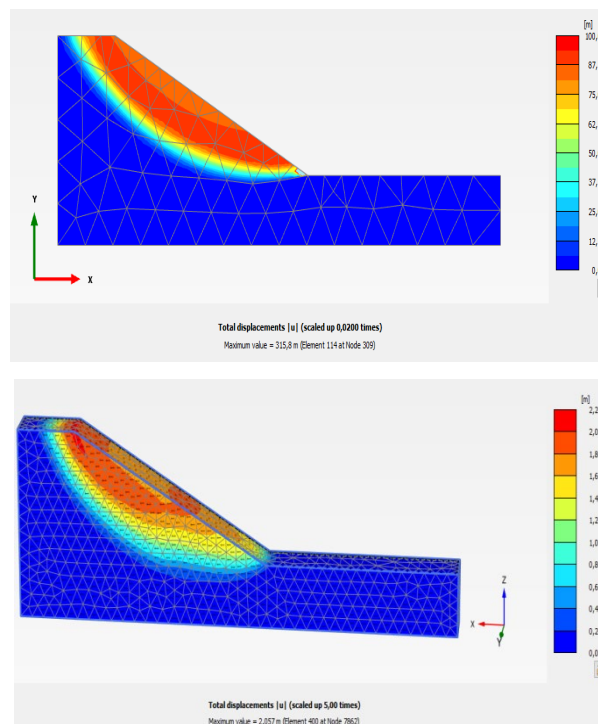


figure 4.4 : Déformée du modèle numérique 2D et 3D (présente étude)

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

La figure 4.4 montre les modèles numériques utilisés dans cette étude, en se basant la méthode SSR.

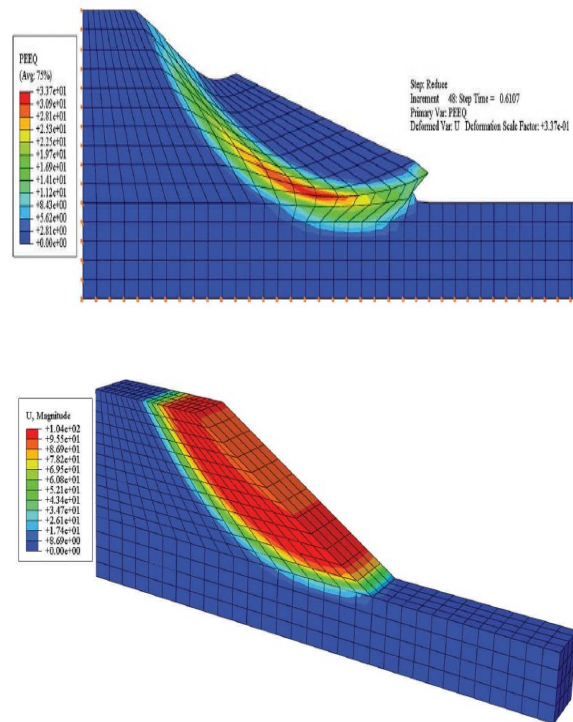


figure 4.5 : Distribution des déformations 2D et 3D (HO,2017)

Quant à la figure 4.5, elle illustre la déformée du modèle numérique Abaqus HO, 2017 utilisé lors de la validation résultats. Cette figure montre une allure semblable à celle retrouvée dans notre étude.

Les figures 4.6 et 4.7 montrent l'évolution du coefficient de sécurité (F_s) pour les deux types de modèles étudiés. L'analyse en 2D conduit à des solutions plus conservatrices par rapport à ceux en 3D. le F_s pour le modèle 2D est de 1.41, tandis le modèle 3D donne un F_s de 1.44.

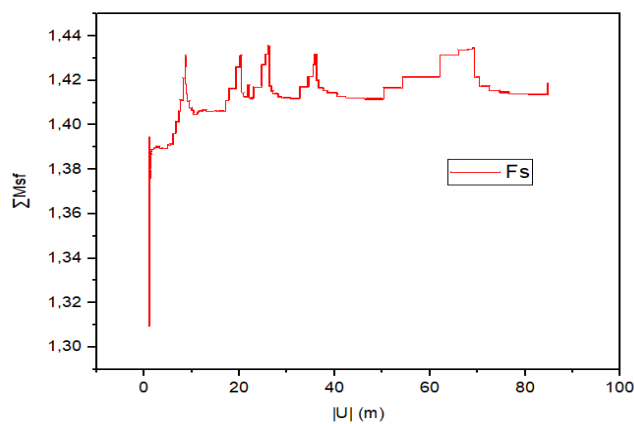


figure 4.6 ; coefficient de sécurité pour le modèle 2D

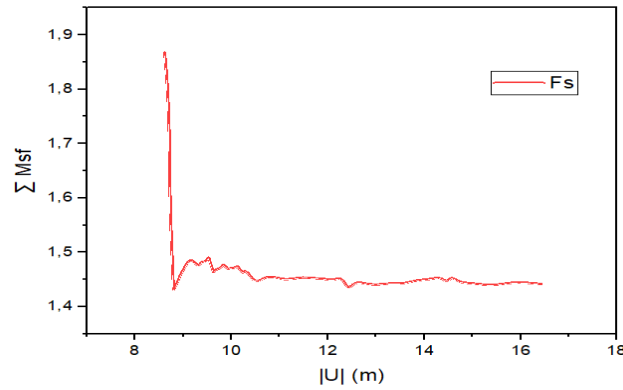


figure 4.7 : coefficient de sécurité pour le modèle 3D

Le tableau 4.3 joint ci-après présente la confrontation des résultats du coefficient de sécurité (F_s) avec ceux HO,2017.

Tableau 4.3 : Résultats de sécurité de la pente selon la méthode SSR

Méthode utilisée	Coefficient de sécurité F_s
ABAQUS 2D <i>(HO,2017)</i>	1.38
ABAQUS 3D <i>HO,2017</i>	1.39
Plaxis 2D <i>(Présente étude)</i>	1.41
Plaxis 3D <i>(Présente étude)</i>	1.44

À la lecture des résultats retrouvés de cette analyse, on voit clairement qu'ils se rapprochent de ceux du modèle de validation utilisé dans l'étude HO,2017 et les écarts sont quasiment insignifiants que ce soit pour le modèle 2D ou le modèle 3D.

4.3.6 Analyse du comportement sismique des pieux de stabilisation de la pente

étudiée:

Pur mieux comprendre le comportement sismique des pieux de stabilisation, on s'est intéressé, dans cette partie, à étudier cet aspect en utilisant plusieurs signaux enregistrés lors du séisme de Boumerdes 2003.

Les pieux de stabilisation utilisés ont une longueur égale $L = 25$ m et un diamètre de 1.00 m. L'inter distance entre pieux est de 4 fois le diamètre soit 4.00 m. Ils sont modélisés par une loi de comportement linéaire élastique.

Le sol est modélisé par une loi de comportement élastoplastique du type Mohr-Coulomb. La zone du massif s'étend latéralement sur 15 m.

La méthode de stabilité utilisée est celle utilisée dans la partie de validation du modèle numérique soit la méthode SSR.

La figure 4.8 jointe ci-après montre toutes ces spécifications.

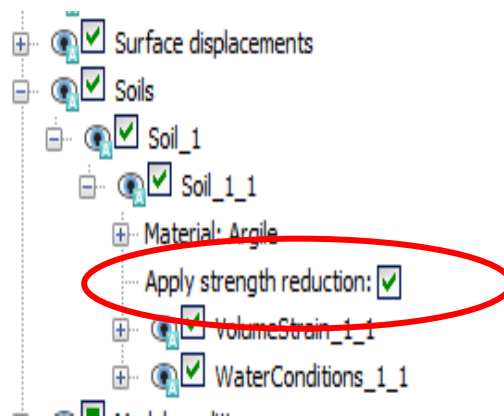


figure 4.8 : Spécification de la méthode utilisée (SSR)

Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol sont récapitulées dans le tableau 4.4 joint ci-après.

Tableau 4.4 : Propriétés physiques et mécaniques du système sol-pieux

Matériau	Modèle	Type	γ kN/ m ³	γ_s kN/ m ³	E kN/m ²	ν	c Kpa	φ (°)	ψ (°)
Pieu	Elastique linéaire	Non poreux	25	-	$6 \cdot 10^6$	0.3	-	-	-
Sol	Morh- Coulomb	Drainé	18	20	$10 \cdot 10^4$	0.3	40	20	0

Le système sol-pieux est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel en éléments finis. Chaque élément fini possède 10 nœuds. Le maillage utilisé est du type moyen « Medium ».

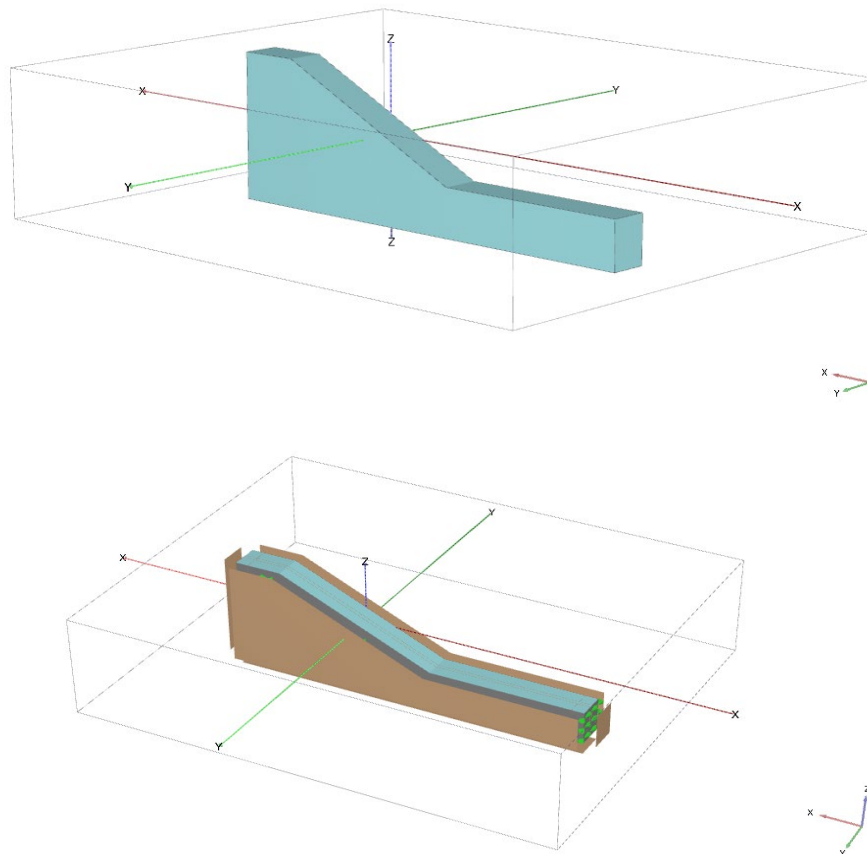


figure 4.9 : Modèle numérique muni de conditions aux limites

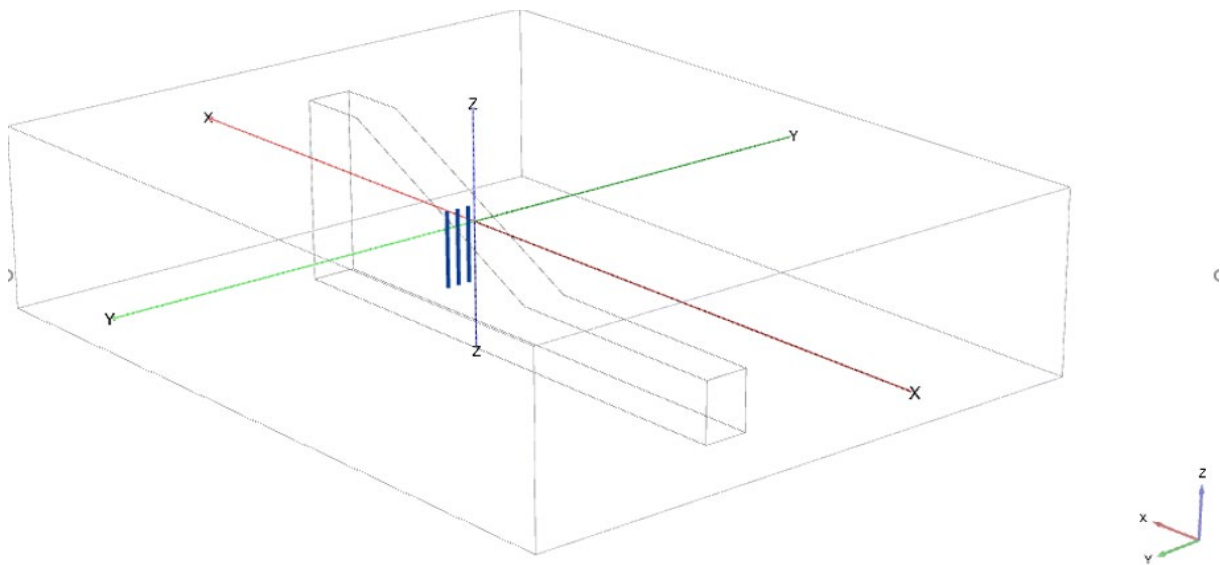


figure 4.10 : Introduction d'une file de pieux

Le modèle est composé de 3268 éléments ainsi que 10347 nœuds. La taille moyenne des éléments est de 6.709 m. Cette étude a fait l'objet d'une modélisation d'un comportement statique en déformation plane tenant compte de la méthode SSR.

Les caractéristiques du modèle Plaxis sont récapitulées dans la figure 4.11 jointe ci-après.

General	
Model	PLAXIS 3D
Elements	10-Noded
Acceleration	
Gravity	1.0 G (-Z direction)
Earth gravity	9,810 m/s ²
Mesh	
Nr of soil elements	3268
Nr of nodes	10347
Average element size	6,709 m
Maximum element size	14,15 m
Minimum element size	1,365 m

figure 4.11 : Caractéristiques du modèle numérique

S'agissant des conditions aux limites prévues, des éléments de type « free field » sont utilisés tenant compte de l'impact d'une condition limite visqueuse à la frontière du domaine principal, visant à absorber les ondes sortantes émanant des structures internes, tel que montré sur la figure 4. 12 jointe ci-après.

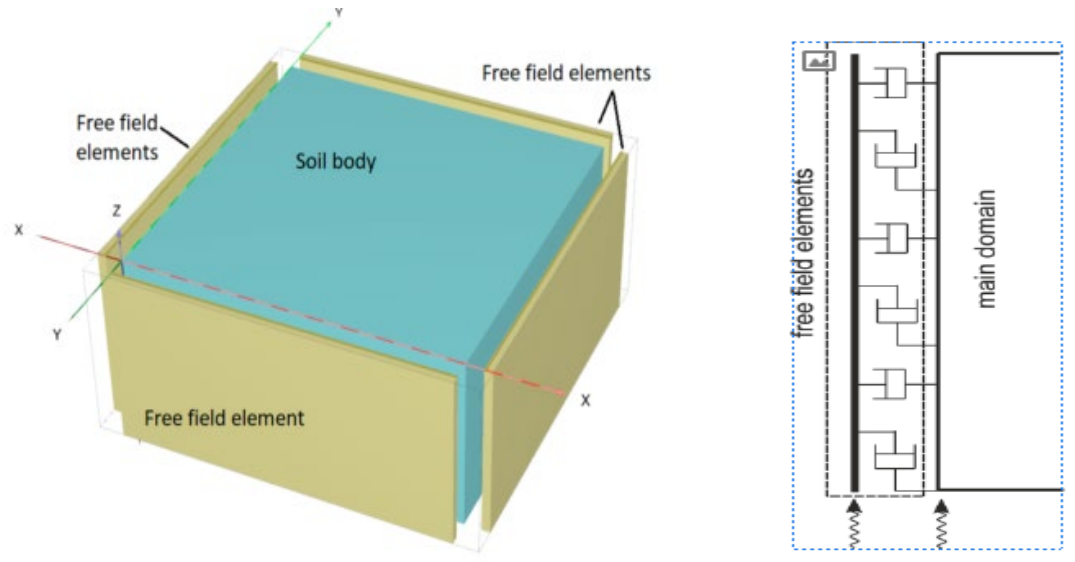


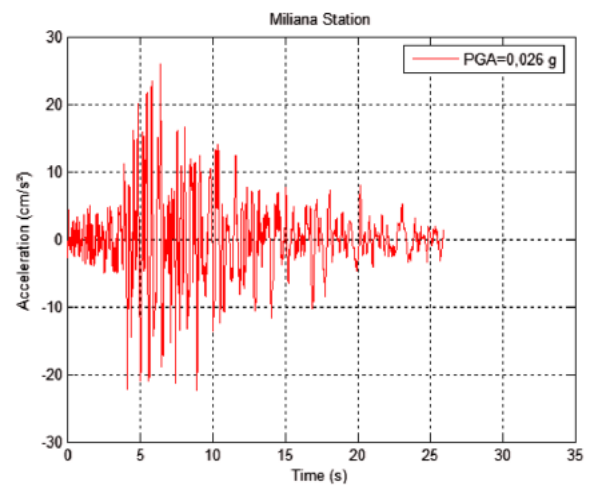
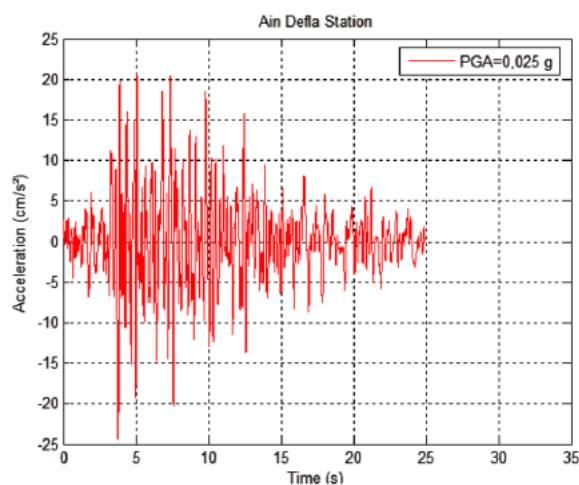
figure 4.12 : Conditions aux frontières utilisées dans Plaxis 3D

4.3.7 Signal sismique utilisé lors des modélisations numériques :

Cette étude prend en compte le signal sismique représenté par neuf (09) enregistrements sismiques naturels provenant du séisme de Boumerdes de 2003.

Nous précisons que la composante horizontale Est-Ouest (E-O) et la composante verticale Nord sud (N-S) à diverses stations installées dans la région centrale de l'Algérie, ont été utilisées simultanément, en vue d'avoir une réponse réaliste des pieux de stabilité.

Ci-après les 09 enregistrements de la composante horizontale utilisés dans cette étude :



Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

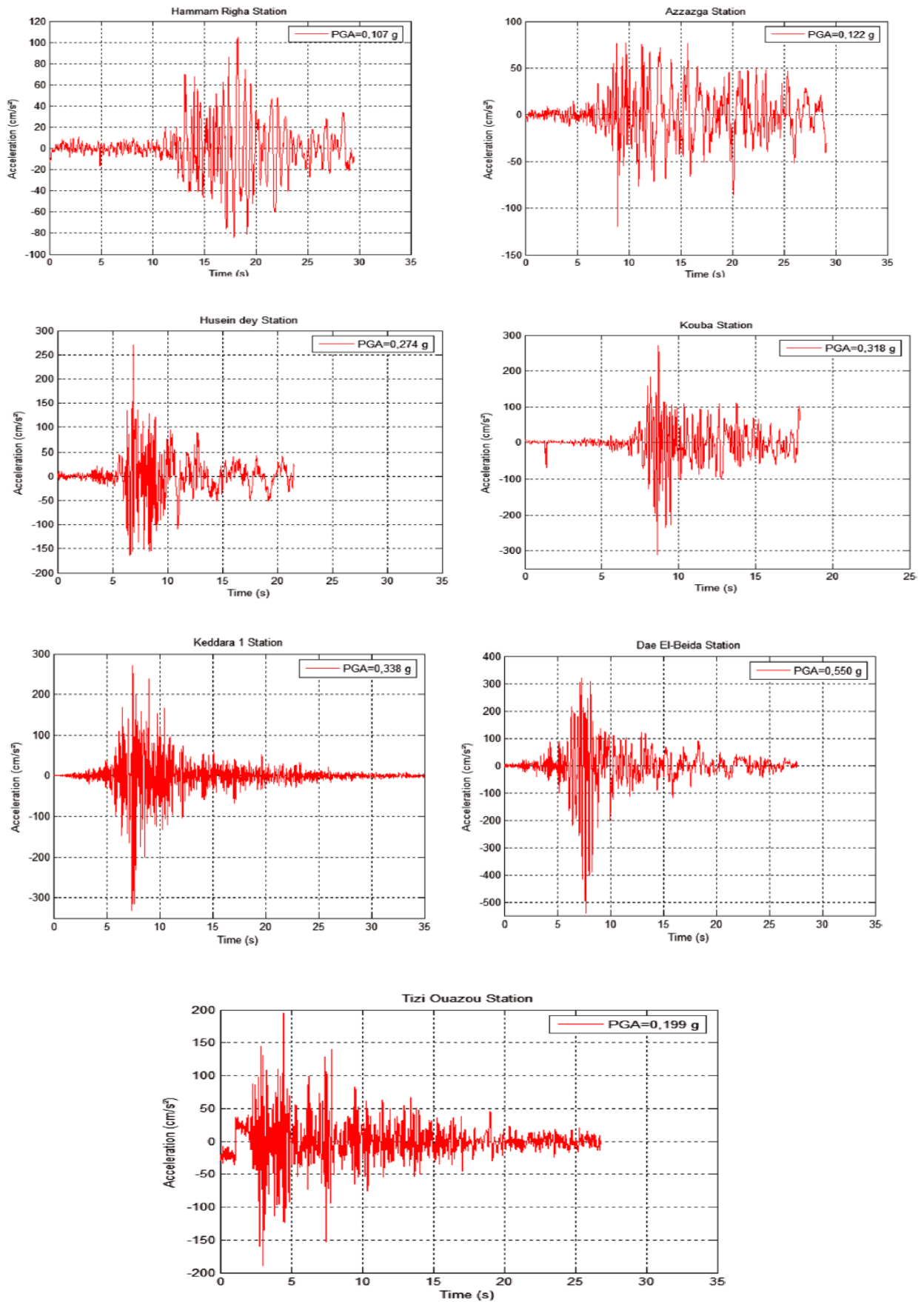
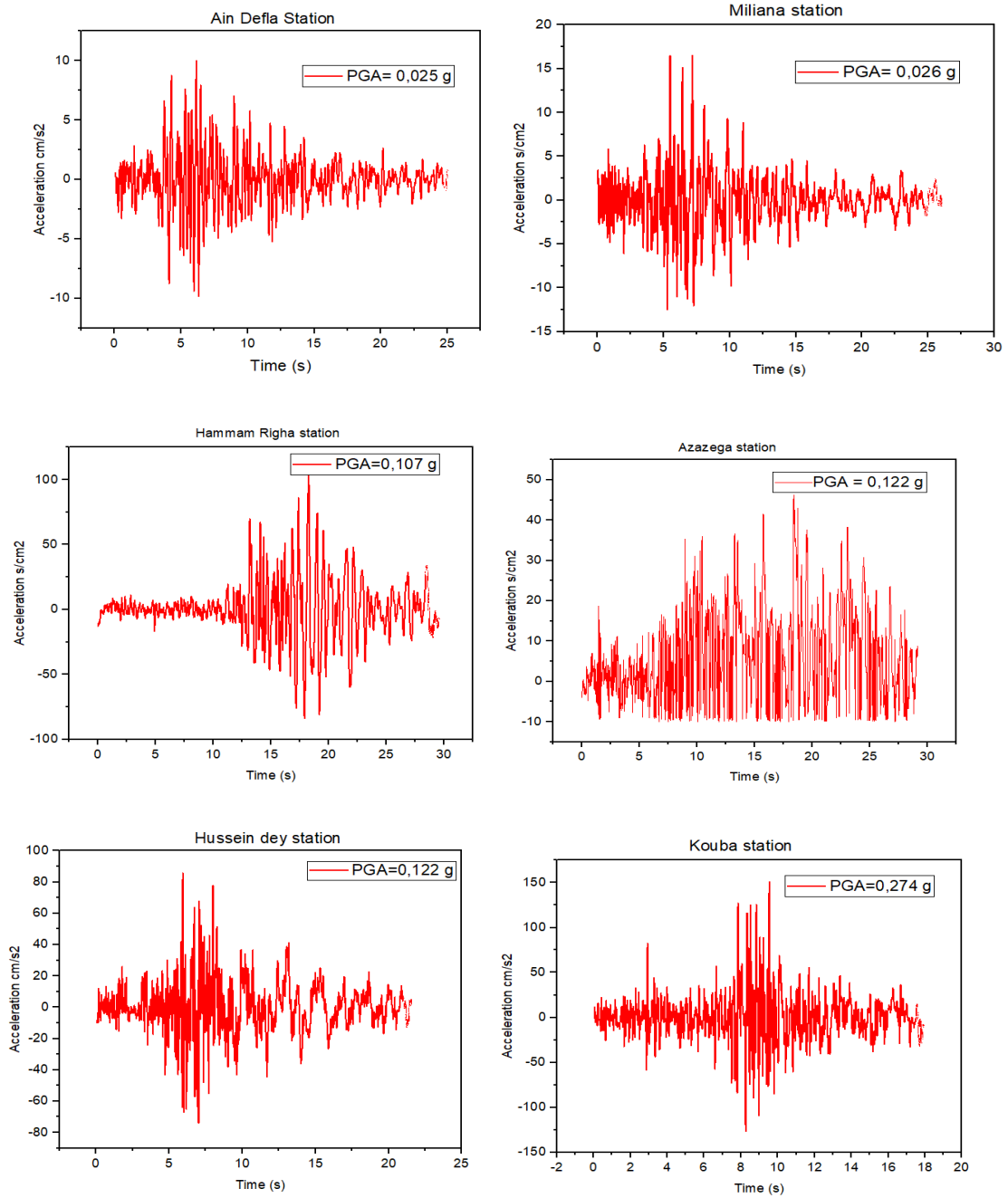


figure 4.13 : Accélerogrames utilisés (Boumerdes, 2003 composante (E–W))

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

Nous présentons dans cette partie les autres enregistrements représentant la composante verticale. Ils sont comme suit :



Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

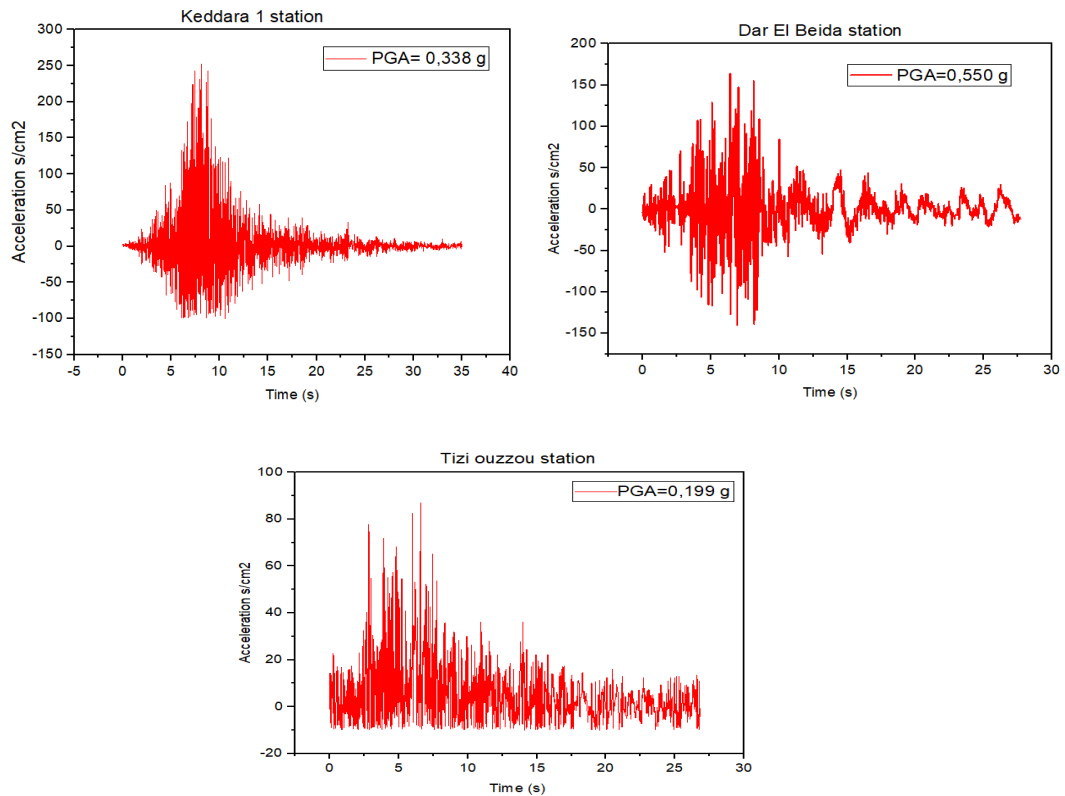
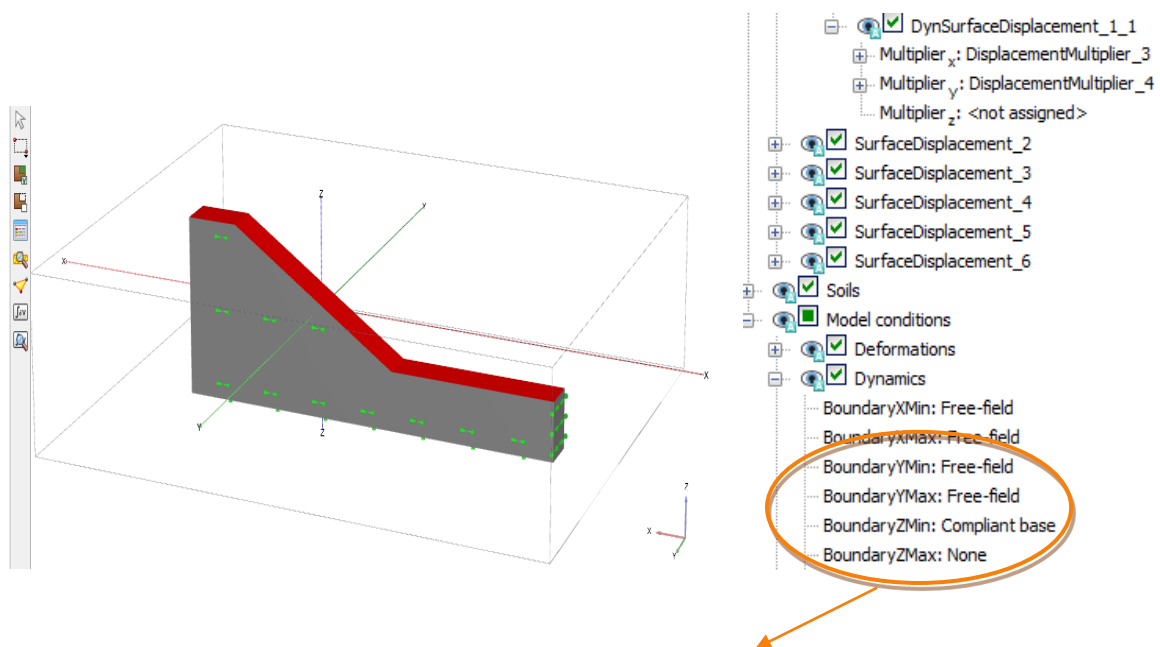


figure 4.14 : Accélerogrammes utilisés (Boumerdes 2003, composante verticale)



Introduction des conditions aux limites
d'accélerogrammes

figure 4.15 : Spécifications des conditions aux limites et celles du signal sismique

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

La figure 4.15 jointe ci-avant montre l'ensemble des détails qui ont trait à l'introduction des conditions aux frontières du modèle ainsi que l'introduction du signal sismique, selon la direction choisie. Dans notre cas, Ils sont introduits dans les deux directions X et Y.

4.4 Analyse des résultats numériques :

4.4.1 Déformée du modèle numérique:

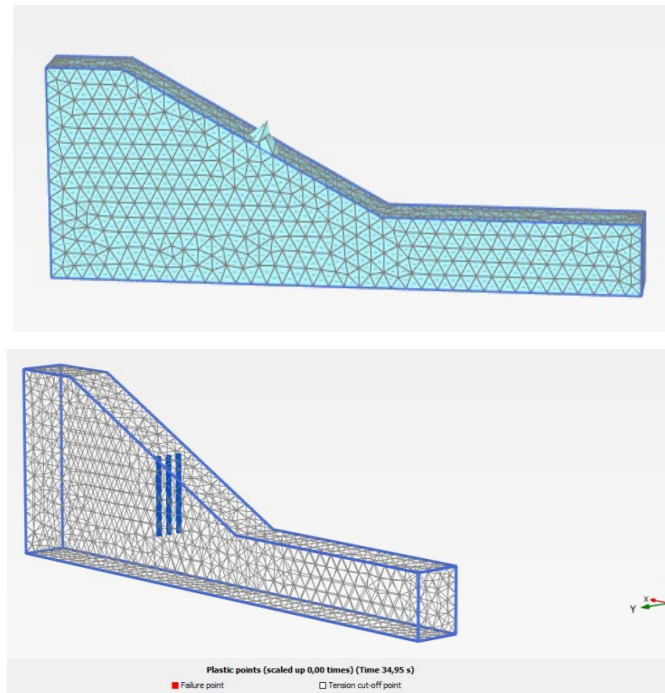


figure 4.16 : Illustration de la déformée du maillage du modèle

La figures 4.16 montre la déformée du modèle numérique après exécution, tenant compte du chargement sismique dans les deux directions soit la direction horizontale et verticale. Nous joignons ci-après l'introduction de ce type de chargement dans le logiciel.

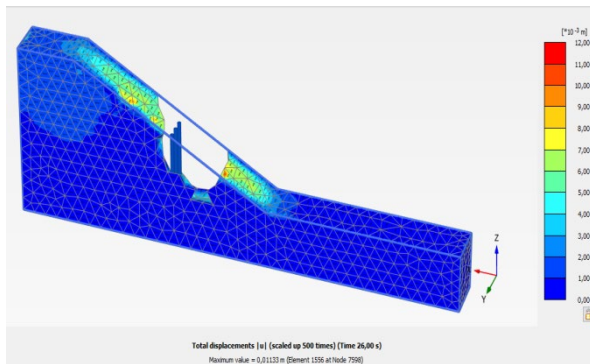
4.4.2 Evolution des déplacements totaux U :

Dans la partie suivante, nous présenterons l'évolution des déplacements totaux, selon les 09 enregistrements issus d'accélérographes du séisme de Boumerdes.

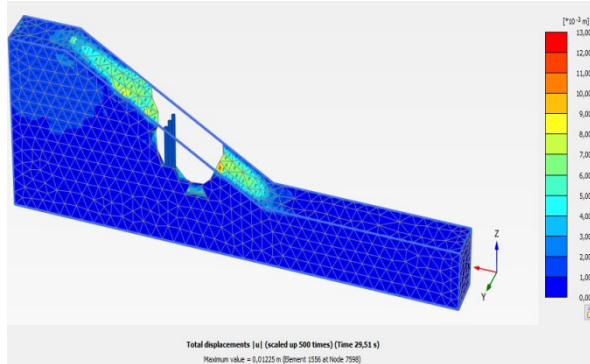
Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

L'ensemble des résultats sont présentés comme suit :

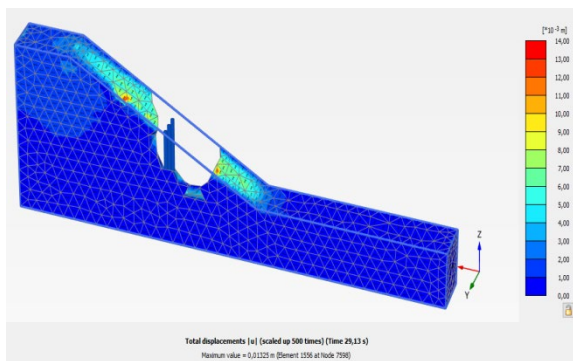
Meliana station (PGA = 0.026 g)



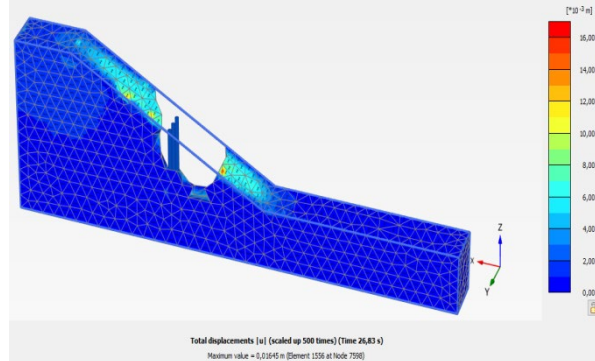
Hamman Righa station (PGA = 0.107 g)



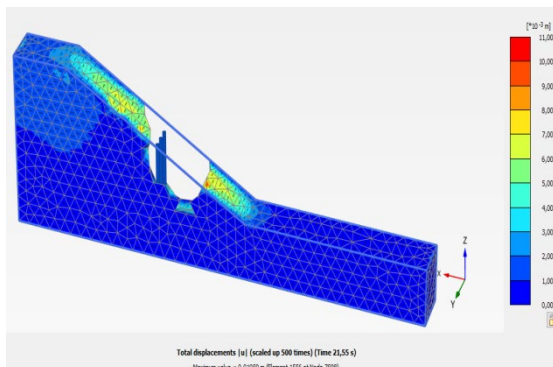
Azazega station (PGA = 0.122 g)



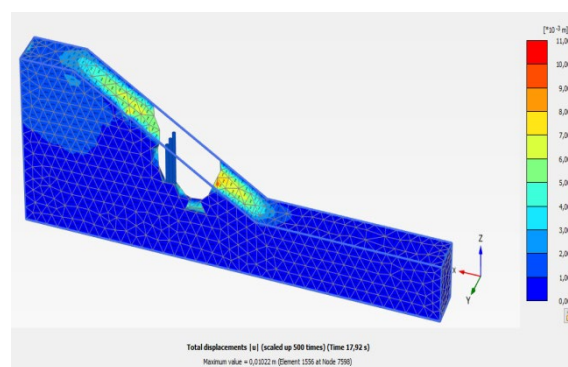
Tizi Ouzou station (PGA = 0.199 g)



Hussein Dey station (PGA = 0.274 g)

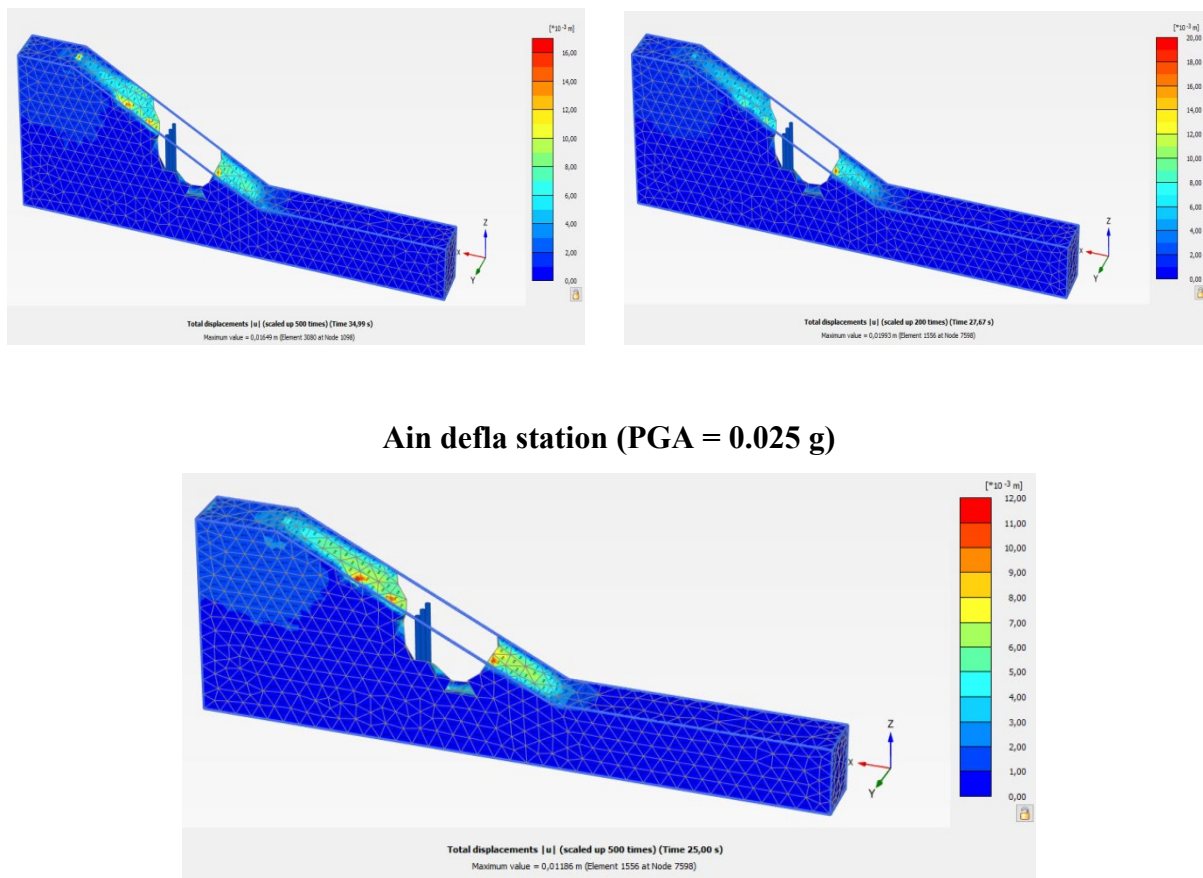


Kouba station (PGA = 0.318 g)



Keddara station 1 (PGA = 0.338 g)

Dar Beida station (PGA = 0.550 g)



Ain defla station (PGA = 0.025 g)

figure 4.17 : Evolution des déplacements totaux selon les 09 enregistrements du séisme de Boumerdes 2003

Cette figure 4.17 illustre la répartition des déplacements totaux pour chaque modèle associant chaque enregistrement d'accélérogrammes correspondant.

En termes de déplacements, les écarts retrouvés ne sont pas très significatifs entre les neuf modèles numériques, après l'introduction de la file de pieux qui a contribué dans la stabilisation de la pente, bien que les déplacements enregistrés soient localisés au droit de la pente.

Nous tenons à souligner que le plus important déplacement a été enregistré pour le modèle de Dar beida (PGA = 0.550 g) qui est de 1,99 cm suivi de celui de Keddara station 1 (PGA= 0.338 g) et qui de 1.65 cm.

Quant aux autres déplacements, ils sont légèrement inférieurs aux modèles de Keddara et de Dar Beida, supérieurs, rappelons-le, à 1cm.

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

Nous tenons à préciser, par ailleurs, que le modèle numérique a été légèrement « coupé » au droit de la pente pour montrer la répartition des déplacements par rapport à la localisation et/ou position des pieux.

Ceci, bien entendu, pour des fins instructives et pour faciliter l'interprétation des résultats et surtout l'apport des pieux, en termes de stabilité.

Le tableau 4.5 joint ci-après récapitule l'ensemble des résultats de déplacements trouvés pour chaque enregistrement.

Tableau 4.5 : récapitulatif des résultats des déplacements totaux selon les différentes stations d'accélérographes (Boumerdes ,2003)

Nom de la station d'enregistrement	PGA (Peak ground acceleration)	U tot (cm)
Meliana station	0.026 g	1,13
Hammam Righa station	0.107 g	1.22
Azazega station	0.122 g	1.32
Tizi Ouzou station	0.199 g	1.64
Hussein dey station	0.274 g	1.06
Kouba station	0.318 g	1.02
Keddara station 1	0.338 g	1.65
Dar Beida station	0.550 g	<u>1.99</u>
Ain defla station	0.025 g	1.18

4.4.3 Evolution des déplacements totaux au droit des pieux :

La figure 4.18 jointe ci-après montre la répartition des déplacements totaux au niveau du pieu de stabilisation central, faisant partie de la file de pieux introduite sur la pente.

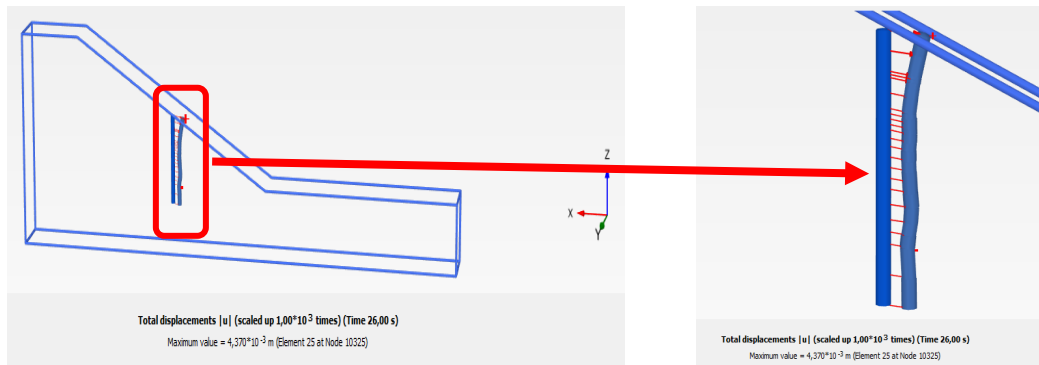


figure 4.18 : Déformation du pieu central

La figure 4.19 jointe ci-après montre l'évolution des déplacements totaux enregistrés au niveau des pieux de stabilisation. Ils sont illustrés comme suit :

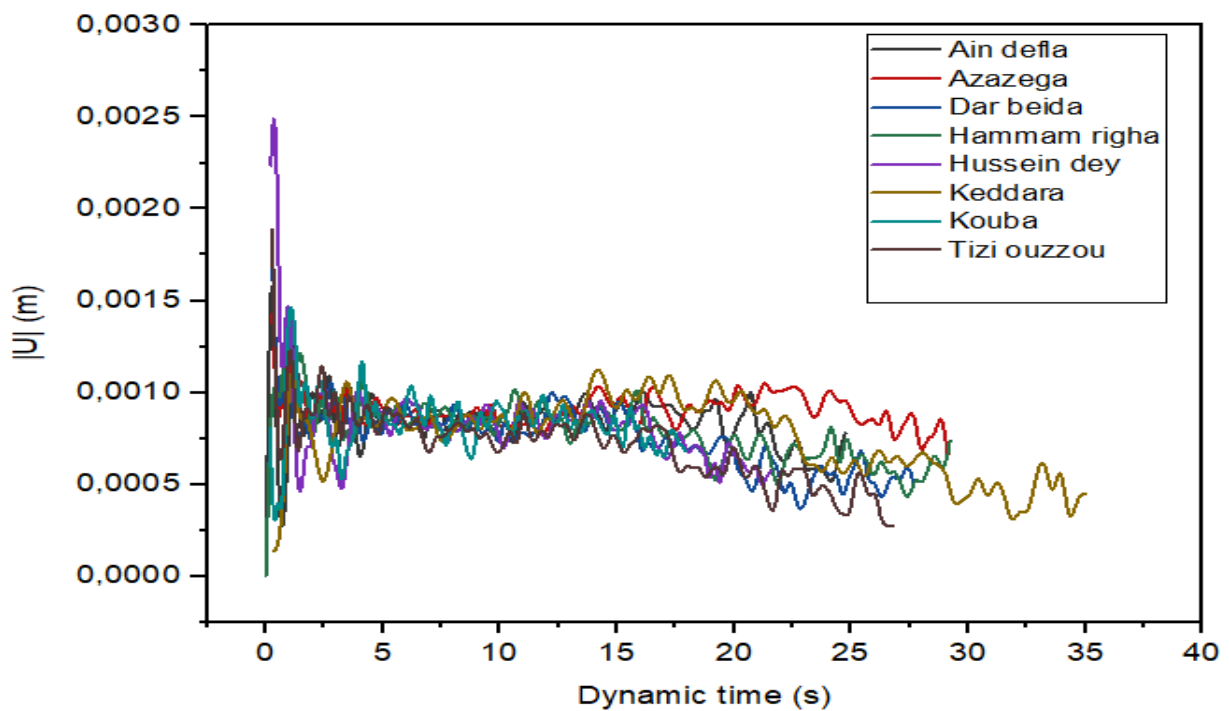


figure 4.19 : Evolution des déplacements en tête de pieux

Cette figure nous a permis de relever les remarques suivantes :

- Le déplacement maximal est atteint pour le cas de station de Hussein dey (PGA= 0.126 g) qui est de 2.5 mm, seulement.
- Les autres déplacements restent légèrement inférieurs à celui de Hussein dey, mais pas de manière très de significative.

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

- Celui de Keddara station 1 continue le déplacement de même intensité jusqu'à la fin du temps dynamique, qui est de 34,99 s (PGA= 0.338 g).
- L'intensité des déplacements enregistrées n'est pas forcément liée à la plus grande valeur de PGA (pick ground acceleration). Le cas de déplacement enregistré à Hussein dey en est la preuve.

4.4.4 Distributions des contraintes σ_{xx} :

Dans cette partie, on s'intéresse à présenter l'évolution des contraintes dans les sens xx durant toute la durée du signal sismique pour chaque enregistrement. Nous présentons, ci-après, succinctement un exemple par les 09 neuf étudiés. Il s'agit du modèle de Keddara station 1.

La distribution des contraintes est présentée sur la figure 4.20 jointe ci-après :

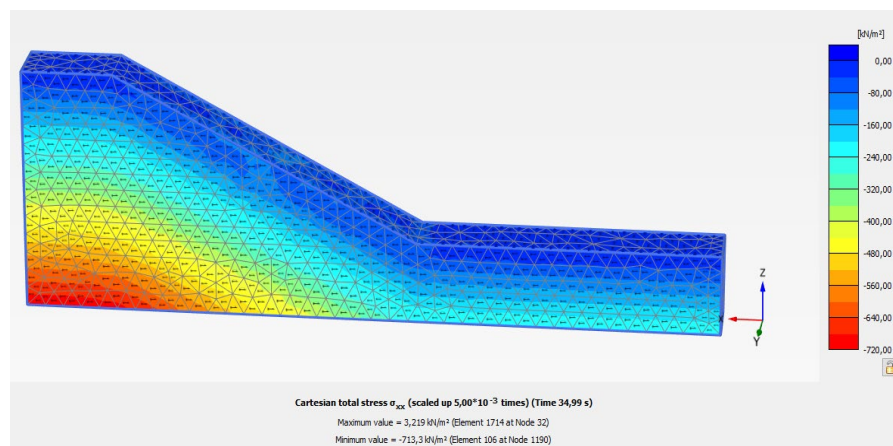


figure 4.20 : Distribution des contraintes σ_{xx} selon l'enregistrement de Keddara

Cette figure montre que l'introduction des pieux a sensiblement stabilisé la pente étudiée, ceci s'est traduit par un équilibre global important dans la distribution de contraintes, en surface. Par ailleurs, les contraintes les plus importantes sont enregistrées dans la partie inférieure du modèle numérique tel que montré dans la figure 4.21. La distribution des contraintes sur les autres modèles sont présentés eux aussi sur cette même figure, montrant des variations pas très significatives.

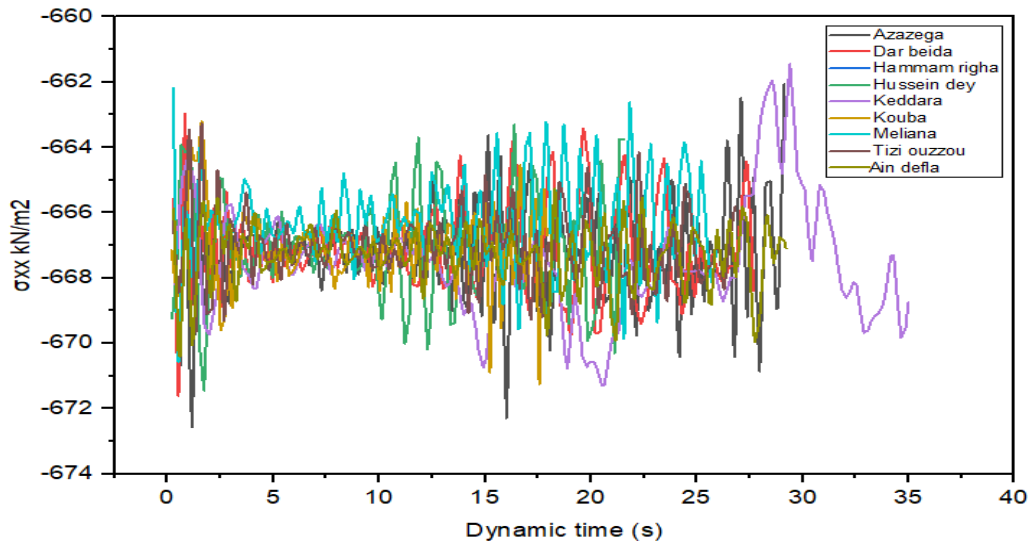


figure 4.21 : Variation des contraintes σ_{xx} selon les 09 enregistrements d'accélérographes
Séisme de Boumerdes,2003

4.4.5 Distributions des contraintes σ_{yy} :

On s'intéressera également, dans cette partie, à présenter l'évolution des contraintes dans le sens yy durant toute la durée du signal sismique pour chaque enregistrement, comme d'ailleurs étudié pour le cas des contraintes xx, ci-avant. La distribution des contraintes est présentée sur la figure 4.22 jointe ci-après :

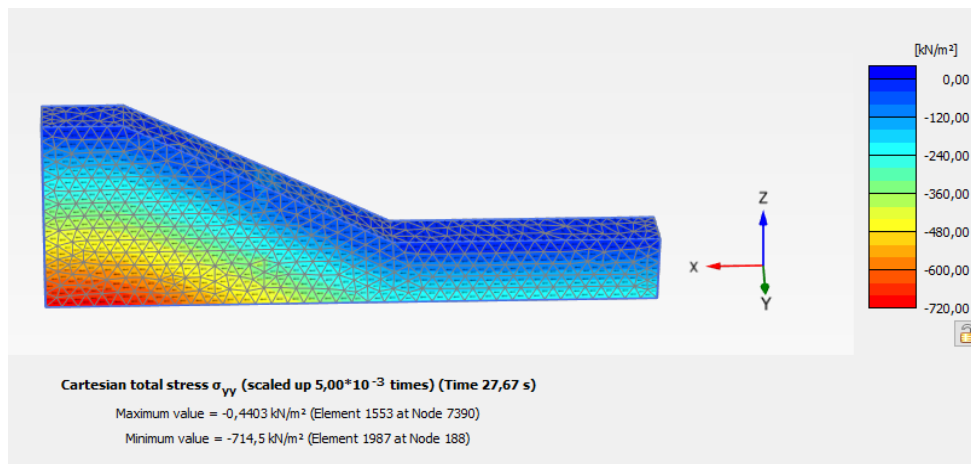


figure 4.22 : Contraintes σ_{yy} selon les différents enregistrements du séisme de
Boumerdes,2003

Cette figure 4.23 montre, elle aussi, que l'introduction des pieux a réellement stabilisé la pente étudiée et ceci s'est traduit par un sensible équilibre dans la distribution de contraintes, en surface dans le sens xx.

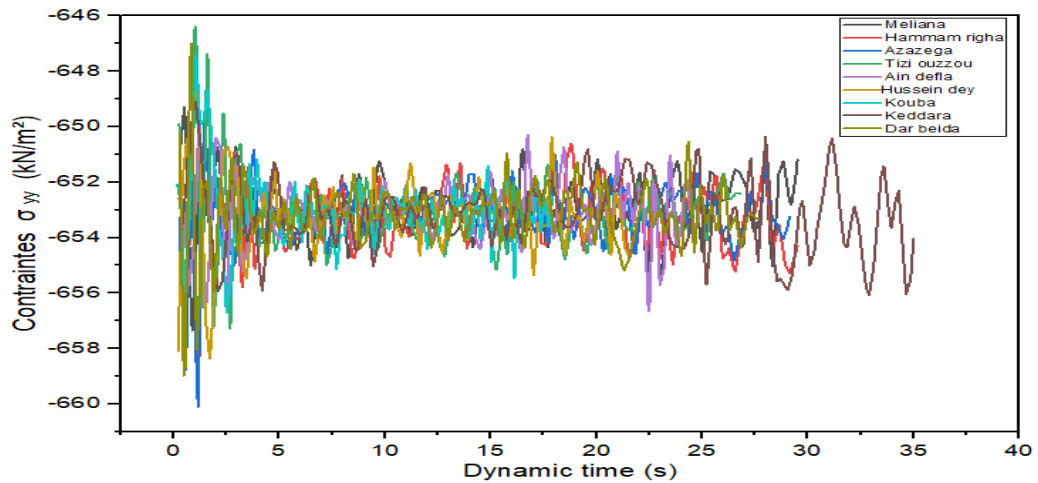


figure 4.23 : Variation des contraintes σ_{yy} selon les différents enregistrements
(Boumerdes,2003)

Bien que la distribution des contraintes n'est pas très différente pour tous les cas étudiés, elle a enregistré les plus importantes valeurs, dès le début du séisme soit de 0 à 5 s, puis elles diminuent légèrement. Comme indiqué, ci avant pour le cas des contraintes selon l'axe xx, l'introduction des pieux a réellement stabilisé la pente étudiée. Soulignons aussi que les contraintes selon le sens yy sont relativement inférieures par rapport à celles trouvées selon l'axe xx. La figure 4.23 jointe ci-avant montre toutes les spécifications évoquées.

La figure 4.24 jointe ci-après montre bien toutes l'évolution des contraintes dans le sens yy.

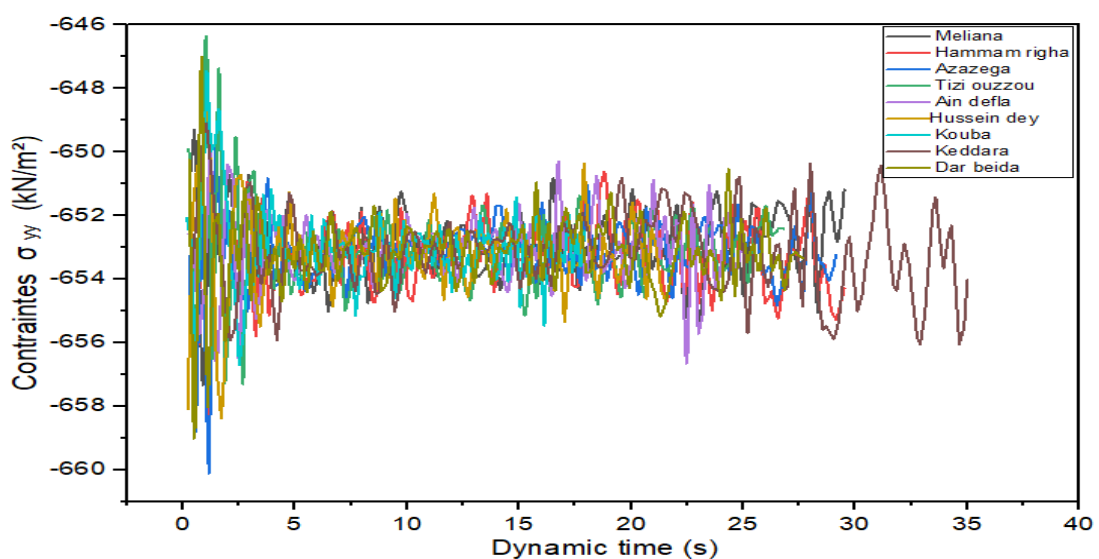


figure 4.24 : Evolution des déplacements en tête de pieux

4.4.6 Distribution des contraintes de cisaillement (Q_{12}) :

Pour mieux connaître le comportement des pieux de stabilité lors d'un séisme donné soumis aux forces dynamiques importantes, en raison de ce type de mouvements, on s'est intéressé dans cette partie à la distribution des contraintes de cisaillement qui résultent, rappelons-le, de la combinaison complexe de divers facteurs, y compris la nature du sol, la profondeur du pieu ainsi de l'intensité du signal sismique utilisé.

Pour ce faire, nous aborderons dans cette partie la distribution des contraintes de cisaillement Q_{12} le long des pieux de stabilisation étudiés dans cette thèse, utilisant bien entendu les enregistrements d'accélogrammes de Boumerdes 2003.

L'exemple de distribution de ces contraintes de Keddara a été pris comme exemple dans la figure 4.25, à titre d'illustration.

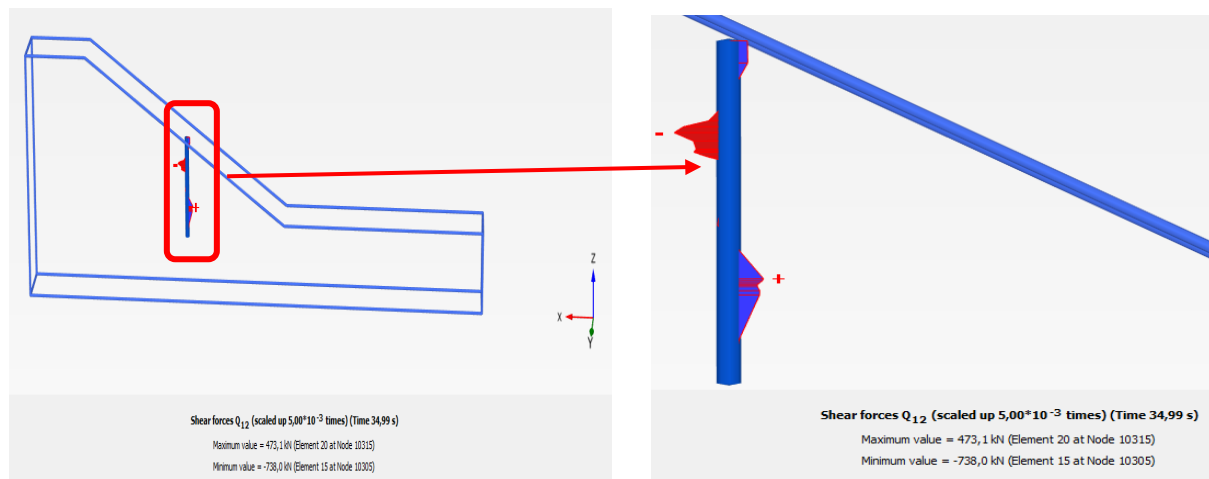


figure 4.25 : Contraintes de cisaillement le long du pieu intermédiaire

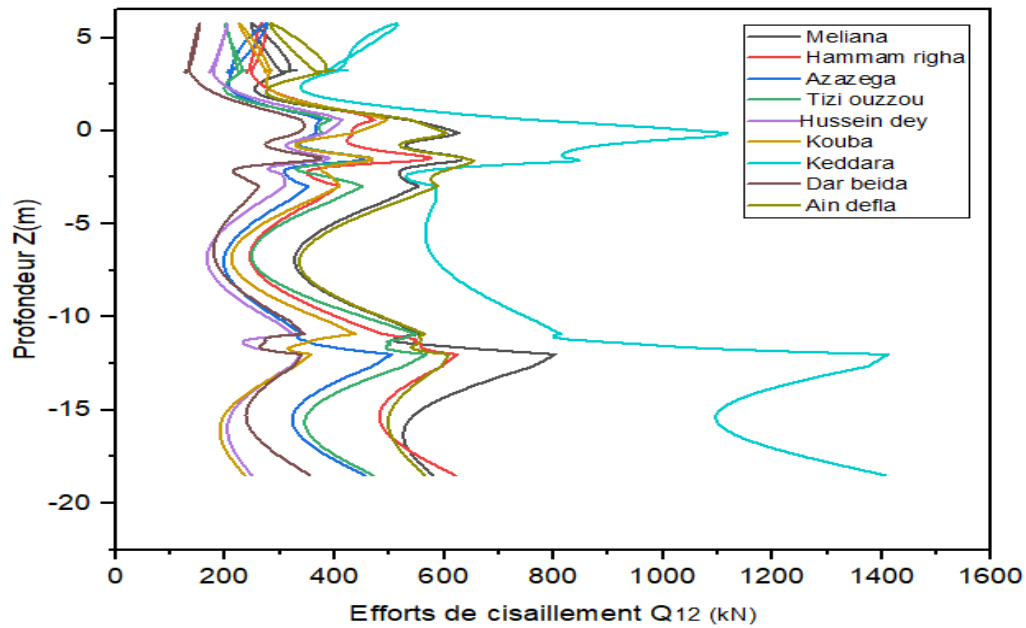


figure 4.26 : Evolution l'effort de cisaillement Q_{12}

L'analyse des résultats issus de cette figure 3.18 illustrant la distribution des contraintes de cisaillement en profondeur, nous a permis de relever les remarques suivantes :

- L'allure de distribution des contraintes est quasiment la même pour tous les cas étudiés.
- Les résultats les plus prononcés se situent incontestablement en profondeur soit à 17.50 m de longueur des pieux, environ.
- Les contraintes de cisaillement enregistrées pour le cas de Keddara (PGA=0.338 g) restent plus significatives et plus importantes par rapport aux autres cas étudiés, surtout par rapport au cas de Dar Beida (PGA=0.550 g).
- La plus grande valeur retrouvée pour le cas de Keddara est de 1400 kN soit deux fois plus importante que celle retrouvée pour le cas de Dar Beida ayant enregistré un PGA de 0.550 g. Ces résultats montrent clairement l'effet de site largement discuté par les chercheurs dans leur analyse décrivant le comportement des structures vis à vis ce séisme. En effet, une importante valeur de PGA n'induit pas forcément des efforts importants surtout ceux des contraintes de cisaillement.
- S'agissant des autres enregistrements, la variation des contraintes est relativement homogène avec des valeurs qui ne dépassent pas des valeurs de 600 kN.

4.5 Analyse sismique spectrale:

Dans cette partie, on s'intéressera à étudier la méthode spectrale sismique qui est par définition une approche très utilisée pour évaluer comment un séisme potentiel affecterait une structure ou un site spécifique en termes d'accélération, de vitesse et de déplacement.

C'est la raison pour laquelle, on a fait le choix de sélectionner 09 neuf enregistrements du séisme de référence, soit de Boumerdes en 2003.

Ensuite, on utilise ces séismes de référence pour créer un graphique montrant comment l'amplitude de l'accélération sismique varie en fonction de la période de vibration de la structure.

4.5.1 Etude des variations de la fonction PSA « Power Spectrum and amplification function »

Cette fonction PSA (Power Spectrum and amplification function) se caractérise par une représentation graphique offrant la répartition de l'énergie d'un signal en fonction de sa fréquence. Elle s'avère particulièrement utile dans divers contextes :

- **Caractérisation du contenu fréquentiel du signal** : Le spectre de réponse permet d'identifier les composantes fréquentielles présentes dans un signal en analysant la puissance à différentes fréquences. On peut ainsi repérer les fréquences dominantes, les harmoniques et les composantes de bruit.
- **Évaluation du bruit** : En quantifiant et en distinguant le bruit dans un signal, l'analyse spectrale de puissance facilite la compréhension du contenu informatif du signal et l'évaluation de la qualité des données. Le bruit se manifeste souvent sous la forme d'une distribution large et aléatoire dans le spectre de puissance.
- **Choix du taux d'échantillonnage** : Selon le théorème d'échantillonnage de Shannon, pour représenter correctement un signal continu avec des échantillons discrets, le taux d'échantillonnage doit être au moins deux fois la fréquence la plus élevée présente dans le signal. L'analyse spectrale de puissance permet de déterminer la plage de fréquences d'intérêt, ce qui facilite le choix d'un taux d'échantillonnage approprié pour capturer les informations pertinentes.
- **Conception de filtres** : Lorsque vous souhaitez filtrer ou traiter un signal, comprendre son contenu fréquentiel grâce à l'analyse spectrale de puissance peut vous aider à

concevoir des filtres ou des techniques de traitement adaptées pour cibler des plages de fréquences spécifiques.

- **Identification de composantes périodiques** : L'analyse spectrale de puissance permet de détecter les périodicités dans un signal, ce qui s'avère utile dans divers domaines, de l'astronomie (pour identifier des phénomènes célestes périodiques) au génie mécanique (pour repérer les fréquences de vibration), entre autres.
- **Classification des signaux** : Dans des applications telles que la détection de signaux l'analyse du spectre de puissance facilite la distinction entre différents types de signaux en fonction de leur contenu fréquentiel.

Pour réaliser une analyse spectrale de puissance, diverses techniques sont disponibles, comme la transformée de Fourier, qui décompose un signal en ses composantes fréquentielles, ou des méthodes plus avancées telles que la transformée de Fourier rapide (FFT).

Le spectre obtenu fournit une représentation visuelle du contenu fréquentiel du signal, souvent présenté sous forme de graphique, permettant de tirer des conclusions importantes sur la nature du signal et le bruit associé.

La figure 4.27 jointe ci-après montre la distribution de la fonction PSA pour les différents enregistrements d'accélérographes du séisme de Boumerdes.

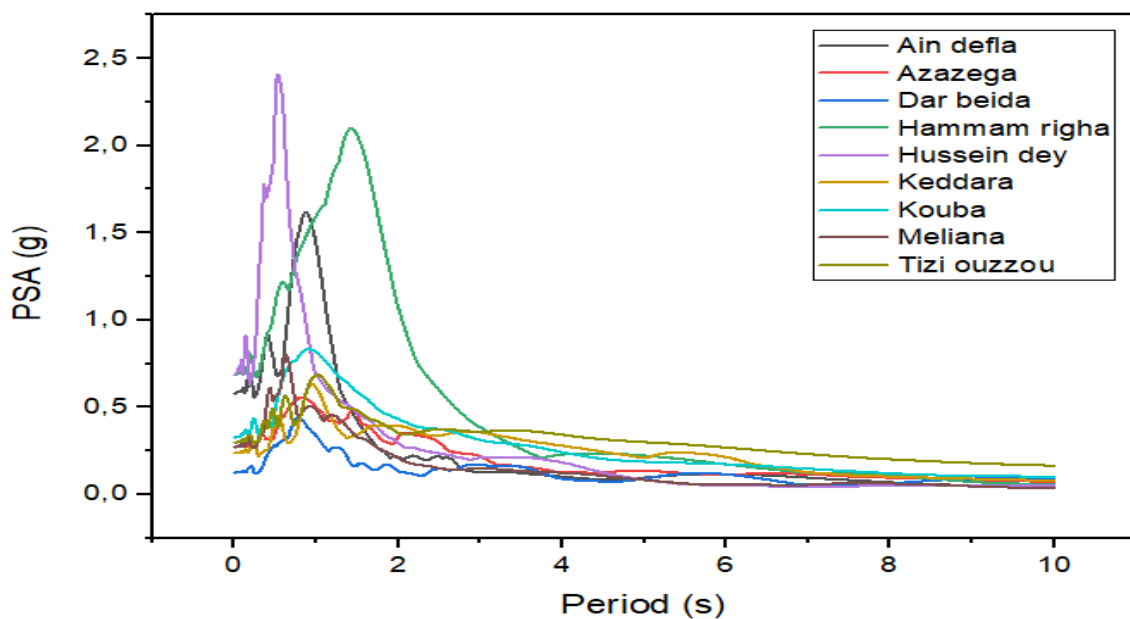


figure 4.27 : Distribution de la fonction PSA « Power Spectrum and amplification function ».

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

L'analyse de cette figure montre que les valeurs importantes de PSA ont été enregistrées pour le cas de faibles fréquences des enregistrements d'accélérographes. Rappelons que ces résultats sont issus de la combinaison des deux composantes du signal de Boumerdes soit Est-Ouest (E-O) et la composante verticale Nord sud (N-S).

A ce titre, on peut noter que le cas de Hussein dey (PGA= 0,274g) et Hammam righa (PGA= 0,107g) ont enregistrés des valeurs importantes de PSA soit 2,408 g et 2.09 g, respectivement. Les deux figures 4.28 et 4.29 présentées ci-après montrent les variations fréquentielles des enregistrements d'accélérographes utilisés pour le séisme de Boumerdes 2003, en fonction des amplitudes a_x et a_y . Elles sont illustrées comme suit :

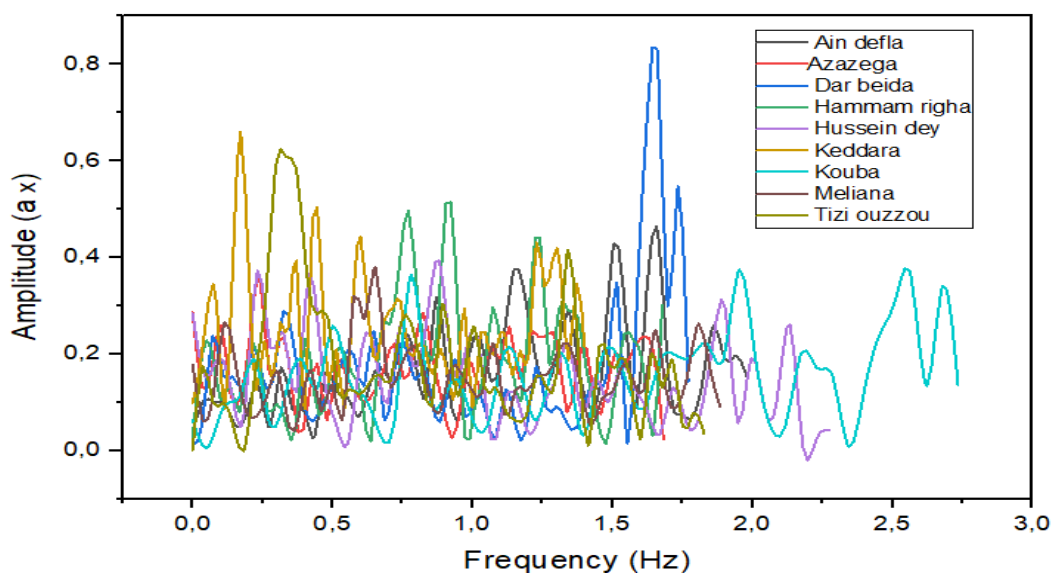


figure 4.28 : Variation du contenu fréquentiel (a_x), Boumerdes 2003

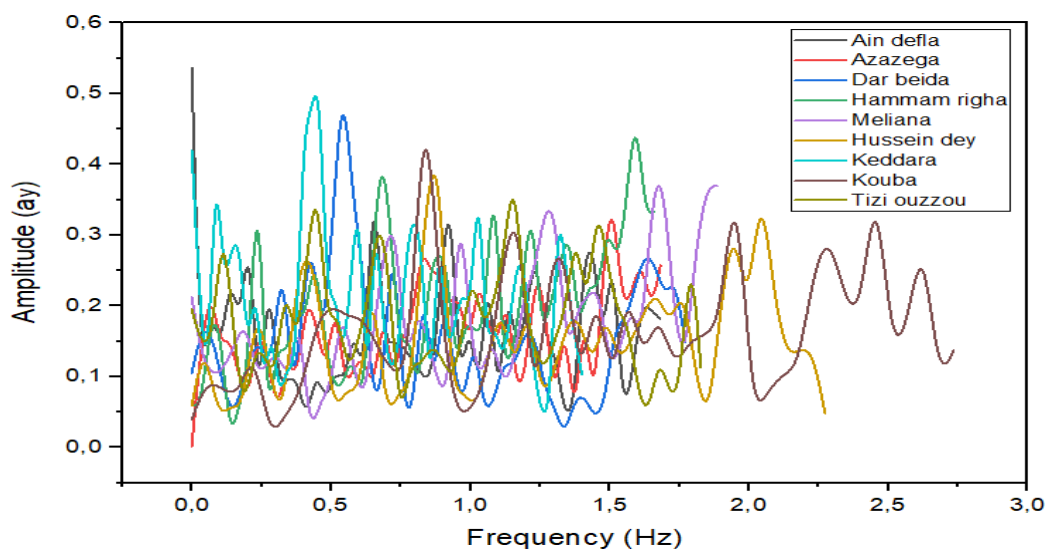


figure 4.29 : Variation du contenu fréquentiel (a_y), Boumerdes 2003

L'analyse de ces deux figures montrent ce qui suit :

- Les amplitudes enregistrées dans le sens horizontal du séisme sont plus importantes par rapport à celles du sens vertical.
- De fortes amplitudes ont été enregistrées dans le sens horizontal, sous de faibles fréquences. On peut citer, à titre d'exemple, le cas de Keddara et de Tizi Ouzou .

4.5.2 Distribution de la fonction Arias intensité (I_a) :

La fonction Arias intensity, ou appelée aussi "intensité d'Arias," permet d'estimer la quantité d'énergie sismique accumulée dans le sol à un endroit donné au cours d'un séisme.

Elle est obtenue en intégrant le carré de la vitesse du sol par rapport au temps sur la durée du séisme. La formule mathématique pour calculer l'intensité d'Arias (I_a) est la suivante :

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_d} (V(t))^2 dt \quad (4.4)$$

Où $V(t)$ est la vitesse du sol en fonction du temps, généralement mesurée en m/s.

Cette intégrale traduit l'accumulation d'énergie sismique dans le sol au fil du temps pendant le séisme. Une valeur plus élevée d'intensité d'Arias indique des séismes plus forts et potentiellement dévastateurs.

La fonction Arias intensity est largement utilisée dans le domaine de l'ingénierie sismique pour évaluer l'impact des séismes sur les structures et l'environnement d'un site donné. Cette fonction permet de mieux comprendre la nature et l'ampleur des secousses sismiques lors d'un séisme particulier, ce qui est essentiel pour la conception de structures résistants aux séismes, permettant ainsi la prévision de mesures d'atténuation des risques sismiques. Ci-après un exemple de calcul illustrant l'intensité d'Arias dans la figure 4.30 (selon la durée d'un séisme).

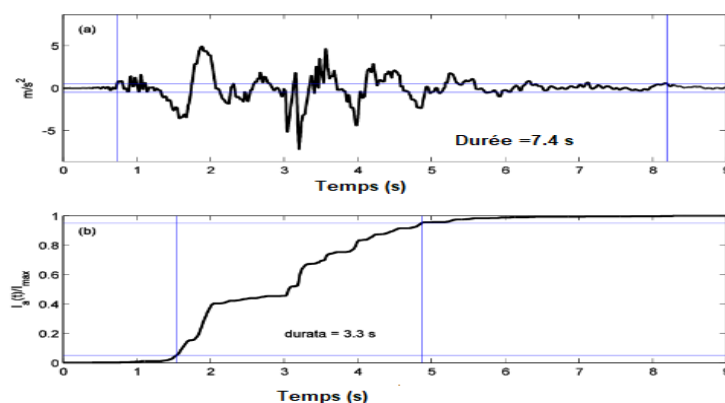


figure 4.30 : Exemple de distribution Arias intensité (I_a)

Par ailleurs, le logiciel utilisé Plaxis 3D (V20) permet la représentation de cette fonction, pour l'ensemble des enregistrements d'accélérographes utilisés à partir du séisme de Boumerdes,2003.

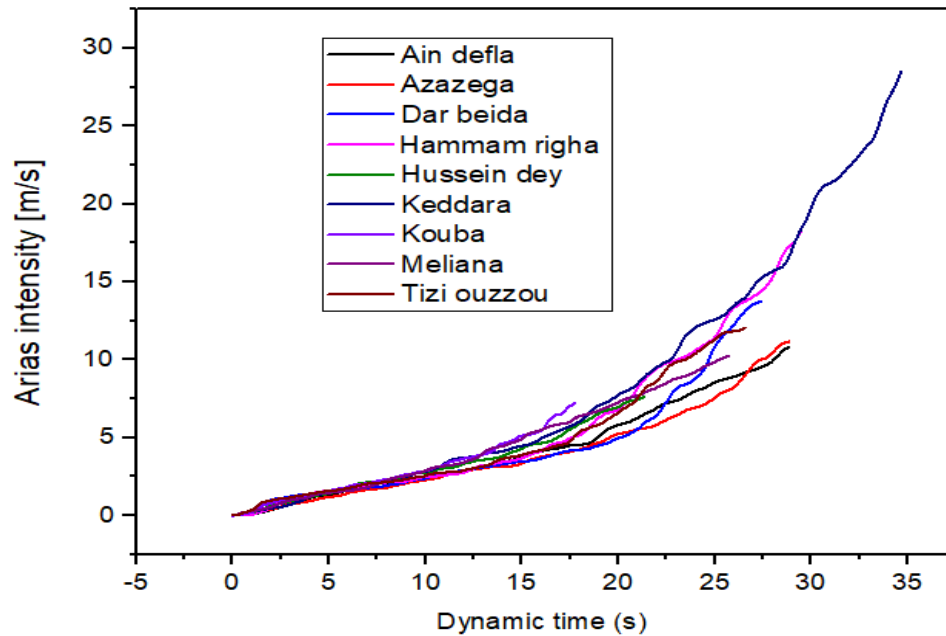


figure 4.31 : Réponse spectrale Arias intensity (I_a)

L'exploitation de la figure 4.31 jointe ci-avant montre clairement des dispersions importantes en termes de vitesse (I_a), selon les différents enregistrements utilisés. Les remarques issues de cette figure sont comme suit :

- Les valeurs de vitesse I_a sont quasiment les mêmes, jusqu'à un $t = 5$ s de la durée du signal sismique.
- Au-delà de $t = 5$ s de cette durée, des dispersions importantes des résultats commencent à apparaitre, se traduisant par des écarts importants de vitesse (I_a).
- Bien que la région de Dar Beida ait connu un PGA égal à 0.550 g, la vitesse (I_a) enregistrée est de 13,76 m/s loin de celle de Keddara (PGA=0.338 g) où une valeur de vitesse de 28.49 m/s a été enregistrée soit deux fois supérieure.
- Les autres valeurs enregistrées I_a pour les autres enregistrements d'accélérographes sont très rapprochés. On peut citer le cas de Ain defla ($I_a = 10.82$ m/s) et Azazega ($I_a = 11.16$ m/s).

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

Le tableau ci-après récapitule toutes les valeurs de la fonction Arias intensity (I_a) de chaque enregistrement.

Tableau 4.6 : les valeurs de la fonction Arias intensity (I_a)

Station d'enregistrement	PGA (Peak ground acceleration)	I_a (Arias intensity m/s)
Meliana station	0.026 g	10.26
Hamman Righa station	0.107 g	17.68
Azazega station	0.122 g	11.16
Tizi Ouzou station	0.199 g	12.04
Hussein Dey station	0.274 g	7,60
Kouba station	0.318 g	7,19
Keddara station 1	0.338 g	<u>28.49</u>
Dar Beida station	0.550 g	13,76
Ain defla station	0.025 g	10.82

4.6 Conclusion :

Ce chapitre s'est concentré sur l'analyse du comportement sismique des pieux de stabilisation de glissement. L'étude tient compte de la complexité de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique issu du séisme de Boumerdes en 2003.

Pour ce faire, neuf enregistrements d'accélérographes provenant du réseau installé en Algérie ont été soigneusement utilisés, fournissant une base solide pour évaluer la réponse sismique des pieux.

Chapitre 4 : Comportement des pieux de stabilisation sous l'effet de la variabilité spatio-temporelle du signal sismique

En ce qui concerne les déplacements relevés au cours de cette étude, l'analyse des neuf modèles numériques a révélé des écarts relativement peu significatifs. Ces résultats ont été obtenus après l'introduction de la file de pieux, soulignant ainsi l'efficacité de cette mesure de stabilisation dans la réduction des déplacements. Notons également que les déplacements enregistrés sont spécifiquement localisés au niveau de la pente étudiée, offrant ainsi des informations intéressantes sur le comportement localisé de la structure en réponse au séisme.

S'agissant des efforts internes issus de cette étude, ils sont très semblables hormis les efforts de cisaillement, qui ont montré incontestablement l'effet de site largement discuté par les chercheurs dans leur analyse décrivant le comportement des structures vis à vis ce séisme.

Une observation importante à souligner après cette étude, à savoir que l'amplitude importante du PGA ne se traduit pas nécessairement par des efforts importants, en particulier en ce qui concerne les contraintes de cisaillement. Cette nuance souligne la nécessité d'une évaluation approfondie des paramètres sismiques au-delà des mesures globales.

Par ailleurs, l'étude spectrale, combinant les deux composantes du signal sismique de Boumerdes, révèle des dispersions variées de PSA, du contenu fréquentiel et de l'intensité d'Arias (I_a) entre les différents enregistrements.

Chapitre 5 : Stabilisation d'un glissement survenu à l'autoroute Est-ouest d'Algérie

5.1 Introduction

Ce chapitre se penche en détails sur le glissement majeur qui a eu lieu sur l'autoroute Est-Ouest d'Algérie en 2014, provoquant des dommages plus ou moins importants sur la plateforme. Il analyse les circonstances entourant ce glissement et les mesures d'urgence prises pour rétablir rapidement la circulation. Le traitement proposé est examiné en profondeur, tout en notant qu'il s'agit d'une solution efficace parmi d'autres méthodes de stabilisation actuellement mises en œuvre. Des modélisations numériques sont réalisées et discutées dans ce chapitre afin d'évaluer l'efficacité du traitement mis en place.

5.2 Présentation du glissement de terrain au PK52, Tlemcen :

Un glissement de terrain majeur s'est produit le 02 mars 2014 sur un tronçon de l'autoroute Est-Ouest à proximité de la ville de Tlemcen, dans le nord-ouest de l'Algérie.

Les déformations de la plateforme ont été particulièrement significatives, avec un déplacement vertical de 3 à 4 mètres et un déplacement horizontal. En conséquence, la circulation a été complètement interrompue sur la partie gauche de la chaussée, et la section extérieure du tronçon PK52+093~PK52+200 a subi une déformation majeure, exposant la zone à des risques de glissement supplémentaires.

L'origine du glissement de terrain est attribuée à des conditions météorologiques défavorables, notamment des pluies torrentielles le jour précédent (le 1er mars 2014), qui ont provoqué des infiltrations d'eau et une élévation du niveau de la nappe phréatique dans le talus.

Cette action lubrifiante a contribué à accélérer le glissement.

Les carottages effectués ont révélé une lithologie très variable, caractérisée par une importante proportion de galets. De plus, l'ordre de destruction des sondages d'inclinomètre indique que le glissement est survenu en raison d'une force de traction de bas en haut, probablement induite par la saturation du sol par l'eau provenant de l'oued.

L'affouillement résultant de l'action des eaux de l'oued sur le bord frontal du glissement a joué un rôle clé dans le déclenchement du glissement de terrain. À noter qu'il n'y a eu aucun signe de déformation dans le trou de sondage situé du côté droit du tracé.

Face à cette situation, des mesures immédiates de sécurité, telles que la fermeture de la section de route touchée, sont nécessaires.

De plus, une étude géotechnique complète est indispensable pour évaluer la stabilité du sol, anticiper les risques futurs et concevoir des solutions de stabilisation adéquates, notamment la construction de murs de soutènement, la mise en place de systèmes de drainage pour contrôler l'eau de l'oued, et la mise en œuvre de mesures de surveillance continue de la zone en vue de détecter d'éventuelles évolutions du glissement de terrain.



figure 5.1 : Déformation du corps de chaussée au point kilométrique PK 52 (Tlemcen)



figure 5.2 : Vue générale du glissement ainsi que sa limite latérale

Les figures 5.1 et 5.2 montrent la déformation de la plateforme de l'autoroute ainsi que l'ampleur des dégâts enregistrés, lors de ce glissement qualifié de « majeur ».

5.3 Analyse des données inclinométrique :

L'analyse des données de lectures inclinométrique a montré que la surface de glissement était à 9m, 7m et 3m comme indiqué sur le tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Lectures d'inclinomètre au niveau de la zone de déformation, Bourdim et al (2017).

N° Forage	Début mesures	Fin mesures	Profondeur glissement (m)	Déplacement cumulé (mm)
S01	13-12-2013	29-12-2014	9	26.99
S02	18-12-2013	30-12-2013	7	-
S03	25-12-2103	02-03-2014	3	58.81

Les résultats des déplacements enregistrés au pied de talus du côté droit de la plate-forme, n'ont montré aucun signe de déformation significative pendant les trois (03) mois suivants le jour d'événement.

Ci-après la figure 5.3 montrant l'évolution des déplacements dans le temps :

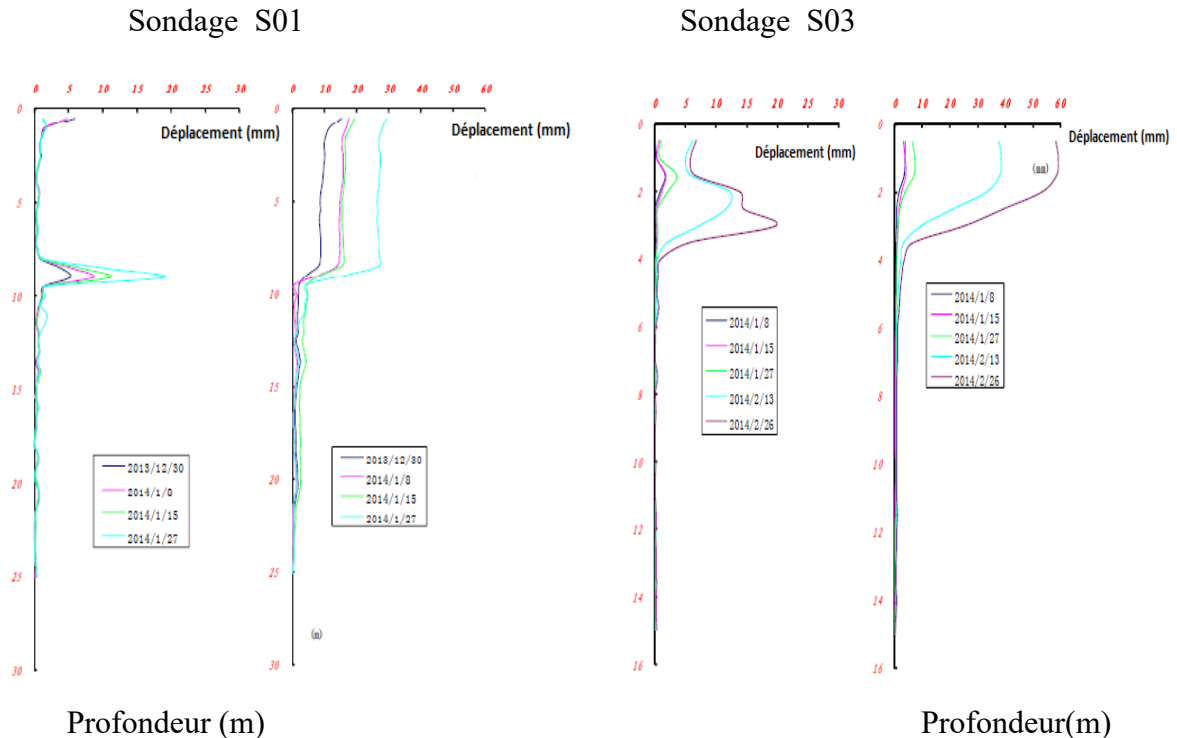


figure 5.3 : L'évolution des déplacements en fonction du temps : S01 & S03

5.4 Profil géologique et géotechnique du site :

Selon le profil géotechnique du site établi à partir de six forages totalisant 127,4 mètres de profondeur, les caractéristiques des différentes couches de sol sont les suivantes :

- **Remblai d'assise moyennement dense** : Située à la base du profil, cette couche consiste en un remblai composé de matériaux de densité moyenne. Elle est destinée à servir de base de support pour la construction.
- **Couche d'argile limoneuse** : Juste au-dessus du remblai, une couche d'argile limoneuse de teinte brunâtre à jaunâtre est présente, principalement localisée dans le talweg gauche du tracé. Cette couche est caractérisée par son homogénéité, bien qu'elle présente localement des galets et du sable. Sa plasticité varie, étant très plastique dans l'ensemble, mais moins plastique en certains endroits.
- **Couche de Grès complètement altérée** : La couche de grès complètement altérée est principalement observée en rive de l'oued, au pied du talus gauche et du talus droit. Cette couche est constituée de grès largement altéré, ce qui lui confère une faible résistance et une fragilité notable.
- **Couche de marne complètement altérée** : La couche supérieure est constituée de marne de couleur jaune verte, présentant une structure argileuse et intercalée de sable très plastique. Cette composition hétérogène résulte en une marne complètement altérée, ayant subi une dégradation significative au fil du temps.

Quant à la nappe souterraine, elle se trouve à des profondeurs variables, oscillant entre 13 et 24,5 mètres dans les différents forages. Elle semble suivre une tendance à l'écoulement dans la direction du talus, ce qui peut avoir une influence sur la stabilité du sol, particulièrement en cas d'augmentation du niveau de la nappe.

Le profil géotechnique révèle une diversité significative des types de sols présents, ce qui peut potentiellement affecter la stabilité du site. La présence d'argiles limoneuses, de grès altéré et de marne complètement altérée constitue des éléments à prendre en considération pour évaluer les risques de glissements de terrain, en particulier lorsque ces sols sont soumis à une saturation en eau. Une étude géotechnique approfondie est nécessaire pour évaluer la stabilité du site, élaborer des stratégies de stabilisation appropriées et prendre en compte les variations de la nappe souterraine afin de minimiser les risques de glissements futurs.

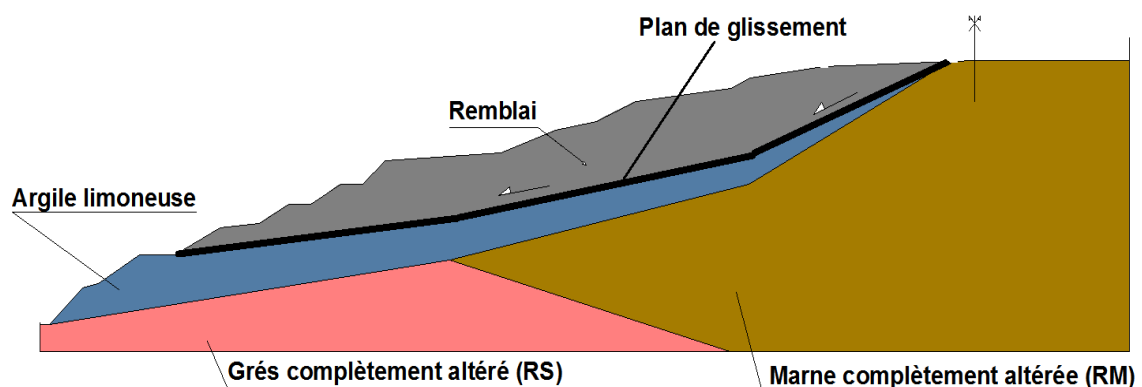


figure 5.4 : Profil géotechnique du site enregistrant le glissement.

Le tableau 5.4 reprend en détails toutes et les valeurs des propriétés géotechniques des couches de sol fournies par le laboratoire de l'entreprise réalisant le projet (Citic-Crcc).

Tableau 5.2: Paramètres géotechniques des couches de sols [Bourdim et al (2017)].

Type de sol	Erreur ! Signet non défini. Poids volumique (kN/m3)	Cohésion drainée C (kPa)	Angle de frottement phi (°)	Teneur en eau naturelle w (%)	Limite de liquidité wl (%)	Limite de plasticité wp (%)	Indice des vides e
Remblai	19.2~19.9	15	27	21.6~23.4	-	-	-
Argile limoneuse	18.2~20.8	14.7	22	20.4~28.7	53.1~58.2	21.9~27.5	0.59~0.92
Marne complètement altérée (RM)	18.3~20.5	14.7	22	13.9~24.8	26.0~57.5	14.5~23.5	0.53~0.80

Pour la couche de grés qui est complètement altérée (RS), aucune valeur n'a été fournie par le laboratoire, mais il a été mentionné qu'il s'agit d'un gré fin de mauvaises caractéristiques rocheuses et appartient à la roche assez molle. La figure 5.5 montre la nature des carottes prélevées.



figure 5.5 : Prélèvement de carottes

Nous précisons aussi que les observations faites lors du forage des pieux montrent une lithologie variée qui change très rapidement dans une surface d'envergure restreinte.

La figure 5.6 montre la variation de la teneur de galets dans deux endroits limitrophes rentrant dans le cadre de ce traitement de glissement. Il est à souligner également que ces travaux ont été réalisés avec une foreuse rotative.



figure 5.6 : Matériaux extraits lors du forage des pieux de stabilisation

La figure 5.7 montre la réalisation des pieux de stabilisation notamment l'introduction de la cage d'armatures suite à l'achèvement de l'opération de forage.



figure 5.7 : Réalisation des pieux de stabilisation au niveau de la section de glissement PK52+093~PK52+200

5.5 Modélisation numérique du glissement sous Plaxis 3D :

Le calcul statique mené sous le code de calcul Plaxis 3D a conduit à supposer que la cause principale du glissement, en plus des conditions géomorphologiques et géotechniques locales du site et la présence de la nappe, est le chargement en tête dû au trafic autoroutier.

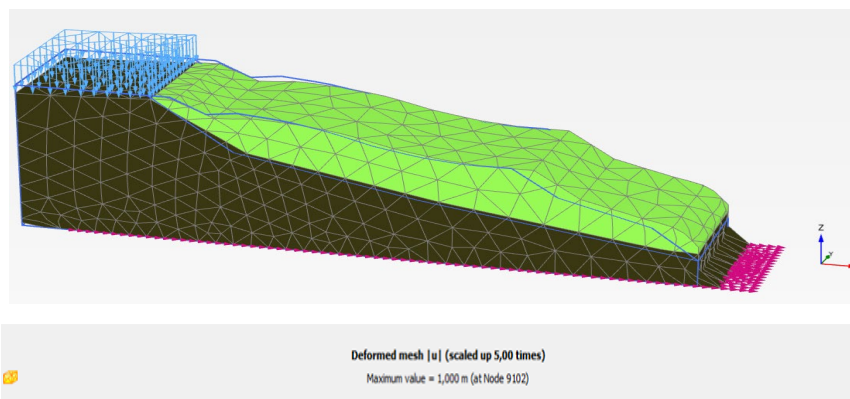


figure 5.8 : Déformation du maillage dû au poids propre du talus et au chargement en tête

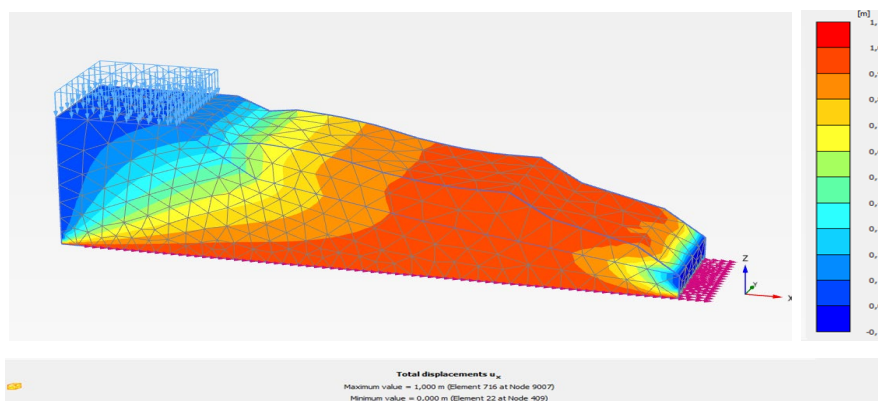


figure 5.9 : Champs de déplacements horizontaux ($U_x=1.00$ m)

5.5.1 Analyse statique :

La figure 5.10 illustre la vue en plan de la section de glissement où une solution de traitement a été retenue Kourkoulis et al (2011), Ashour et al (2012), Soomro (2018), pour garantir la sécurité des usagers de l' autoroute.

Cette solution consiste en deux étapes principales. Elle est définie comme suit :

- **Étape 1 - Travaux d'urgence :** Au milieu du tracé, au niveau du bord du glissement, 11 pieux ont été installés en une seule rangée. Ces travaux d'urgence visaient à stabiliser immédiatement la section du glissement pour assurer la sécurité des usagers de l' autoroute. Cette première étape a permis de réagir rapidement face à la situation critique.
- **Étape 2 - Stabilisation à plus grande échelle :** Pour une stabilisation à plus grande échelle de la section située entre les points kilométriques PK52+040 et PK52+220, une rangée de 61 pieux a été installée du côté gauche du tracé. Ces pieux sont reliés par une poutre en tête, formant ainsi une structure solide et résistante. Cette deuxième étape vise à renforcer la section du glissement sur une plus grande distance, assurant ainsi la sécurité à long terme de l' autoroute.

L'utilisation de pieux en combinaison avec des poutres est une technique courante pour stabiliser des zones sujettes aux glissements de terrain. Elle permet de contrebalancer les forces exercées par le glissement et d'assurer une résistance optimale pour maintenir la stabilité de la route.

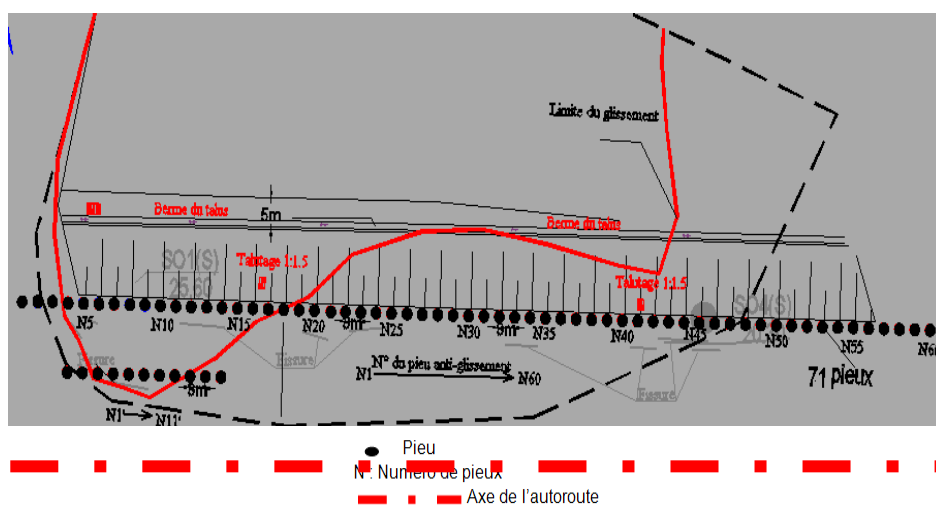


figure 5.10 : Vue en plan du traitement proposé

5.5.1.1 Cas statique sans effet de pluviométrie :

Notons que les informations détaillées, ci-après, décrivent la modélisation et les caractéristiques du traitement du glissement de terrain à l'aide du logiciel Plaxis 3D.

Les des principales données et spécifications sont comme suit :

- **Dimensions du modèle du massif :** Le modèle du massif s'étend latéralement sur 30 mètres et a une profondeur de 40 mètres.
- **Conditions aux limites :** Les déplacements verticaux et horizontaux aux frontières du modèle sont supposés nuls, ce qui signifie que le modèle est considéré comme fixe et ne peut pas se déplacer aux bords.
- **Maillage du modèle numérique :** Le système sol-pieux est discrétisé en utilisant un maillage tridimensionnel comprenant 23 010 éléments finis. Chaque élément fini est doté de 10 nœuds avec 3 degrés de liberté, ce qui donne un total de 35 295 nœuds. La taille moyenne des éléments est d'environ 2,797 mètres.
- **Modélisation des pieux :** Les pieux forés sont modélisés en utilisant une loi de comportement linéaire élastique. Les pieux ont un diamètre de 1,2 mètres et une profondeur de 15 mètres pour la première ligne de 11 pieux, et 20 mètres pour la seconde ligne de 61 pieux, espacés de 3 mètres.
- **Caractéristiques des pieux :** Le béton utilisé pour les pieux à une résistance nominale de 35 MPa et un module de Young de $E=35\,982$ MPa.
- **Poids volumique du béton :** Le poids volumique retenu pour le béton est de 25 kN/m^3
- **Modélisation du sol :** Le sol est modélisé en utilisant une loi de comportement élastoplastique de type Mohr-Coulomb, ce qui permet de prendre en compte la déformation plastique du sol sous des charges importantes.

La figure 5.11 montre cette proposition de traitement du glissement qui a fait l'objet d'une modélisation statique en déformation plane à l'aide du logiciel Plaxis 3D, dans sa version 2013.

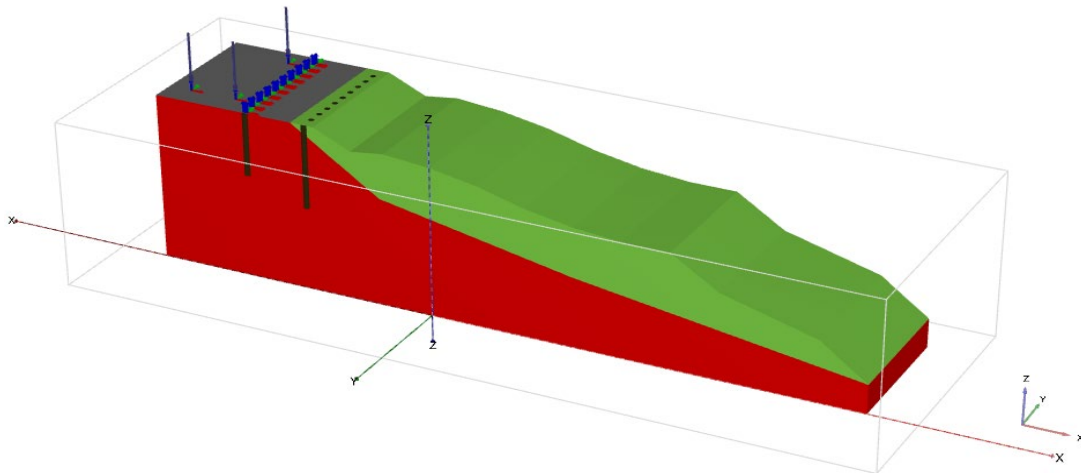


figure 5.11 : Modèle numérique après introduction des 02 files de pieux

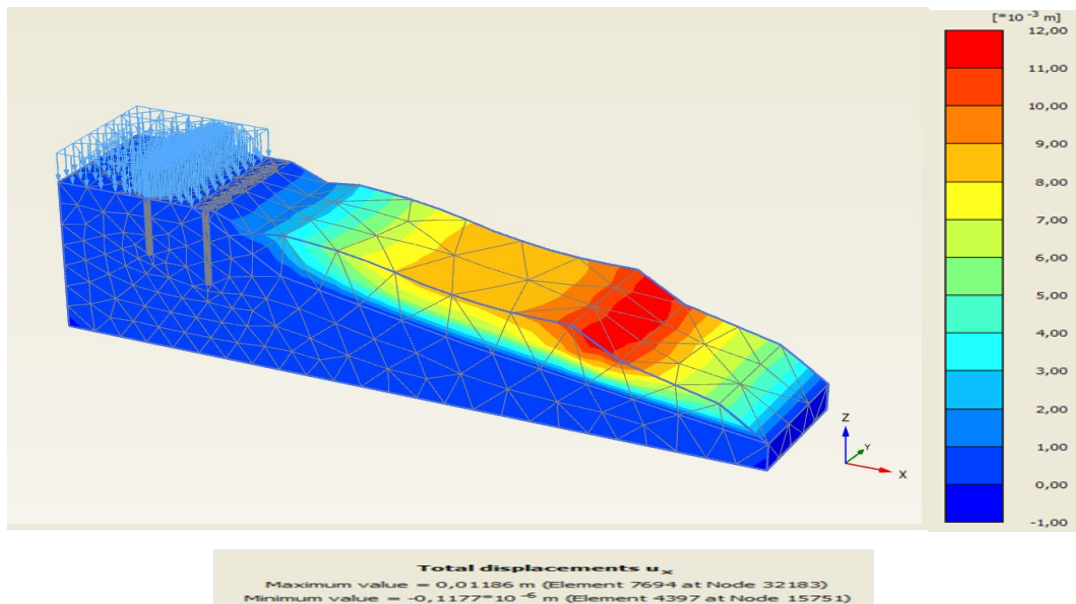


figure 5.12 : Champs de déplacements U_x

(U_x max = 1,186m, $F_s=1.75$)

L'analyse de la stabilité après la mise en place des deux rangées de pieux anti-glissement a clairement démontré une amélioration significative de la situation par rapport à la configuration initiale. Cette amélioration se traduit par une augmentation du coefficient de sécurité, confirmant ainsi la sécurité accrue de la chaussée.

La figure 5.12 illustre de manière évidente que le modèle a été effectivement stabilisé après l'introduction des deux rangées de pieux, et les déplacements sont pratiquement négligeables, généralement de l'ordre d'un centimètre (1 cm). Cette réduction significative des déplacements

indique clairement l'efficacité du traitement du glissement de terrain grâce aux pieux de confortement.

5.5.1.2 Cas statique avec effet de pluviométrie :

Quatre niveaux de précipitations ont été pris en considération, à savoir : $Q = 0 \text{ m}^3 / \text{jour}$, $Q = 0,53 \text{ m}^3 / \text{jour}$ (6,20 mm) , et $Q = 5,30 \text{ m}^3 / \text{jour}$ (62 mm) , Esteban Litvin,(2008) ,Tran The Viet and al (2015) Troncone A (2015). La dernière valeur correspond à la quantité de pluie enregistrée dans la ville de Tlemcen (Algérie) au cours du mois de janvier, totalisant 62 mm.

Il est important de noter que la zone du Pk 52, qui a été le site du glissement, couvre une superficie de 2700 m², représentant ainsi 27 % de la superficie totale prise en compte pour l'estimation des précipitations. Il convient de rappeler que 1 mm de pluie équivaut aux précipitations sur une superficie de 10 000 m², correspondant à un hectare (100 m x 100 m). Un exemple détaillé décrivant l'intégration des données de précipitations dans le logiciel de calcul est présenté dans la figure 5.13 ci-jointe.

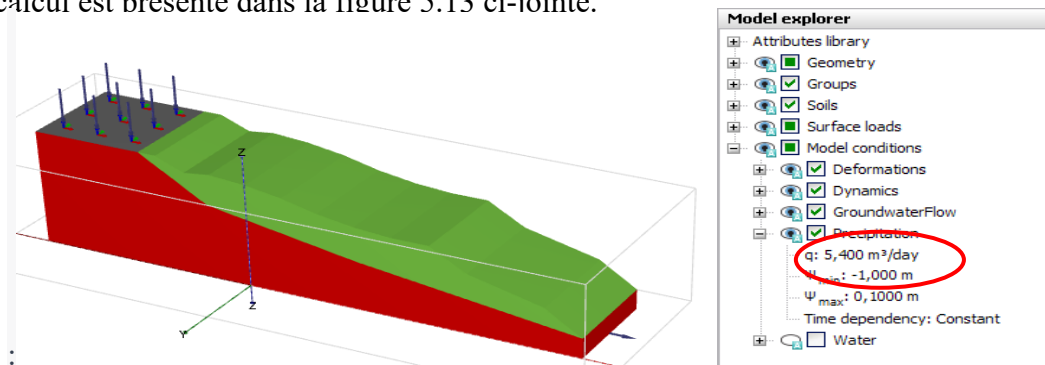


figure 5.13 : Introduction de l'effet de pluviométrie

La figure 5.14 ci-dessous montre leurs variations en fonction des étapes de calcul, en un point situé au bas de la pente.

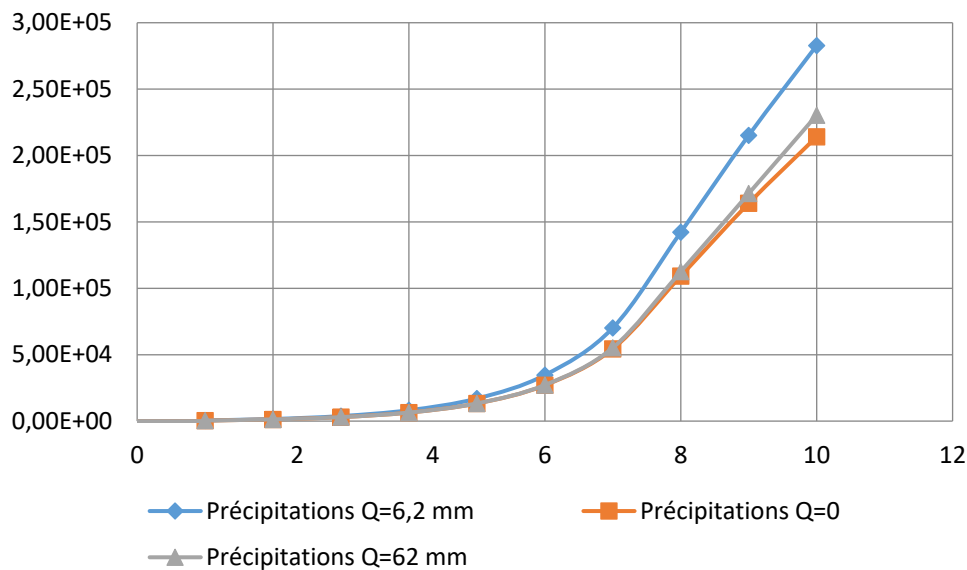


figure 5.14 : Evolution des contraintes selon les différentes valeurs de précipitations

En effet, comme le montre la figure 5.14, les précipitations ont un impact significatif sur l'évolution des contraintes sous une charge statique. On observe une augmentation de 32 % des contraintes enregistrées, passant de zéro à une précipitation de $Q = 62$ mm.

5.5.2 Analyse sismique :

Le chargement sismique appliqué dans cette section est basé sur le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003, d'une magnitude de $M_w=6.8$ sur l'échelle de Richter. Cette approche vise à évaluer la résistance du système de stabilisation du glissement face à des conditions sismiques réalistes.

Il est important de noter que ce séisme a eu des conséquences extrêmement dévastatrices, entraînant la perte de vies humaines et causant d'importants dommages matériels. Cela souligne l'importance de prendre en considération de tels événements lors de la conception et de la modélisation de projets, en particulier dans les zones à risque sismique élevé.

La modélisation dynamique en déformation plane, réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 3D dans sa version 2013, Brinkgereve R,(2003) inclut une combinaison de charges, à savoir la charge permanente, la charge d'exploitation, et le chargement sismique. Cette approche est essentielle pour évaluer la réponse du système de stabilisation du glissement en cas de séisme. La figure 5.15 illustre clairement l'application du chargement sismique.

Cela permet d'évaluer si le système de pieux de stabilisation est en mesure de résister aux forces sismiques générées par un séisme de cette magnitude. Il convient de souligner que ce type d'étude vise à évaluer les déformations, les contraintes, et les déplacements du sol et de la structure en réponse aux charges sismiques, ce qui revêt une importance cruciale pour garantir la sécurité des infrastructures et la protection des vies humaines en cas de séisme.

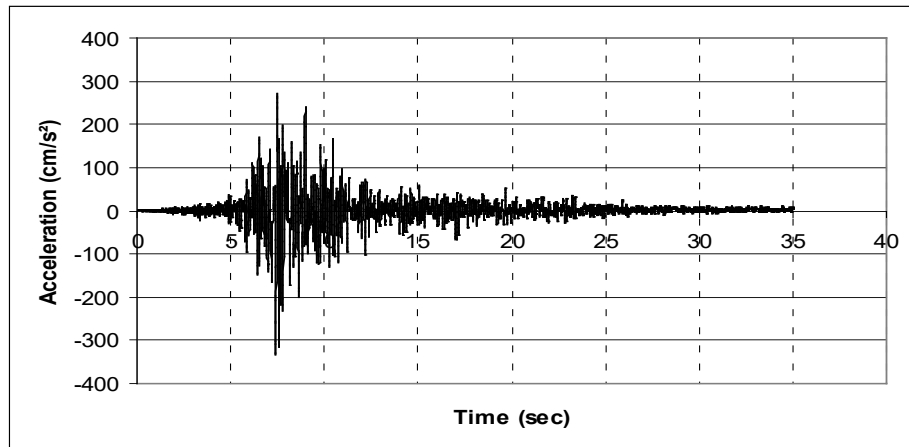


figure 5.15 : Le chargement sismique appliqué, Boumerdes 2003

La figure 5.15 présente les données d'accélération enregistrées par la station de Kaddara, qui a enregistré la plus grande Peak Ground Acceleration (PGA) parmi les stations du réseau d'accélérographes algériens. Les valeurs maximales d'accélération ont atteint 0,58g dans la direction horizontale Est-Ouest, 0,35g dans la direction Nord-Sud, et 0,22g dans la direction verticale.

Plus spécifiquement, la valeur maximale de PGA sur le site de Kaddara a atteint 0,58g à la station de Keddara 2 dans la direction Est-Ouest, tandis qu'elle s'élevait à 0,34g à la station de Keddara 1. Les données relatives à ces événements ont été obtenues à partir des enregistrements du réseau du Centre National de la Génie Sismique (CGS) d'Alger.

Il est important de noter que, bien que plusieurs simulations aient été effectuées, seule la configuration finale du modèle, à la fin du chargement sismique ($t=35$ secondes), est présentée ici. Il convient de souligner que diverses modélisations ont été réalisées en modifiant la configuration du modèle à chaque itération.

5.5.2.1 Modèle avec une seule file de pieux d'une longueur $L=15$ m :

Dans le but d'évaluer l'impact de la rangée de pieux située le long du bord du glissement (au milieu du tracé), des simulations numériques ont été entreprises dans cette section. Il est

important de rappeler que cette rangée de pieux avait été envisagée comme une solution d'urgence. La figure 5.16 illustre l'emplacement prévu de cette rangée de pieux sur la plateforme de l'autoroute. Iroozfar et al,(2017).

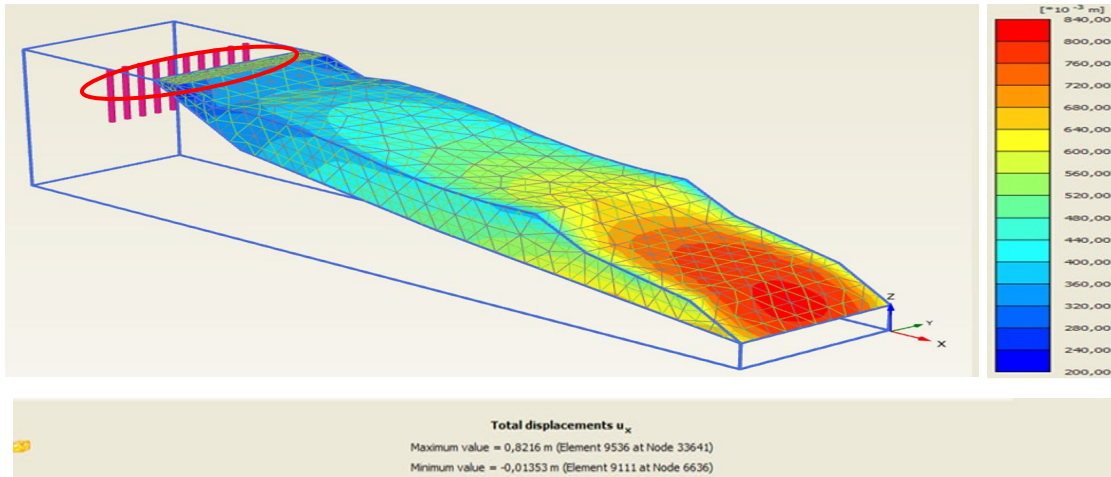


figure 5.16 : La file de pieux introduite (traitement d'urgence)

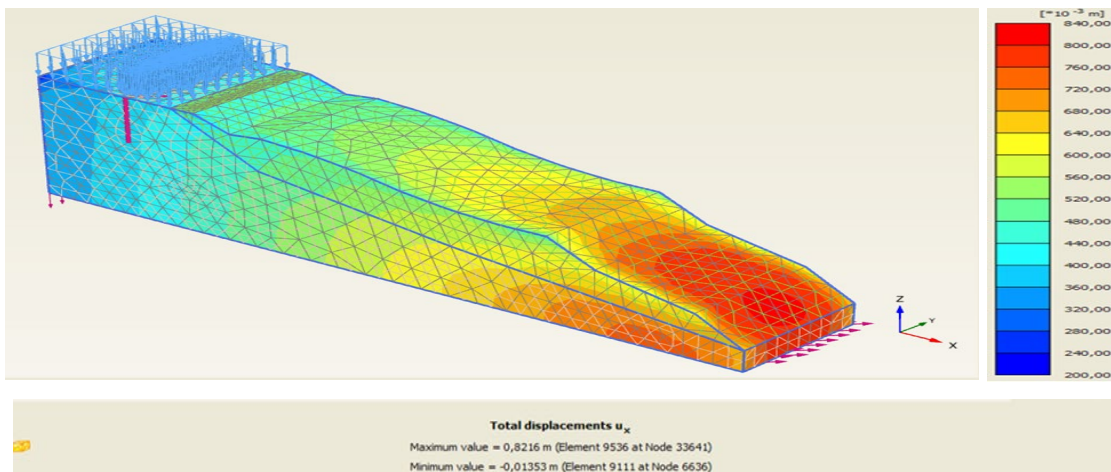


figure 5.17 : Champs de déplacements U_x

La figure 5.17 présente la distribution des déplacements résultant de l'ajout de cette rangée de pieux. Il est important de noter que cette figure révèle des déplacements significatifs, avec une distribution notoire non seulement sur la plateforme de l'autoroute, mais aussi sur la partie inférieure du talus. Le déplacement maximum atteint 0,8216 m, soit presque 1 mètre.

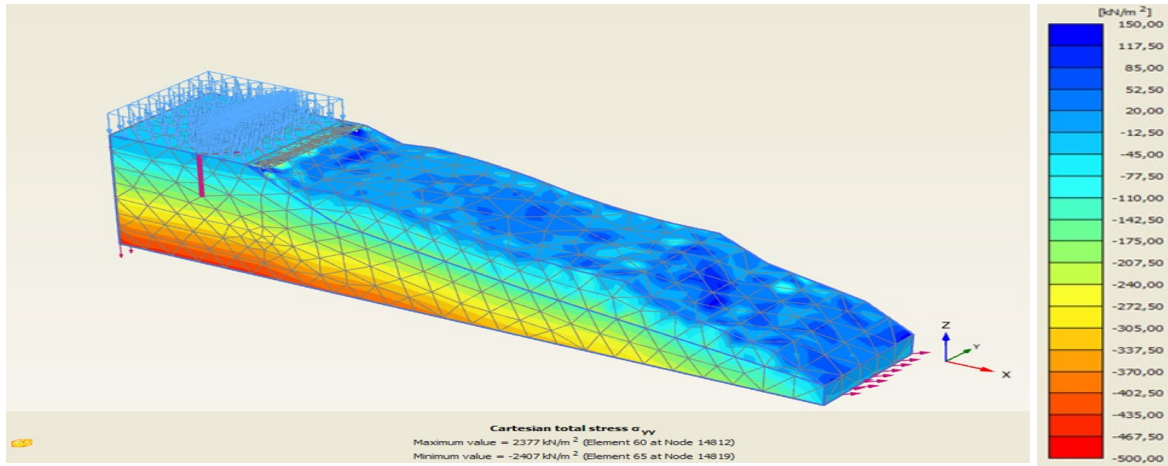


figure 5.18 : Distribution des contraintes σ_{yy}

La figure 5.18 confirme les observations précédentes, montrant une distribution significative des déplacements et des contraintes. Cela indique que l'introduction de cette rangée de pieux n'apporte qu'une contribution légère à la stabilisation de ce tronçon de l'autoroute.

5.5.2.2 Modèle avec deux files de pieux :

Cette analyse de la stabilité du glissement est faite, après l'introduction des deux rangées de pieux anti-glissement soumis à un chargement dynamique. Huayang Lei (2015).

Les figures 5.19 et 5.20 ci-après présentées, montrent la déformée du modèle ainsi que la représentation du système de pieux.

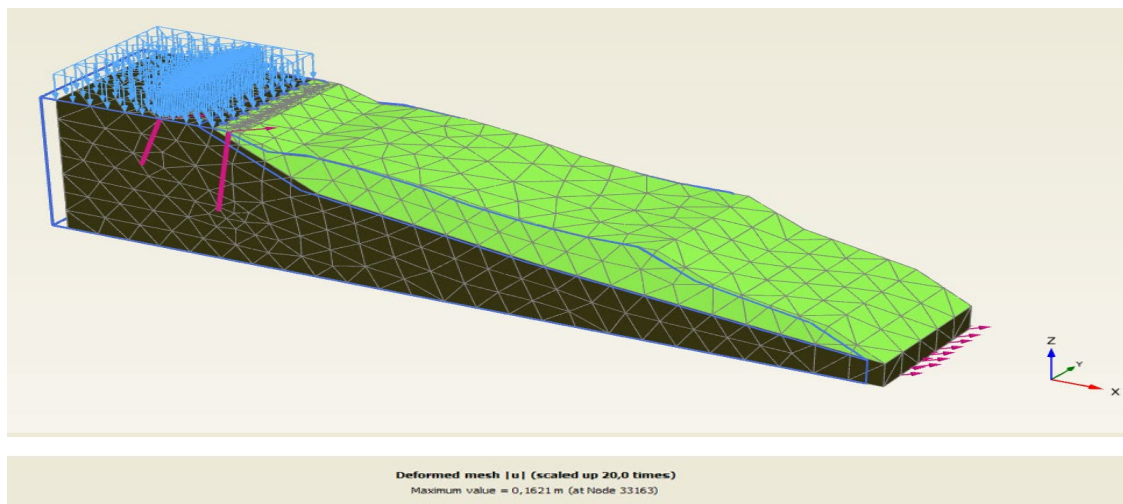


figure 5.19 : Déformée du modèle avec le système de pieux

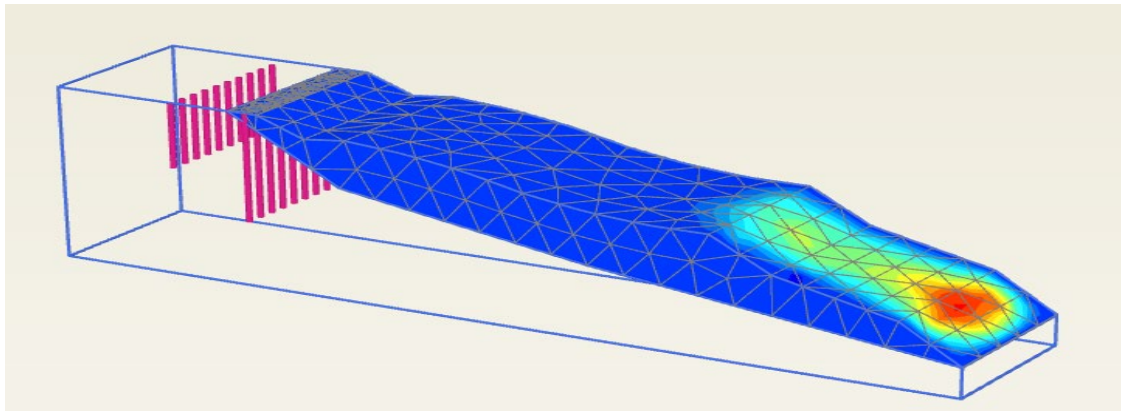


figure 5.20 : Représentation du modèle avec le système de pieux

L'analyse dynamique de ce modèle met en évidence que c'est la deuxième rangée de pieux, d'une longueur de $L=20.00$ m, qui contribue de manière significative à la stabilisation du glissement.

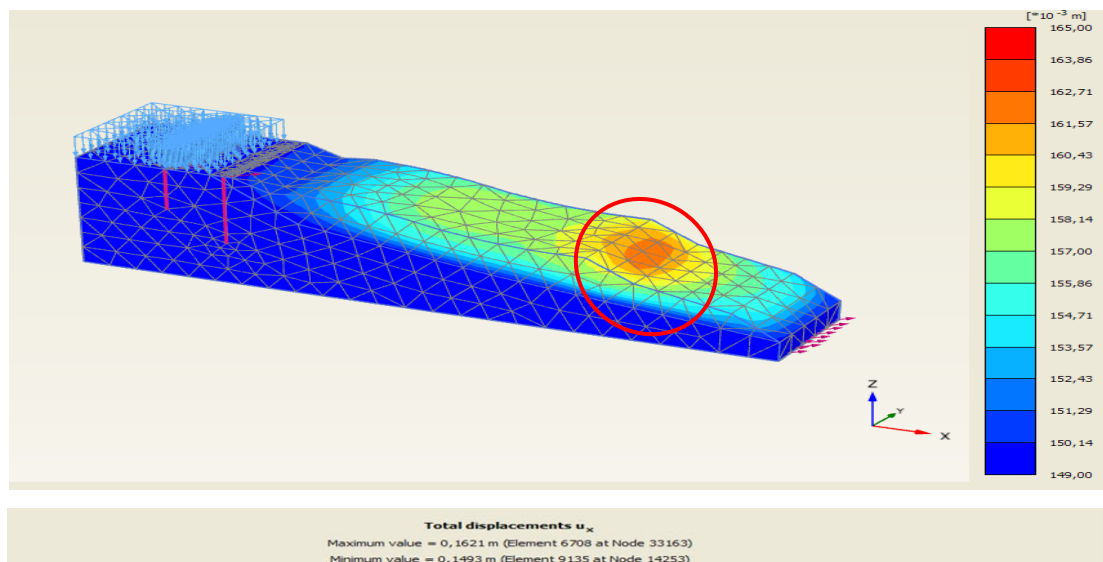


figure 5.21 : Champs de déplacements U_x

Cette amélioration s'est traduite par une réduction significative des déplacements, principalement au niveau de la section circulaire de l'autoroute.

La valeur maximale des déplacements, qui atteint 16,21 cm, a été enregistrée dans la partie inférieure du modèle, comme illustré dans la figure 5.21.

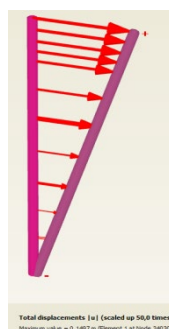


figure 5.22 : Distribution des déplacements sur le long du pieu de stabilisation

La figure 5.22 indique que le déplacement maximal se trouve à la tête du pieu, mesurant 0,1497 m, et s'annule en profondeur.

5.5.3 Modèle numérique avec enrochements en pieds de talus :

Bien que les enrochements n'aient pas été effectivement mis en place, cette modélisation a été entreprise afin d'évaluer son impact sur le comportement général du modèle. La nouvelle configuration du modèle est illustrée dans la figure 5.23.

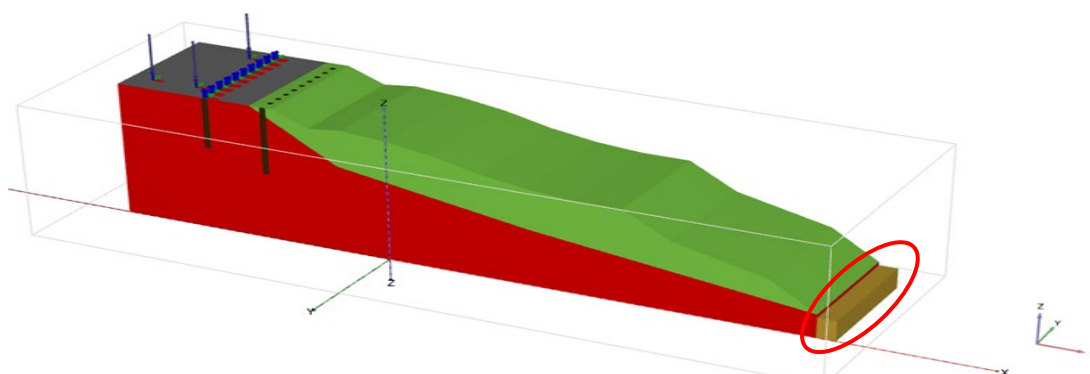


figure 5.23 : Modèle numérique après introduction enrochements en pieds de talus

La figure 5.24 ci-dessous illustre que les déplacements sont pratiquement nuls après l'introduction des enrochements agissant comme butée.

Cela démontre clairement que le talus est bien plus stable par rapport à la configuration initiale et à celle avec deux rangées de pieux. Il est important de noter qu'un coefficient de sécurité de $F_s=1.767$ a été atteint.

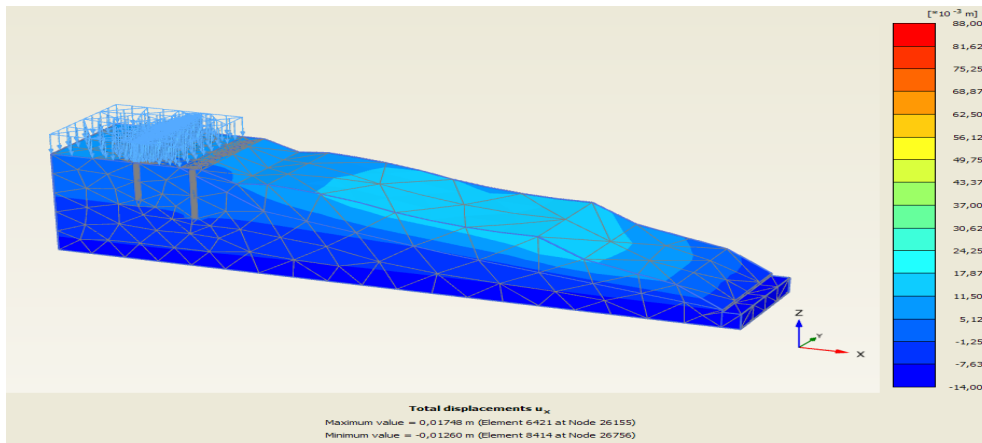


figure 5.24 : Champ des déplacements

($U_x=1,75$ cm, $F_s=1.767$)

La figure 5.25 ci-après montre une diminution significative des contraintes, suite à cette nouvelle configuration du modèle.

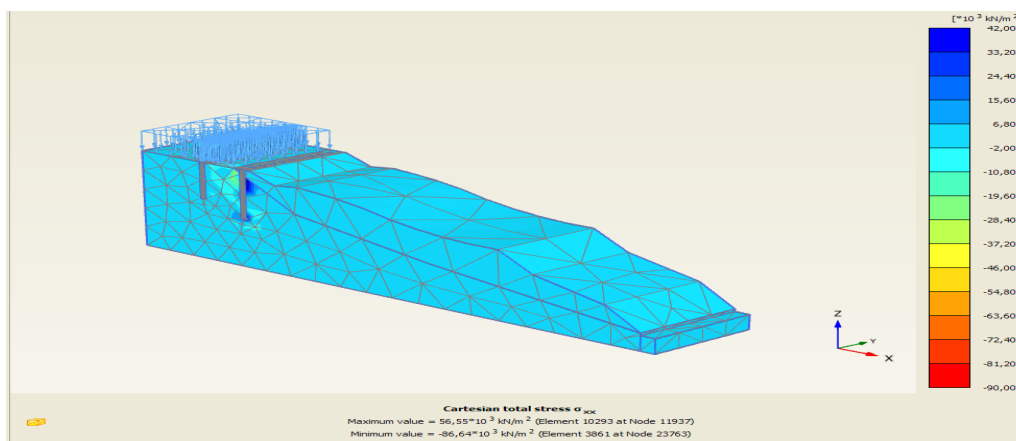


figure 5.25 : Distribution des contraintes σ_{xx}

5.6 Discussion des résultats :

5.6.1 Sous chargement statique :

La figure 5.26 montre l'évolution des déplacements sous l'effet du chargement statique provenant de la charge d'exploitation de l'autoroute.

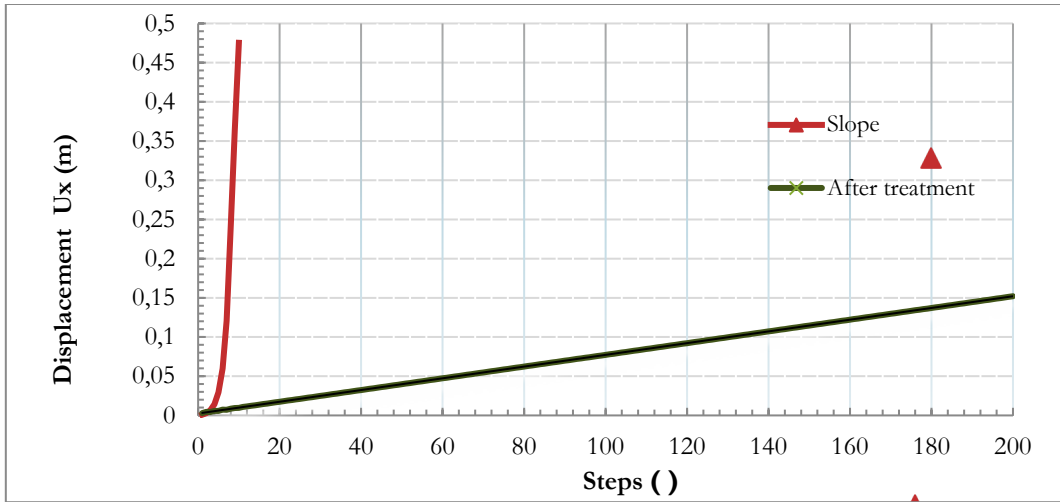


figure 5.26 : Evolution des déplacements U_x dans un point A en bas de talus

Il est à souligner que ces déplacements sont quasiment nuls après l'introduction des deux files de pieux, où ils étaient d'un (01) m au moment où le glissement s'est produit.

La figure 5.27 montre l'évolution des contraintes pour les deux configurations du modèle soit avant et après le traitement du glissement.

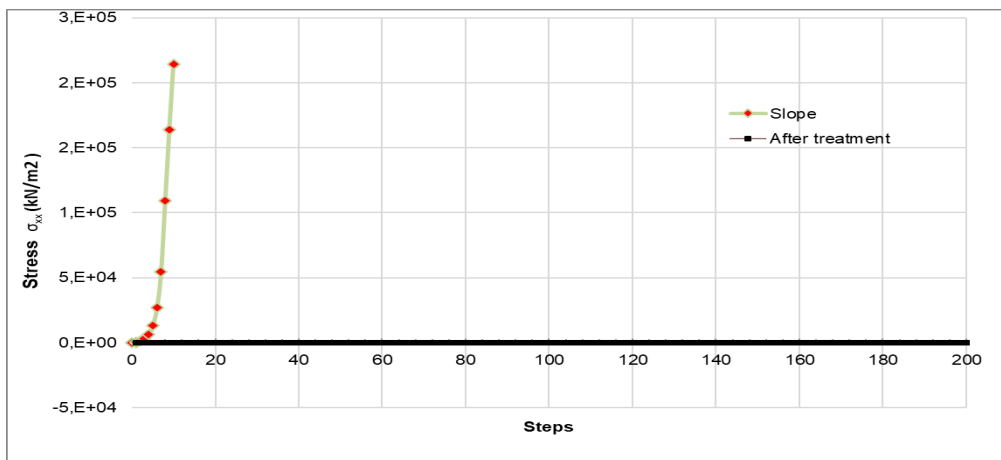


figure 5.27 : Evolution des contraintes σ_{xx} dans un point A en bas de talus

Cette figure montre clairement la diminution des contraintes sous l'effet des deux files de pieux.

Le tableau 5.3 ci-après joint récapitule les résultats trouvés en termes déplacements, contraintes et coefficients de sécurité selon les différentes configurations du modèle numérique.

Tableau 5.3 : Récapitulatif des résultats de modélisation

Differentes configurations	Déplacements U_x (cm)	Contrainte σ_{xx} (kN/m ²)	Coefficient de sécurité F_s
Avant traitement	100.00	2.10 e+5	< 1.00
Une rangée de pieux (cas sismique)	82.16	/	1.00
02 rangées de pieux (cas sismique)	16.21	0	1.20
02 rangées de pieux (cas statique)	1.186	/	1.75

5.6.2 Cas sismique avec effet de pluviométrie :

Les deux figures jointes ci-après 5.28 et 5.29 montrent l'effet de pluviométrie sous une charge sismique de courte durée.

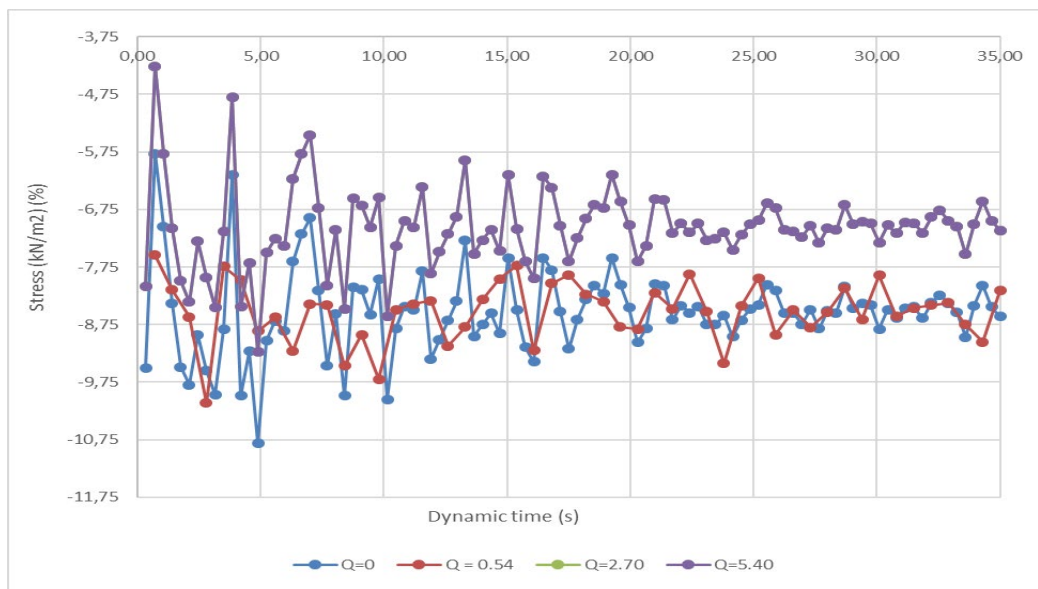


figure 5.28 : Evolution des contraintes σ_{xx} dans un point en tête (1ere rangée de pieux).

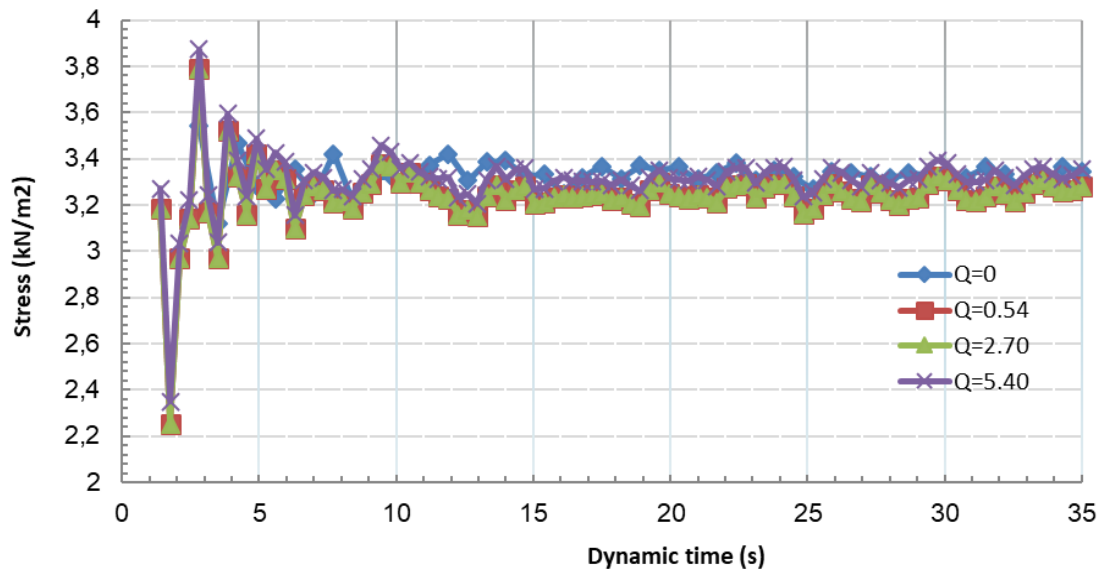


figure 5.29 : L'évolution des contraintes σ_{xx} dans un point en tête
(2eme rangée de pieux).

L'évolution des contraintes, sous l'effet de la variation des précipitations n'est pas très significative, ce qui a entraîné des courbes très rapprochées.

Table 5.4 : récapitulatif des résultats des différentes simulations numériques
Selon les différentes valeurs de précipitations.

Pluviométrie (m3/jour)	File de pieux	Moment (kN.m)	Contrainte (kN/m)
Q = 0	Première rangée	610.96	-168.98
	Seconde rangée	133.51	300.47
Q = 2.65	Première rangée	610.13	-169.17
	Seconde rangée	133.48	299.90
Q = 4.05	Première rangée	576.56	-172.14
	Seconde rangée	129.29	283.48

Q =5.40	Première rangée	576.56	-163.68
	Seconde rangée	129.29	283.48

Le tableau 5.4 montre clairement que l'effet des précipitations de pluie n'a pas un impact direct sur l'évolution des forces internes, contrairement à leur variation très significative sous une charge statique de plus longue durée.

Le tableau joint ci-après 5.5 récapitule l'ensemble des résultats trouvés en termes de déplacements, contraintes et coefficients de sécurité selon les différentes configurations du modèle numérique.

Tableau 5.5 : Récapitulatif des résultats numériques retrouvés.

Différentes configurations du modèle numérique	Déplacements U_x (cm)	Contraintes σ_{xx} (kN/m ²)	Coefficient sécurité F_s
Lors du glissement	100.00	2 e+5	< 1.00
01 file de pieux (11 pieux) (Cas sismique)	82.16	-	-
02 files de pieux (11+61 pieux) (Cas sismique)	16.21	0	1.00
02 files de pieux (11+ 61 pieux) (Cas statique)	1.186	-	1.75

5.7 Conclusion :

L'étude et l'analyse de ce cas de glissement réel, utilisant cette technique de stabilisation, était l'occasion d'utiliser une technique assez répandue actuellement dans de la cadre de stabilisation des glissements.

L'analyse sismique basée sur la composante verticale (Est-Ouest) de l'accélérographes du séisme de Boumerdès en 2003 a démontré que la technique de stabilisation des pentes par pieux peut fournir une solution durable aux problèmes des glissements de terrain.

Cette étude a montré que les précipitations de pluies ont un impact significatif sur l'évolution des contraintes sous une charge statique. On a observé une augmentation de 32 % des contraintes enregistrées, passant de zéro à une précipitation de $Q = 5,30 \text{ m}^3/\text{jour}$.

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce manuscrit est dédié à la modélisation numérique des pieux de stabilisation des pentes. Une attention particulière a été accordée à ces éléments, utilisés comme solution de confortement, sous l'effet d'un chargement sismique tenant compte de sa variation spatio temporelle.

Ce travail a été abordé par des généralités qui étaient l'occasion d'esquisser les mécanismes complexes des glissements induits par d'importants séismes, mettant en évidence les paramètres clés influençant leur déclenchement.

Par la suite, les principes fondamentaux de l'analyse de la stabilité des talus ont été décrits, mettant en évidence les études de calcul avant et après les glissements, ainsi que les diverses méthodes d'analyse de la stabilité des terrains. Par la suite, les méthodes d'équilibre limite, qui ont une « longue tradition » en mécanique des sols, ont été définies exigeant la détermination préalable des lignes de rupture. Ces méthodes peuvent être regroupées en trois grandes catégories : la rupture plane (finie et infinie), la rupture circulaire, et les ruptures de forme quelconque. L'inconvénient notable de ces approches est leur incapacité à fournir des informations détaillées sur l'évolution du mouvement et la variation progressive de la géométrie du versant au cours du glissement.

Ensuite, une investigation détaillée a été menée, dans le chapitre 2, en vue de définir les diverses méthodes utilisées pour examiner l'interaction entre les pieux de stabilisation et les pentes. Cette revue de littérature nous a permis de découvrir, également, les approches analytiques, numériques et expérimentales employées par les chercheurs pour évaluer l'efficacité des pieux dans le renforcement de la stabilité des pentes.

Dans la perspective d'approfondir cette analyse, nous avons pensé à l'élaboration d'un chapitre exclusivement dédié à l'étude du comportement sismique des pieux de stabilisation de glissement. Cette investigation cible spécifiquement la complexité imputable à la variabilité spatio-temporelle du signal sismique découlant du séisme de Boumerdes en 2003. Les efforts internes issus de cette étude, sont très similaires, à l'exception des efforts de cisaillement, qui ont clairement démontré l'effet de site largement discuté par les chercheurs dans leur analyse du comportement des structures vis-à-vis ce séisme.

Une observation importante à souligner, d'après cette étude, est que l'amplitude significative du PGA ne se traduit pas nécessairement par des efforts importants, notamment en ce qui concerne les contraintes de cisaillement. Cette nuance souligne la nécessité d'une évaluation approfondie des paramètres sismiques au-delà des mesures globales.

Par ailleurs, l'étude spectrale, combinant les deux composantes du signal sismique de Boumerdes, révèle des dispersions importantes du PSA (Power Spectrum and amplification function), du contenu fréquentiel et de l'intensité d'Arias (I_a) entre les différents enregistrements. Cette complexité spectrale met en lumière la diversité des réponses sismiques possibles, soulignant l'importance de prise en compte cette variabilité dans la conception et l'évaluation des structures face aux séismes.

Enfin, l'étude du cas de glissement réel survenu sur un tronçon de l'autoroute Est-Ouest à proximité de la ville de Tlemcen, a constitué une opportunité significative pour se « plonger » dans une méthode couramment utilisée dans le domaine de la stabilisation des glissements de terrain. Il convient de souligner que la seconde rangée, composée de 61 pieux, a joué un rôle clé dans la conservation de la stabilité de la section touchée par le glissement. À des fins comparatives, la première rangée de 11 pieux avait initialement été envisagée comme une mesure d'urgence. Par ailleurs, l'analyse sismique, focalisée sur la composante verticale (Est-Ouest) de l'accélérogrammes du séisme de Boumerdes en 2003, a démontré que la technique de stabilisation des pentes par pieux peut fournir une solution durable aux problèmes de glissements de terrain. Cette méthode se révèle particulièrement efficace pour les terrains reposant sur des sols argileux, parfois mous ou sensibles.

Nous notons que ce travail ouvre aussi des voies pour des travaux de recherche en perspective liées à la variation spatio-temporelle du signal sismique et son impact. On peut citer, à titre d'exemple, ce qui suit :

- Développement de cartographie des variations spatiales du signal sismique dans des zones spécifiques pour mieux comprendre la distribution des forces sismiques.
- Analyse de l'évolution temporelle des séismes dans une zone d'étude donnée en identifiant. Les tendances à long terme, des périodes d'activité sismique intense, et l'analyse de ces variations dans le temps pouvant influencer la stabilité des pieux.
- Étude de la corrélation entre la variation spatio-temporelle du signal sismique et les caractéristiques géologiques spécifiques des zones étudiées. Cette réflexion vise à

comprendre comment la structure géologique locale peut amplifier ou atténuer les ondes sismiques.

- Comparaison avec des événements sismiques majeurs antérieurs en vue d'identifier les similitudes et les différences pour déterminer si des tendances récurrentes peuvent être établies.
- Analyse de la fréquence sismique en explorant la variation spatio-temporelle des fréquences sismiques. Comprendre aussi comment ces variations peuvent affecter la réponse des structures, en mettant l'accent sur l'interaction entre la fréquence du signal et les caractéristiques physiques et mécaniques des pieux de stabilisation.
- Concevoir des modèles réduits sur une table vibrante afin d'explorer de manière concrète le comportement des pieux de stabilisation et de confronter les données expérimentales avec les résultats issus de simulations numériques.
- Communication des risques en vue de développer des méthodes de communication efficaces pour transmettre les risques associés à la variation spatio-temporelle du signal sismique aux parties prenantes. Cela pourrait inclure des outils visuels, des rapports de synthèse, et des recommandations pratiques.

En explorant toutes ces perspectives, notre travail de recherche pourrait contribuer à une compréhension plus approfondie de la variation spatio-temporelle des signaux sismiques et de leur impact sur la stabilité des pieux de stabilisation.

Ces connaissances peuvent ensuite être appliquées pour renforcer la « résilience » des infrastructures dans des zones sujettes aux séismes.

Références bibliographiques

Ashour, Mohamed and Hamed Ardalán, "Analysis of pile stabilized slopes based on soil–pile interaction", 2012, Springer Computers and Geotechnics 39: 85-97.

Ausilio, E., Conte, E. & Dente, G. (2001). Stability analysis of slopes reinforced with piles. Journal of Computers and Structures, 28(8) : 591-611.

Bourdim S.M.A, Boumechra N, Djedid A, Rodrigues H, “Effect of spatio temporal variability of the seismic signal on the dynamic pressure behind retaining walls”, 2021, Innovative Infrastructure Solutions ,2022, 7:35 <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00626-6>

Bourdim S.M.EA., Chekroun L.E H., Benanane A., Bourdim A. Treatment of a landslide by Using Piles System, Case Study of the East-West Highway of Algeria. In: Abdoun T., Elfass S. (eds) Soil Dynamics and Soil-Structure Interaction for Resilient Infrastructure. GeoMEast 2017. Sustainable Civil Infrastructures.Springer,,2018,Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-63543-9_2.

Bourdim S.M.A., Boumechra N., Djedid A., “Calibrage du modèle numérique, cas du comportement dynamique d'un système sol-soutènement (Numerical model calibration, case of dynamic behavior of a soil-retaining wall system)”, 2016,,J. Mater. Environ. Sci. Vol 7 (3) (2016) 1048-1055.

Brinkgereve R., Vermeer P., 2003," Plaxis 3D 2013, Tutorial manual", Delft University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.

Broms, B.B. (1964). Lateral resistance of piles of cohesionless of soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engoneering Devision, ASCE, 90(3) : 123-158.

Berche J.C., Cartier G. (1984) PETAL, programme d'étude de la stabilité des talus par ruptures circulaire ou non circulaire. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de la Division Géotechnique-Mécanique des sols 1, Section des Ouvrages en Terre.

Carder, D. (2009). Improving the stability of slope using a spaced pilling technique. TRL Report, Transportation Research Laboratories, UK.

Chenyang Zhang · Yueping Yin · Hui Yan · Sainan Zhu · Bo Li · Xuefeng Hou · Yuting Yang (2022), Centrifuge modeling of multi-row stabilizing piles reinforced reservoir landslide with different row spacings, Landslides, DOI 10.1007/s10346-022-01994-5.

Chow, Y.K. (1996). Analysis of piles for slope stabilisation. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geo-mechanics*, 20(9): 635-646.

Ellis, E. A., Durrani, I.K. & Reddish, D.J. (2010). Numerical modelling of discrete pile rows for slope stability and generic guidance of design. *Geotechnique*, 60(30) : 185-195.

Esteban Litvin, Numerical analysis of the effect of rainfall infiltration on slope stability” ,2008, Cooling Prize Paper Ground Engineering.

Faure R.M. - “ Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations ». *Revue française de Géotechnique* n° 33,1985, p. 49-59.

Fredlund D.G., Krahn J. - Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14, pp. 429-439, 1977.

Hassiotis, S., Chameau, J.L., and Gunaratne, M. (1997) “Design method for stabilization of slopes with piles.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*,123(4): 314-323.

Hayward, T., Lees, A., Powrie, W. & Smethurst. (2000). Centrifuge modelling of a cutting slope stabilised by discrete piles. TRL471 report, Transport Research Laboratory, Berkshire, UK.

Huayang Lei, Stability analysis of slope reinforced by double-row stabilizing piles with different locations, Springer Nature B.V.2021, Natural Hazards. <https://doi.org/10.1007/s11069-020-04446-2>.

Janbu, N. (1954) Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis. In: *Proceedings of European Conference on Stability of Earth Slopes*, Sweden, 43-49.

Jeong, S., Kim, B., Won, J., and Lee, J. (2003) “Uncoupled analysis of stabilizing piles in weathered slopes.” *Computers and Geotechnics*, 30(8): 671-682.

Japanese Reconnaissance Team Bomerdes Earthquake, 2004,

Jean-Pierre MASEKANYA. Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique. Thèse de Docteur en Sciences de l'Ingénieur. Université de Liège. 2007.

- Peng Wu et al. (2017). Simulation Accuracy Analysis of Slope Stability Based on Finite Element Shear Strength Reduction (SSR) Method, *International Journal of Mining Science (IJMS)*, 3(3), pp.53-59, DOI : [http://dx.doi.org/ 10.20431/2454-9460.0303005](http://dx.doi.org/10.20431/2454-9460.0303005).
- Ito, T., Matsui, T., and Hong, P.W. (1981) "Design method for stabilizing piles against landslide — one row of piles" *Soils and Foundations*, 21(1): 21–37.
- Ito, T., and Matsui, T. (1975) "Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles." *Soils and Foundations*, 15(4): 43-59.
- Ito, A.T., Matsui, T. & Hong, W.P. (1981). Design method for stabilising piles against landslide: One row of piles. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 21(1): 21-37.
- I-Hsuan Ho (2017) Three-dimensional finite element analysis for soil slopes stabilisation using piles, *Geomechanics and Geoengineering*, 12:4, 234-249, DOI: 10.1080/17486025.2017.1347286
- Iroozfar et al.: Assessing the Effects of Length, Slope and Distance between Piles on the Bearing Engineering, *Technology & Applied Science Research* Vol. 7, No. 5, 2017, 1894-1899
- Ito, T., Matsui, T. and Hong, W.P. (1982). Extended design method for multi-row stabilising piles against landslides. *Journal of Soil and Foundation*, 22(1): 1-13.
- Kourkoulis, R., Gelagoti, E., Anastasopoulos, I. and Gazetas, G. (2011). Stabilisation of seismically unstable slopes using piles: Parametric Analysis. 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chile, Vol.1.
- Kourkoulis, R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I., and Gazetas, G. (2012). Hybrid method for analysis and design of slope stabilizing piles." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(1): 1-14.
- Lee, C. Y., Hull, T. S. & Poulos, H. G. 1995. Simplified pile-soil stability analysis. *Computers and Geotechnics*, Vol. 17, No. 1, pp. 1-16.
- Laouami N, Slimani A, Bouhadad Y, Chatelain JL, Nour A, "Evidence for fault-related directionality and localized site effects from strong motion recordings of the 2003 Boumerdes

(Algeria) earthquake: Consequences on damage distribution and the Algerian seismic code", 2006, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26:991-1003.

Matsui T, San K C. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. *Soils and Foundations*, 1992, 32 (1).

Martin, G.R. and Chen, C.Y. (2005). Response of piles due to lateral slope movement. *Journal of Computers and Structures*. 83(8-9): 588-598.

Meslem A. and al, *Earthquake Spectra*, Volume 26, No. 3, pages 803-823, August 2010; 2010, Earthquake Engineering Research Institute.

Morgenstern N.R., Price V.E. « The analysis of the stability of general slip surfaces ». *Geotechnique* vol. 15, 1965, p. 79.93.

Murthy, V.N.S. (2003). *Geotechnical engineering : principles and practices of soil mechanics and foundations engineering*. Mrcel Dekker AG, Basel, Switzerland

Nan Li, Yuming Men, Liqun Yuan, Banqiao Wang, Jun Li & Xueling Liu (2019) Seismic response of micropiles-reinforced landslide based on shaking table test, *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 10 :1, 2030-2050, DOI : 10.1080/19475705.2019.1664643.

Nian, T.-K., Huang, R.-Q., Wan, S.-S., and Chen, G.-Q. 2012. Three-dimensional strength-reduction finite element analysis of slopes: geometric effects. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(5): 574–588. doi :10.1139/t2012-014

Notice technique Talren V5.

Poulos , H. G. 1995. Design of reinforcing piles to increase slope stability. *Can. Geotech. J.*, Vol. 32, No. 5, pp. 808-818.

Poulos, H.G. (1995). Design and reinforcing piles to increase slope stability. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(5): 808-818.

Kourkoulis, R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I., and Gazetas, G. (2012). “Hybrid method for analysis and design of slope stabilizing piles.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(1): 1-14.

Kourkoulis, R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Slope stabilizing piles and pile-groups: parametric study and design insights. ,2011, *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE* 137 (7), 663–677.

Song K., Yan E. C., Mao W. and Zhang T.T., Determination of shear strength reduction factor for generalized hoek-brown criterion, Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 21, 106-112 (2012).

Shuai-Hua Ye, Zhuang-Fu Zhao 2, and Yan-Peng Zhu (2020) , Dynamic response analysis of loess slope reinforced by frame anchors based of numerical simulation and shaking table test, Journal of GeoEngineering, Vol. 15, No. 2, pp. 89-101, June 2020, [http://dx.doi.org/10.6310/jog.202006_15\(2\).3](http://dx.doi.org/10.6310/jog.202006_15(2).3)

Sun, Y. ; Wang, G.; Wang, Y.; Tu, J.; Jing, L.; Qi, W. Comparative Study on Shaking Table Tests for a Pile–Nuclear Island Structure under different Soil Conditions. Sustainability 2023, 15, 11988. <https://doi.org/10.3390/su151511988>

Soomro, Single Pile Settlement and load transfer mechanism due to Excavation in Silty Clay, Engineering, Technology & Applied Science Research, Vol. 8, No. 1, 2018, 2485-2492

Tschuchnigg F., Schweiger, H.F., Sloan, S.W., Lyamin, A.V., & Raissakis, I. (2015). Comparison of finite-element limit analysis and strength reduction techniques. Geotechnique, 65(4), 249-257.

Tran The Viet, Trinh Minh Thu, Giha Lee, Sewook Oh, Nguyen Thi Hai Van, Effect of Extreme Rainfall on cut slope stability : case study in Yen Bai City, 2015, Viet Nam Journal of the Korean Geo-Environmental society ISSN 1598-0820 DOI <http://dx.doi.org/10.14481/jkges.2015.16.4.23>

Troncone A., Pugliese L., Lamanna G., Conte E. Prediction of rainfall-induced landslide movements in the presence of stabilizing piles, 2021, Engineering Geology 288, 106143.

Terzaghi, K. (1950). Mechanism of landslides. Geological Society of America, Engineering Geology (Berkey) volume : 83-123.

Viggiani, C. (1981) “Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides.” In: Proceedings of 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, Sweden: 555-560.

Viggiani, C. (1981). Ultimate lateral load on piles used to stabilise landslides. Proceeding of the 10th International Conference on Soil Mechnaics and Foundations Engineering, Stocholm, Vol. 3: 555-560.

Wei, W.B. & Cheng, Y.M. (2009). Strength reduction analysis of slope reinforced with one row of piles. *Journal of Computers and Structures*, 36(7) :117-1185.

Wei, W.B., Cheng, Y.M., and Li, L. 2009. Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods. *Computers and Geotechnics*, 36(1–2) : 70–80. doi: 10.1016/j.compgeo.2008.03.003.

Won, J., You, K., Jeong, S. & Kim, S. (2005). Coupled effects in stability analysis of pile-slope system. *Journal of Computers and Structures*, 32(4) : 304-315.

Yamin, M., and Liang, R.Y. (2010). “Limiting equilibrium method for slope/drilled shaft system.” *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(10): 1063-1075.

Zhao S.Y., Zheng Y.R., and Zhang Y.F., Study on slope failure criterion in strength reduction finite element method, *Rock and Soil Mechanics*, 25, 332-336 (2005).

Zeng, S., and Liang, R. (2002) “Stability analysis of drilled shafts reinforced slope” *Soils and Foundations*, 42(2) : 93–102.