

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université 20 Aout 1955 Skikda
Département de Génie Civil



Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème:

Etude numérique de glissement du terrain et analyse de la stabilité derrière deux bâtiments N° 07 et 08 du projet 140 logts Boulekroud Skikda

Présenté par:

- Bourbia Zine Eddine

- Boudjeriou Badis

Soutenu publiquement le: 30 / 06 / 2024 Devant le jury composé de:

1	Dr. Mendjel Djenette	MCB	Univ Skikda	Présidente
2	Filali Kamel	MCA	Univ Skikda	Encadreur
3	Mr. Mebirouk Nadjib	MCB	Univ Skikda	Examineur
4	Pr. Messast Salah	MCA	Univ Skikda	Examineur

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, louange à «**ALLAH**» qui nous a guidé sur le droit chemin tout au long du travail et nous a inspiré les bons et les justes réflexes. Sans sa miséricorde, ce travail n'aura pas abouti. Nous tenons à remercier et à exprimer nos gratitude à notre encadreur au département de génie civil **Dr. K.Filali** qui nous a prêté de son temps le plus précieux et nous a aidé par ses précieuses directives, ses conseils et ses orientations. Ainsi que son soutien moral et scientifique nous a permis de mener à terme ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent également à tous le personnel travaillant LNHC Ainsi que chef du service. Pour leur énorme soutien et aide précieuse durant notre stage. Mes remerciements les plus sincères vont aussi: Aux membres du jury et qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger ce travail.

Nos remerciements les plus vifs vont également à tous nos enseignants qui ont fait de leurs mieux pour nous donner une formation universitaire solide qui nous a permis de préparer ce mémoire, ce qui sera très utile pour notre avenir. Sans oublier les personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

À nos chers parents qui nous ont fournis les meilleures conditions pour terminer nos études, en témoignage de grand amour, tendresse et encouragement.

À nos frères et soeurs avec lesquels nous avons partagé les moments de bonheur et de souffrance.

Pour leur amour, leurs soutiens, encouragement et leur écoute.

A nos grandes familles, nos amis et à tous ceux qui nous aiment..

On dit merci....

Zine Eddine Bourbia.
Boudjriou Badi

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont tant sacrifié pour moi ;

Mes frères et ma sœur ;

Mes oncles et mes tantes, cousins et cousines ;

Tous mes amis(es) ;

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
Travail.

Bourbia Zine Eddine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont tant sacrifié pour moi

A ma petite famille dont ma femme et mes fils

Mon frère et mes sœurs

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
Travail.

Boudjeriou Badis

SOMMAIRE

INTRODICTION General	16
CHAPITRE I : Apercu general sur les mouvement du terrain.....	17
1.1 INTRODUCTION.....	18
1.2 Definition	18
1.3 Les different types de mouvement de terrain	18
1.3.1 Les mouvements Rapides	18
1.3.2 Les mouvement Lents	21
1.4 Les glissements de terrain.....	22
1.5 Types de glissement de terrain	23
1.5.1 Glissent plan	22
1.5.2 Glissement circulaire Ou rotational.....	23
1.6 Classification des glissements	24
1.7 Les causes des glissements.....	25
1.7.1 Notions sur les causes des glissements.....	25
1.7.2 Origines et principaux causes de glissement de terrain	27.
1.8 Quelques exemples des glissements de terrain	28.
1.8.1 Exemples des glissements a travers le monde	29
1.8.2 Exemples des glissements de terrain survenus dans l'Algerie.....	29.
1.9 Conclusion	31
CHAPITRE 2 : Les Methodes De Calcul.....	32
2.1 Introduction.....	33

SOMMAIRE

2. 2 Notions de coefficients de securite	34
2. 3 Les methods globales	36
2. 3.1 Methode de Caquot	36
2. 3.2 Méthode générale des coins	36
2.4 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plans	39
2-5- Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire	39
2-5-1 Méthode des tranches	39
2-5-2 Méthode de Fellenius	40
2-5-3 Méthode de Bishop	40
2-5-4 Méthode de Janbu.....	41
2-6- Calcul du coefficient de sécurité en rupture bidimensionnelle.....	42
2-6.1 Méthode de perturbation	43
2-8- Conclusion	44
CHAPITRE 3 : Méthodes de renforcement	45
3.1 INTRODUCTION.....	46
3.2 Renforcement par les terrassements	46
3.3 Renforcement par les dispositifs de drainage	48
3.4 Renforcement l'introduction d'éléments résistants.....	51
3.5 CONCLUSION.....	59
CHAPITRE 4: Modilisation numérique de Glissement de terrain.....	60

SOMMAIRE

4.1 INTRODUCTION.....	61
4.2 .Présentation de logiciel Plaxis2D.....	61
4.2 1. Parti sismique.....	61
1.2. Origine des séismes.....	62
4. Modélisation numérique.....	
4.1. Analyse numérique du talus sans confortement.....	
4-2-1. Analyse Statique.....	
4-1.2. Analyse sismique.....	
4-2 .Variante N°01 : Allègement en amont.....	
4-2-1 Analyse statique.....	
4- Analyse sismique.....	
4.4 .Variante N°02 : Stabilisation par pieux.....	
4-2-1 Analyse statique.....	
4- Analyse sismique.....	
4.4 .Variante N°03 : Stabilisation par tirants d’ancrage (clouage):.....	
4-2-1 Analyse statique.....	
4- Analyse sismique.....	
4-5. Conclusion	
Conclusion général	66

TABLES DE MATIERES

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 01 :

Figure 01: Les parties d'un glissement de terrain par un exemple d'un mouvement de "glissement"	18
Figure 02: Illustrant l'effondrement des cavités	19
Figure 03: Chute des blocs	19
Figure 04: Chute de pier	19
Figure 05: Éboulement ou écroulement	20
Figure 06: Coulée de débris et de terr	20
Figure 07: Coulées de boue	20
Figure 08: Le fluage	21
Figure 09: Gonflement ou retrait des argiles	22
Figure 10: Glissement plan	23
Figure 11: Glissement rotationnel	23
Figure 12: Schéma illustrant glissement rotationnel complexe	24
Figure 13: Morphologie de la zone de glissement de Villatina Medellin en Colombie.....	28
Salvador.....	29
Figure 15: Glissement spectaculaire du remblai (pk190) et son sol support, en fin de construction.....	30

CHAPITRE 02:

Figure 16: Méthode de Caquot.....	35
Figure 17: Exemple de découpage en blocs.....	36
Figure 18: Glissement plans : équilibre d'un bloc.....	38
Figure 19: Glissement circulaire (méthode de tranche).....	39
Figure 20: Méthode de perturbation.....	42

SOMMAIRE

Chapitre 03 :

Figure 3.1 : Allégement en tête.....	46
Figure 3.2 : La purge totale.....	47
Figure 3.3 : substitution totale des matériaux glissés de la tête sud du tunnel de Marnay....	47
Figure 3.4 : substitution partielle au droit.....	47
Figure 3.5: Le chargement en pied.....	48
Figure 3.6 : Coupe type d'une tranchée drainante.....	49
Figure 3.7 : Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret	50
Figure 3.8: stabilisation par drains verticaux du glissement Noailac (Corrèze, France).....	51
Figure 3.9: photo en (Alpes-Maritimes) montre l'encrochement.....	52
Figure 3.10: mur en pierres sur mur en béton	52
Figure 3.11 : Renforcement par géo synthétique	53
Figure 3.12 : schéma principe d'un ancrage a l'aide de tirants précontraints.....	53
Figure 3.13 : Typologie des géotextiles.....	54
Figure 3.14: Exemple de clouage d'un glissement.....	55
Figure 3.15 : photos pendons la réalisation de pieux battus Voshol , Lokeren.....	56
Figure 3.16 : schéma représente la dernière étape de la réalisation d'un pieux forés.....	57
Figure 3.17: confortement par pieux (Grèce).....	58

Chapitre 04

Figure 1.1. Modèle élémentaire de fail.....	62
Figure 1.2. Différents types d'Ondes.....	63
Figure 1.3. Composantes de l'action sismique.....	63
Figure 1.4. Enregistrement des ondes.....	63
Figure 4-1 : Modèle géométrique du talus.....	64
Figure 4.2 : Maillage du modèle.....	64
Figure 4-5 Génération des contraintes initiales par gravité.....	65
Figure 4-6 phase plastique pour le calcul des déformations.....	65
Figure 4-7 Convergence de la valeur du facteur de sécurité statique.....	66
Figure 4-8 Déformée du modèle.....	66
Figure 4-9 Contraintes total.....	67
Figure 4-10 Contraintes effectives.....	67

SOMMAIRE

Figure4-11 Déplacements totaux et ligne de rupture.....	67
Figure4-12 Déplacements vertical.....	68
Figure 4-13 Déplacements horizontal de la masse glissante.....	68
Figure4-14 Définition des coefficients K_h et K_v sous plaxis.....	70
Figure4-15 Génération des contraintes initiales par gravité.....	71
Figure 4-16 paramétrages de la phase pseudo statique.....	71
Figure4-17 Valeur du facteur de sécurité dynamique.....	72
Figure 4-18 Convergence de la valeur du facteur de sécurité dynamique.....	72
Figure4-19 Déformée du modèle.....	72
Figure 4-20Contraintes effectives.....	73
Figure4-21 Déplacements totaux et ligne de rupture.....	73
Figure4-22 Déplacements vertical.....	73
Figure 4-23 Déplacements horizontal de la masse glissante.....	74
Figure.4 -24 Solution proposée.....	75
Figure4-25 Analyse sismique du facteur de sécurité.....	75
Figure4-26 Déformée du modèle.....	76
Figure 4-27Contraintes total.....	76
Figure4-28 Contraintes effectives.....	76
Figure4-29 Déplacements totaux après Allègement de la masse glissante.....	77
Figure4-30 Déplacements vertical après Allègement de la masse glissante.....	77
Figure 4-31 Déplacements horizontal après allègement de la masse glissante.....	77
Figure4-32 Facteur de sécurité statique.....	78
Figure4-33 Analyse sismique du facteur de sécurité.....	79
Figure4-34 Déformée du modèle.....	79
Figure4-35 Contraintes totale.....	80
Figure4-36 Contraintes effectives.....	80
Figure4-37 Déplacements totaux après Allègement de la masse glissante.....	81
Figure4 - 38 Déplacements vertical après Allègement de la masse glissante.....	81
Figure 4-39 Déplacements horizontal après allègement de la masse glissante.....	82

SOMMAIRE

Figure4-40 Facteur de sécurité sismique.....	82
Figure4-41 Position des pieux de renforcement.....	83
Figure4-42 Analyse sismique du facteur de sécurité.....	84
Figure4-43 Déformée du modèle.....	84
Figure4-44 Contraintes totale.....	85
Figure4-45 Contraintes effectives.....	85
Figure4-46 Déplacements totaux après renforcement avec des pieux.....	85
Figure4-47 Déplacements vertical après renforcement avec des pieux.....	86
Figure 4-48. Facteur de sécurité statique.....	86
Figure4-49 Analyse sismique du facteur de sécurité.....	87
Figure4-50 Déformée du modèle.....	88
Figure4-51 Contraintes totale.....	88
Figure4-52 Contraintes effectives.....	89
Figure4-53 Déplacements totaux après renforcement avec des pieux.....	89
Figure4-54 Déplacements vertical après renforcement avec des pieux.....	90
Figure4-55 Facteur de sécurité sismique.....	90
Figure4-56 Mur de soutènement avec tirants d'ancrage.....	91
Figure4-57 Analyse sismique du facteur de sécurité.....	93
Figure4-58 Déformée du modèle.....	93
Figure4-59 Contraintes totale verticale.....	94
Figure4-60 Contraintes totale horizontale.....	94
Figure4-61 Déplacements totaux après renforcement avec des pieux.....	95
Figure4-62 Déplacements vertical après renforcement avec des pieux.....	95
Figure 4-63. Facteur de sécurité statique.....	96
Figure4-64 Analyse sismique du facteur de sécurité.....	97
Figure 4-65 Déformée du modèle.....	97
Figure4-66 Contraintes totale verticale.....	98
Figure4-67 Contraintes effectives.....	98

SOMMAIRE

Figure4-68 Déplacements totaux après renforcement avec des pieux.....	98
Figure4-69 Déplacements vertical après renforcement avec des pieux.....	99
Figure4-70 Facteur de sécurité sismique.....	99

TABLES DE MATIERES

Listes des Tableaux :

Tableau 1: Classification selon la profondeur de glissement d'après DTEK.....	64
Tableau 2: Classification selon l'activité en fonction de l'évolution de la vitesse moyenne de glissement à long terme	83
Tableau 3 : Caractéristiques du rideau.....	91
Tableau4 : Caractéristiques des scellements.....	92
Tableau5 : Caractéristiques des tirants.....	92
Tableau 6 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols.....	92

Résumé

Les glissements de terrain sont des phénomènes très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères très répandus en Algérie. L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité d'analyser la stabilité au glissement des terrains qui se situe derrière le projet des 140 logements promotionnels à Boulekroud w de Skikda.

Trois variantes de confortement sont proposées dans lesquelles :

Allègement en amont, stabilisation par micropieux, mur de soutènement avec des tirants d'ancrage

L'analyse de la stabilité du talus est faite à l'aide du logiciel PLAXIS 2D afin de déterminer les valeurs du coefficient de sécurité et du déplacement avant et après confortement.

Mots Clés :

Glissement ; coefficient de sécurité, confortement, micropieux, Plaxis.

Summary

. Landslides are very dangerous phenomena that depend on several parameters and criteria very widespread in Algeria. The study presented in this thesis aims to analyze the stability to landslides that lies behind the project of 140 promotional housing in Boulekroud w de Skikda.

Three variants of comfort are proposed in which:

Upstream lightening, micropiles stabilization, retaining wall with anchor ties

The slope stability analysis is performed using the PLAXIS 2D software to determine the values of the safety coefficient and the displacement before and after reinforcement

Keywords:

Sliding; safety coefficient, comfort, micropiles, Plaxis

الملخص

تعد الانهيارات الأرضية ظواهر خطيرة للغاية تعتمد على العديد من المعايير والمعايير المنتشرة على نطاق واسع في الجزائر. تهدف الدراسة المقدمة في هذه الأطروحة إلى تحليل استقرار الانهيارات الأرضية التي تكمن وراء مشروع 140 مسكنًا ترويجيًا في بولكروود و سكيكدة.

يتم اقتراح ثلاثة أنواع من الراحة حيث:

تفتيح المنبع، تثبيت الميكروبيلات، الاحتفاظ بالجدار بروابط المرسة

يتم إجراء تحليل استقرار المنحدر باستخدام برنامج بلاكسيس لتحديد قيم معامل الأمان والإزاحة قبل التعزيز وبعده

الكلمات الرئيسية:

الانزلاق ؛ معامل الأمان، الراحة، الميكروبيلات، بلاكسيس

Introduction générale

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions avec un impact économiques sensibles, et parfois causer des victimes.

Ils surviennent à la suite d'un événement naturel « forte pluie, érosion de berge, séisme ... » ou sont les conséquences plus ou moins directe d'actions de l'homme, tels que les travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie et géotechnique appliquée et de la mécanique des sols.

De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères morphologie, cinématique, nature des matériaux ... etc.

Trois familles principales de phénomènes, à l'origine de déplacement importants de matériaux sur le talus et versants peuvent être distinguées, les glissements en terrain meuble, les éboulements en terrain rocheux, les coulées boueuses ou coulées de débris.

Ce problème constitue actuellement l'une des préoccupations majeures des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages, l'objectif de ce travail présenté dans ce mémoire est d'analyser la stabilité d'un glissement situé au projet 140 log Boukroud Skikda derrière deux bâtiments N° 07 et 08 .

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité d'un glissement dans les différentes phase, état initial et après les travaux de confortement à l'aide du code Plaxis 2D.

Dans cet objectif, le mémoire est divisé en quatre chapitres :

Chapitre 1 : Aperçu général sur les mouvement du terrain

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul.

Chapitre 3 : Méthodes de renforcement

Chapitre 4 : Modalisation numérique de Glissement de terrain

Chapitre 1 :

Aperçu général sur les mouvements de terrain

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

1.1 Introduction :

Un glissement de terrain est un mouvement lent ou soudain du sol ou du sous-sol.

Cela dépend de la nature de l'arrangement des couches géologiques, cela peut être dû aux processus lents de dissolution ou d'érosion dus à l'eau et à l'action humaine. La masse du matériau en mouvement peut être relativement petite ou très grande. Les glissements de terrain comprennent des formes très diverses, ils sont le résultat d'une variété de mécanismes qui produisent (érosion, dissolution, déformation et faille sous charges dynamiques ou statiques).

Ces mécanismes, à leur tour, sont liés à de nombreux comportements géosynthétiques des matériaux requis et des conditions de dépôt, tels que la structure géologique et les géométries des aquifères.
.....etc.

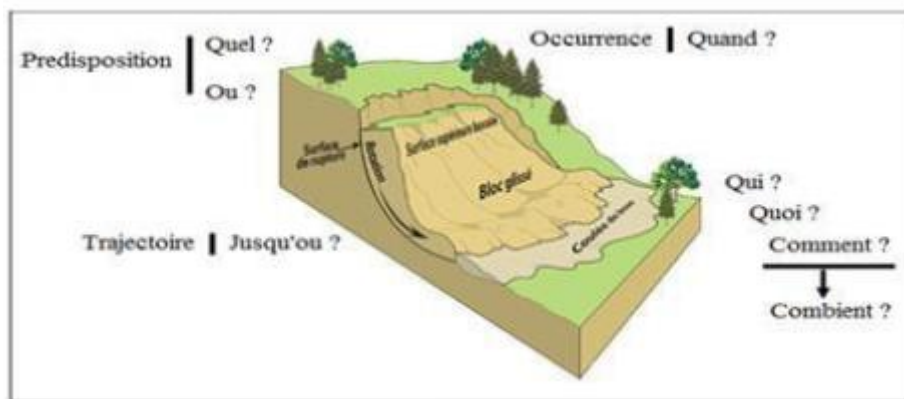


Figure 01: Les parties d'un glissement de terrain par un exemple d'un mouvement de "glissement".

1.2 Définition :

Un glissement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol sous l'effet d'agressions naturelles (fonte des neiges, précipitations exceptionnellement abondantes, tremblements de terre, etc.). Ou artificielles (terrassements, vibrations, déforestation, extraction de matériaux ou d'aquifères, etc.). Elles comportent des formes très diverses du fait de la variété des mécanismes qui les amorcent (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charges statiques ou dynamiques).

1-3- Les différents types de mouvements de terrain :

Deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués selon la vitesse de déplacement :

1-3-1 - Les mouvements rapides :

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

Peut être divisé en deux groupes, selon la façon dont le matériau est étalé. En masse, ou dans un état de changement.

Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

- **les effondrements:**

Conséquence de la rupture brutale des voûtes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par le sol superficiel.

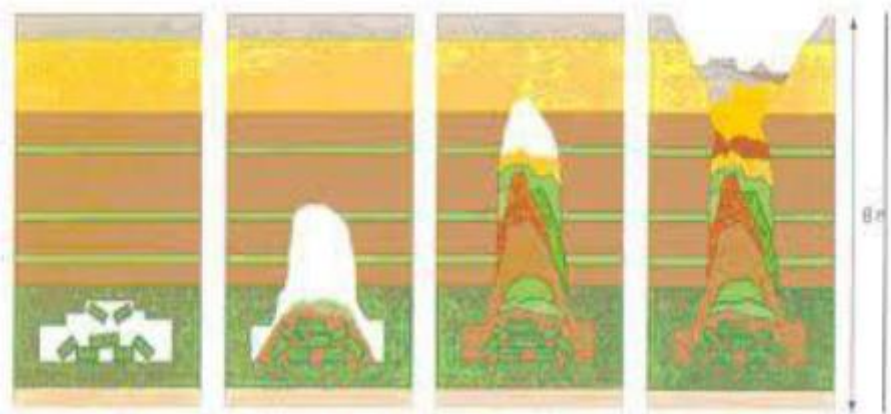


Figure 02: Illustrant l'effondrement des cavités

Les chutes de pierres ou de blocs :

Issu de l'évolution mécanique des falaises ou des parois rocheuses fortement découpées.



Figure 03: Chute des blocs



Figure 04: Chute de pierre

Les éboulements ou écroulements:

Certains glissements de terrain sont des plans de falaise ou des falaises rocheuses, basés sur des plans discontinus préexistants.

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain



Figure 05: Éboulement ou écroulement

Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :
Les coulées de boues et laves torrentielles :

Il s'agit du déplacement rapide d'une masse de matériaux qui ont été retenus avec une forte résistance à la traction dans l'eau et une consistance plus ou moins visqueuse. Ces ravins montagneux donnent fréquemment naissance à ces coulées de boue.

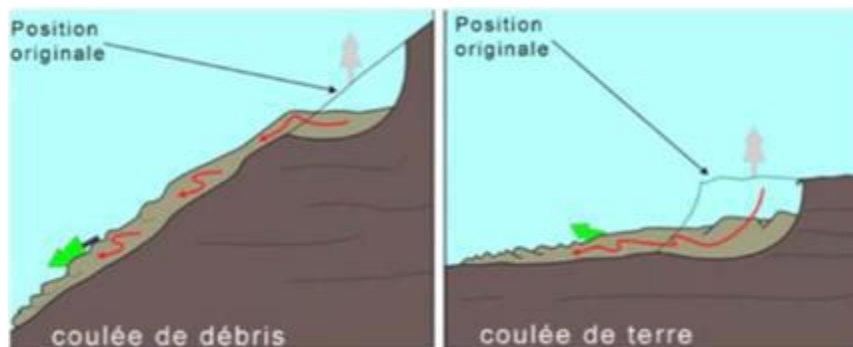


Figure 06: Coulée de débris et de terre



Figure 07 : Coulées de boue

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

1-3-2- Les mouvements lents:

La déformation est progressive, éventuellement accompagnée de fractures, mais en principe pas d'accélération brutale :

- **les affaissements:**

Un affaissement est une déviation lente et graduelle du mort-terrain, avec ou sans fissures ouvertes. Dans certains cas, cela peut être un précurseur de l'effondrement d'un bâtiment.

- **les tassements:**

Par retrait argileux et consolidation de certains terrains compressibles (terre, tourbe).

- **le fluage:**

Les fluages se caractérisent par des mouvements lents et continus, mais à faible vitesse, dans le cas des fluages, il est difficile de faire ressortir la surface de faille. Le mouvement se produit généralement sans modification de la force appliquée (par opposition au glissement) : en fait, le matériau doit être dans un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut être : régulier ou se développer dans la direction du défaut.



(a) : un schéma de fluage



(b) : exemple de fluage

Figure 08: Le fluage

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

- **les glissements:**

Les déplacements de masse selon un plan de fracture plan, courbe ou complexe correspondent à des sols cohésifs (marnes et argiles).

- **Retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux :**

En fonction de leur teneur en eau.



Figure 09: Gonflement ou retrait des argiles

1-4- Glissements de terrain:

C'est le mouvement lent d'une masse terrestre consolidée le long de la surface de rupture. Cette surface a des profondeurs qui varient d'environ un mètre à plusieurs dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. La quantité de sol impliquée est considérable, le rythme d'évolution du sol peut varier jusqu'à plusieurs décimètres par an. Se produit généralement dans des conditions de forte saturation en eau du sol.

1-5- Types de glissements de terrain:

Selon la géométrie d'une surface de rupture, on peut distinguer trois types principaux de glissements:

1-5-1-Glisement plan:

En général, le chemin de rupture suit une fine couche de propriétés mécaniques médiocres et sur laquelle s'exerce généralement l'action de l'eau, une telle couche est dite couche savonneuse.

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain



Figure 10: Glissement plan

1.5.2 -Glissement circulaire ou rotationnel:

- glissements rotationnels simples:

C'est le type le plus fréquent, la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre Appelée aussi niche d'arrachement. Ensuite, une analyse informatique du risque de fracture est possible en utilisant des méthodes conventionnelles. Normalement, la ligne de faille peut être assimilée à une trajectoire circulaire, il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de faille est plus complexe, le glissement est dit glissement non circulaire.

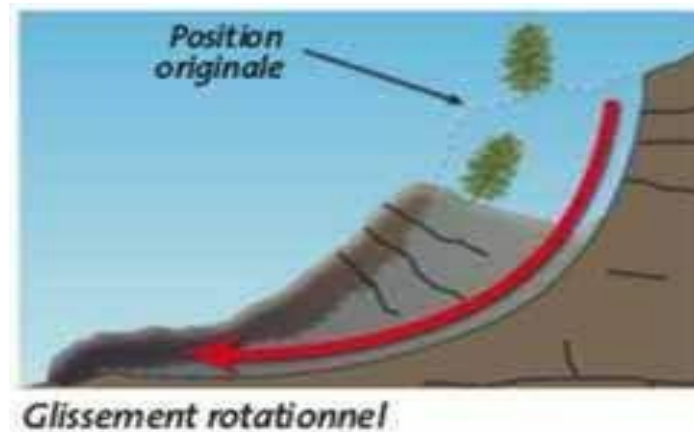


Figure 11: Glissement rotationnel

- glissements rotationnels complexes:

Il existe de nombreux glissements de terrain imbriqués. Apparition du premier glissement de terrain, en bas de talus, qui se traduit par la perte de terrain au profit du sol au-dessus, et provoque ainsi des glissements de terrain successifs en amont.

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

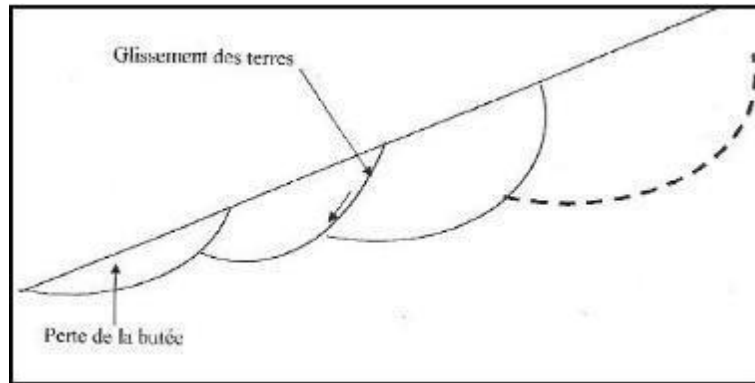


Figure 12: Schéma illustrant glissement rotationnel complexe

1-5-2-Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédent.

I-6- Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau1) et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau2).

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0-2m
Semi-profond	0-10m
Profond	10-30m
Très profond	>30m

Tableau 1: Classification selon la profondeur de glissement d'après DTEK

Glissement	Vitesse de glissement
Surstabilisé, très lent	0-2cm/an
Peu actif, lent	2-10cm/an
Actif (ou lent avec phase rapides)	>10cm/an

Tableau 2: Classification selon l'activité en fonction de l'évolution de la vitesse moyenne de glissement à long terme

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

1-7-Les causes de glissement:

1-7-1- Notions sur les causes des glissements:

1-7-1-1-Géométrie :

A-Pente des talus:

Trop haut, la hauteur du remblai ou des branches est trop élevée. les deux peuvent être le résultat de la conception ou de la construction.

B-Agents extérieurs:

- De nombreuses actions humaines peuvent être particulièrement préjudiciables à la rétention des remblais : tous travaux en tête de déblai (à une distance de la crête inférieure à environ deux fois la hauteur du talus déblai), suppression des culées naturelles ou artificielles en pied, et en général tous travaux excessifs d'excavation au voisinage d'ouvrages ou affouillements dus à l'action des eaux de ruissellement.

C-Hydraulique:

- Absence ou insuffisance d'un système de drainage ou d'évacuation des eaux.
- Drainage préalable (en construction) déficient, notamment au contact entre remblai et terrain.

Naturel ou en crête du talus de déblais;

- Actions externes résultant de l'érosion superficielle, percolation d'eau dans les réseaux de Fissures, entrainement de fines, érosion par batillage des talus situés en zone inondables ou au Bord de l'eau.
- Actions internes résultant des pressions interstitielles au sein du matériau, à la construction ou Après remontée de la nappe (notamment dans les remblais sur pente, insuffisamment drainés au contact entre le remblai et le terrain naturel) ou accumulation d'eau (dus souvent à la mauvaise qualité du matériau ou à une réduction locale des possibilités de circulation de l'eau dans le massif).
- Actions de la neige et des cycles de gel et de dégel.

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

D-Géologie et géotechnique:

- Présence de failles ou de zones broyées, de fissures ou microfissures, notamment dans les zones de déblais.
- Substratum forte pente.
- Présence ponctuelle de couches de caractéristiques particulières.

- Terrain naturel tourmenté avec traces éventuelles d'arrachements, d'anciens talwegs comblés de matériaux glissés ou ayant des caractéristiques médiocres.
- Utilisation des matériaux de remblai inadaptés (caractéristiques mécaniques trop faibles, matériau sensible à l'eau).
- Compactage ou traitement du sol insuffisant.
- Utilisation incorrecte ou abusive de l'explosif en l'absence de pré découpage.
- Evolution des caractéristiques mécaniques traduisant un vieillissement du matériau dû au fluage ou des actions physico-chimiques.

Autres causes:

- Influence du trafic et des charges roulantes.
- Opérations de déboisement mal conduites sur les talus dont la stabilité superficielle est assurée par la présence de végétaux.

1-7-2-Origines et principales causes de glissement de terrain:

1-7-2-1-L'influence de la nature du matériau constituant:

D'une manière générale les terrains argileux sont prédisposés au glissement à causes des propriétés particulières des argiles, parmi les propriétés défavorables de l'argile on cite:

- La faible perméabilité, ce qui implique le développement de forte pression interstitielle dans le massif.
- Son aptitude au gonflement par l'absorption de l'eau.
- Sa sensibilité au remaniement (transformation en liquide).

1-7-2-L'influence de l'eau :

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

L'eau est dans la plus part des cas, la grande responsable dans mise en mouvement de terrain, elle circule dans les diaclases du massif en provoquant une forte pression, ou bien elle s'infiltré dans les fissuration engendrant d'argile et la perte de sa résistance, par ailleurs l'eau d'imbibition peut modifier par action chimique, la structure de certain matériaux argileux provoquant souvent la dissolution de certain roches carbonatées.

1-7-3-Les causes mécaniques externes :

Sont les causes mécaniques externes naturelles telles que les tremblements de terre l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, ou pares de forte pluies, ou causes artificielles, en modifiant la géométrie externe du versant (par terrassement creusement d'un talus pour installer une route ou des habitations, surcharge d'un versant par des remblais, modification des écoulements, érosion au pied d'un versant dont le cours est modifié).

En effet les causes d'un glissement sont basées sur deux facteurs primordiaux:

A-Augmentation de la contrainte de cisaillement :

Celle-ci est due essentiellement aux :

- charge extérieures telles que les surcharges d'une construction ou les charges accidentelles climatiques comme la neige...etc.
- les ouvrages de terrassement (remblayer et déblayer).
- les secousses d'un tremblement de terra.
- l'érosion d'un bas de pente.

B- Diminution de la résistance au cisaillement :

De nombreux facteurs influent sur la résistance au cisaillement, parmi lesquels on cite:

- l'augmentation de la pression interstitielle âpres de forte pluies, ou a la suite d'une accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol.
- le développement de l'altération de la roche, par dissolution, oxydation, hydratation, ou hydrolyse.
- l'aptitude des argiles au gonflement, par l'absorption de l'eau.
- l'influence du phénomène gel-dégel.

Instabilité active quand les contraintes de cisaillement (σ) dépassent la résistance au cisaillement.

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

C'est généralement ce qui est le plus mal connu, et qui reste souvent inconnu. C'est pourquoi la cause de déclenchement est rarement retenue comme critère de classification. Et ce d'autre moins qu'il y rarement une cause unique, mais souvent une combinaison de causes complexe.

1-8- Quelques exemples des glissements de terrain :

1-8 - A travers le monde

- **Glissement de Villatina Medellin en Colombie :**

Le glissement a eu lieu en 1987 au quartier de Villatina Medellin qui est localisé sur le flanc oriental de l'aval du Rio Medellin. Il est l'une des grandes catastrophes naturelles qui ont eu lieu en Colombie dans une zone urbaine. Le nombre des victimes a été entre 450 et 500, avec plus de 120 maisons détruites. Le glissement est parti de la zone de dunites (roches argileuses fracturées) qui a une pente supérieure à 20%, il est descendu en suivant la ligne de plus forte pente.

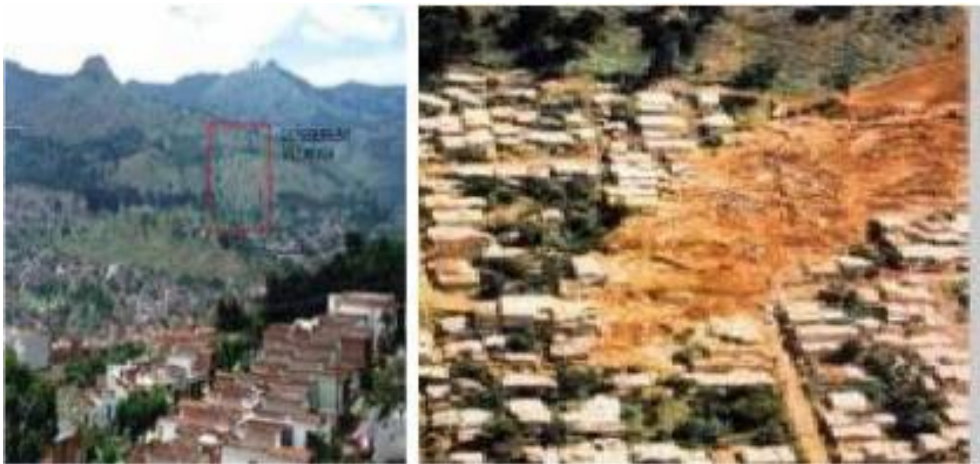


Figure 13: Morphologie de la zone de glissement de Villatina Medellin en Colombie

- **Glissements de La Leona et de Las Collinas au Salvador :**

A la suite d'un tremblement de terre de magnitude 7.6 à l'échelle Richter survenu en 2001 au large des côtes du Salvador, deux glissements de terrain se sont produits : le glissement de La Leona près de San Vicente et le glissement de Las Collinas (Figure 14).

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain



Figure 14: (a) Glissements de La Leona près de San Vicente et (b) de Las Collinas au Salvador

- éboulement du Tauredunum, dans le diocèse du Valais, en Suisse - son emplacement précis n'a pas été élucidé, mais des campagnes de géophysique dans le Léman ont récemment accredité son existence, le situant plus probablement en vallée du Rhône.
- 24 novembre 1248 : éboulement d'une tranche de la face nord du Garnier, en Savoie (entre 1 000 et 5 000 morts), formant les vignobles vallonnés des Abymes,
- Le 5 mai 1971, le village de St Jean Vianney au Québec est emporté dans la boue de la rivière Saguenay.
- Dans la nuit du 7 au 8 janvier 1994, le glissement de terrain de La Salle en Beaumont dans l'Isère (France) emporte un million de mètres cubes en quelques minutes et fait quatre

1-8 - Exemples de glissements de terrains survenus dans l'Algérie :

➤ Glissement de terrain sur le CW13 à Tifra- willaya de Bejaia :

Le glissement concerne une route dans une zone montagneuse suite à un événement Pluviométrique. Il a emporté le coté aval de la route sur un linéaire de 80 m.

➤ Région D'Alger :

- ✚ 1845 : Effondrement d'un pan de Falaise (EL BIAR) ; le consulat de suède subit des dégâts Importants.
- ✚ 1870 : Chutes de blocs à El Biar .
- ✚ 1942 : Rupture d'un pan de falaise à Saint-Raphaël due au fluage de la marne sous-jacente .
- ✚ 1982 : Ecoulement d'un pan de falaise derrière un immeuble à Bir Mourad Rais causant 5 morts et la destruction de son rez de chaussée.

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

✚ 1989 : Ecoulements importants de molasse, causés par le séisme du mont Chenoua.

✚ 1991 : Chutes de blocs à Hydra, causant 2 morts.

➤ *Région de Bouira* :(Cas du contournement autoroutier de Bouira)



Figure 15: Glissement spectaculaire du remblai (pk190) et son sol support, en fin de construction

Chapitre 1 :Aperçu général sur les mouvements de terrain

1-9- Conclusion:

La nature géologique du terrain est l'un des principaux facteurs à l'origine des glissements de terrain, tels que l'eau et la pente. Les matériaux concernés sont variés (roche ou schiste magmatique, formations tertiaires modifiées, colluvions fines, marne argileuse, etc.) mais en général la présence d'argile en forte proportion est toujours un facteur défavorable du fait de ses mauvaises propriétés mécaniques. La saturation des sols en eau (présence de cours d'eau, pluies abondantes, fonte des neiges brutale) joue également un rôle important dans l'apparition des glissements de terrain. Le glissement peut entraîner des fissures, des déformations, des déplacements de masse et de graves dommages à la construction. L'expérience montre que les accidents personnels dus aux glissades et aux écoulements sont peu fréquents, mais peuvent quand même arriver.

Chapitre 2 :

Les Méthodes De Calcul

Chapitre 2 :Les Méthodes De Calcul

2-1- Introduction:

L'ensemble des données géologiques, morphologiques, et géotechniques recueillies fait l'objet, en général, d'une représentation sur un fond de plan et sur une ou plusieurs coupes longitudinales. Un modèle géotechnique est construit pour les calculs de stabilité, dans lequel la surface topographique, les différentes couches de sol et les hypothèses hydrauliques sont définies.

Ces dernières sont essentielles un préalable à tout calcul de stabilité est de définir la répartition des pressions interstitielles dont la connaissance est nécessaire pour l'analyse de la stabilité mécanique ($\sigma = \sigma' + u$). Lorsque l'on dispose de données piézométriques, il suffit d'interpoler pour avoir une image suffisante des pressions interstitielles. Dans le cas contraire, on définira un niveau de nappe correspondant à une hypothèse raisonnable, compte tenu de ses fluctuations probables.

2-2- Notion de coefficient de sécurité :

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réaction du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol (τ_{max}) à la contrainte de cisaillement s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{local} = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Si il n'y a pas rupture ; si, il y a rupture locale.

La définition de ce coefficient de sécurité global se heurte à deux difficultés on ne sait pas évaluer, sauf cas particuliers simples ou appel à modélisation complexe, la répartition des contraintes le long de la surface de rupture et si l'on possède une telle évaluation, on constate en générale que le coefficient de sécurité n'est pas constant

Le long de la surface rupture. Les méthodes présentées ci-après reposent sur différentes estimations approchées des contraintes (τ_{max}) d'une part et de (τ) d'autre part la résistance au cisaillement (τ) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale σ' selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

$$\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales.

Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillements (τ) consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduites :

$$\tau = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \varphi'}{F}$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire) c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. On verra que, généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas et recherchés.

2-3- Les méthodes globales :

2-3-1 Méthode de Caquot :

C'est une méthode globale écrivant l'équilibre de la masse de sol susceptible de glisser. Etablie pour un milieu homogène de caractéristiques c et φ , par une équation du 3eme degré.

On suppose que la répartition des contraintes le long du cercle de glissement varie comme la hauteur h qui surmonte le point M ce qui revient à admettre que la distance entre la corde AC et la surface du talus reste faible. O est le centre du cercle.

Le bilan des forces se fait suivant les axes OY qui est l'axe de symétrie de l'arc de cercle testé et OX qui est parallèle à la corde AC .

Les forces s'exerçant sur la masse du sol susceptible de glisser sont :

- 1) son poids W
- 2) la résultante U des forces de pression dues à la pression interstitielle. Quelle que soit la loi de variation de la pression interstitielle, chacune de ces forces est normale au cercle de glissement, donc la résultante U passe par O et U est connu.
- 3) la réaction du massif extérieur au cercle qui va s'opposer au glissement et que l'on évalue comme suit, en 4 et 5.

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

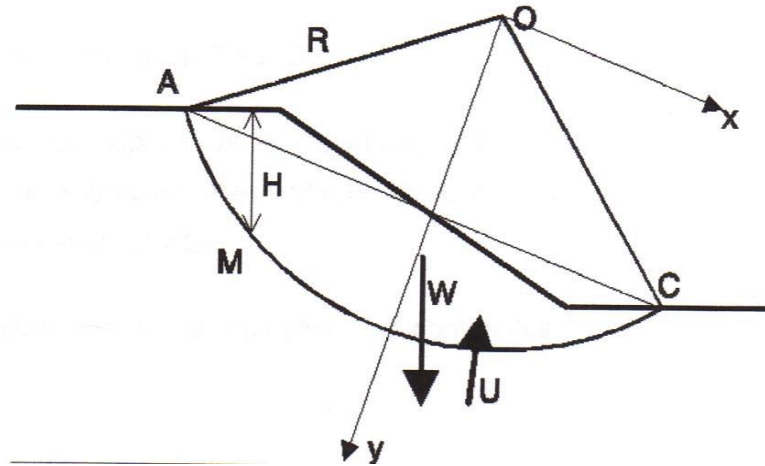


Figure 16: Méthode de Caquot

4) la cohésion étant supposée constante, les forces élémentaires de cohésion le long de l'arc AC sont symétriques deux à deux par rapport à OY. Leur résultante est donc parallèle à OX et passe par un point H de OY. Elle vaut :

$$K = (2 cR \sin \alpha_0) / F \cdot \alpha_0$$

Est le demi-angle au centre du cercle de rupture. Le moment, par rapport au centre du cercle, des forces de cohésion est :

$$Mt = 2 cR^2 \alpha_0$$

Ce qui permet de déterminer le point de passage de cette force. Il est sur l'axe OY à une distance de O de

$$OH = R \alpha_0 / \sin \alpha_0.$$

5) Le torseur des forces de frottement le long de AC : réduit en O, ce torseur est équivalent à un couple et une force. Soit P la résultante des forces normales effectives le long de l'arc AC. P passe nécessairement par O.

La résultante T des forces tangentielles a pour module :

$$T = P \tan \varphi / F$$

En écrivant le moment de T/O, (celui de P est nul), on remarque que ce dernier peut s'écrire OI. S, S étant la projection de T sur OX.

Chapitre 2 :Les Méthodes De Calcul

Cette longueur OI dépend de la répartition des contraintes le long du cercle de rupture, si cette distribution était uniforme de A à C, on aurait le même résultat que pour la cohésion avec

$$OI = OH.$$

6) Mise en équation et résolution.

L'équation d'équilibre des moments donne une expression de S que l'on reporte dans les équilibres suivant OX et OY .

On obtient une équation résolvante en F de la forme

$$F = a + b/F + c/F^2.$$

b et c sont petits et en première approximation on peut écrire.

$$F = a = ((R\alpha_0/\sin\alpha_0) W_\gamma \tan\varphi + 2cR^2\alpha_0)/W_d$$

Ou W est la projection de $W-U$ sur OY et d le bras de levier de W par rapport à O .

2-Méthode générale des coins :

Le sol est divisé en blocs (minimum 3).

- 1) La résistance du sol est aussi mobilisée entre les blocs.
- 2) On estime le point d'application de la composante frottant de la contrainte tangentielle.
- 3) On se donne un coefficient de sécurité initial.

Avec 4 blocs :

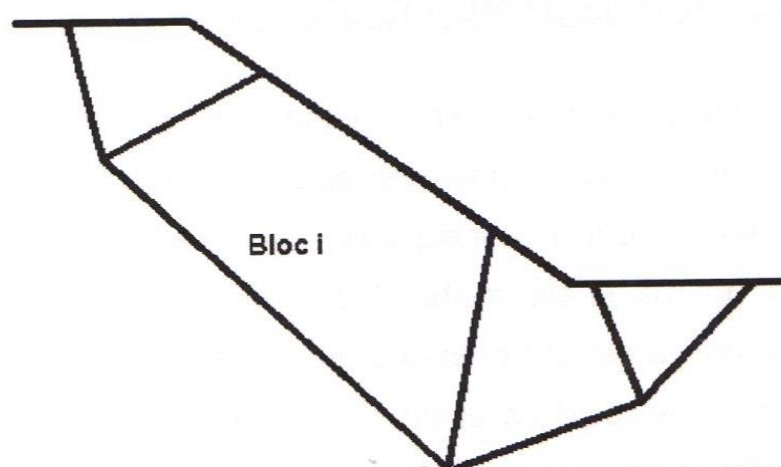


Figure 17: Exemple de découpage en blocs

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

Principe de résolution :

Les polygones des forces sont successivement tracés pour chaque bloc et on résout l'équilibre des forces puis celui des moments.

Pour un bloc l'équilibre est obtenu par l'évaluation de la réaction du bloc adjacent.

Pour le dernier bloc l'équilibre détermine un nouveau coefficient de sécurité.

Si celui-ci est différent du coefficient initialement supposé on entame une procédure itérative.

La surface de rupture est maintenue cinématiquement admissible grâce à l'expression de contrainte sur la géométrie du mécanisme de rupture.

Ceci permet une recherche automatique du système de bloc le plus instable.

Les forces dues à l'eau (pressions, forces d'entraînement) sont prises en compte dans les équilibres.

Cette méthode est prouvée être équivalente à la méthode énergétique par valeur supérieure, elle donne donc des coefficients de sécurité supérieurs ou égaux aux coefficients réels.

II-4- Calcul du coefficient de sécurité en rupture plans:

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface (guide) le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) :

La surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.

La figure ci-dessous représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les cotés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et UL s'équilibrent de part de l'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

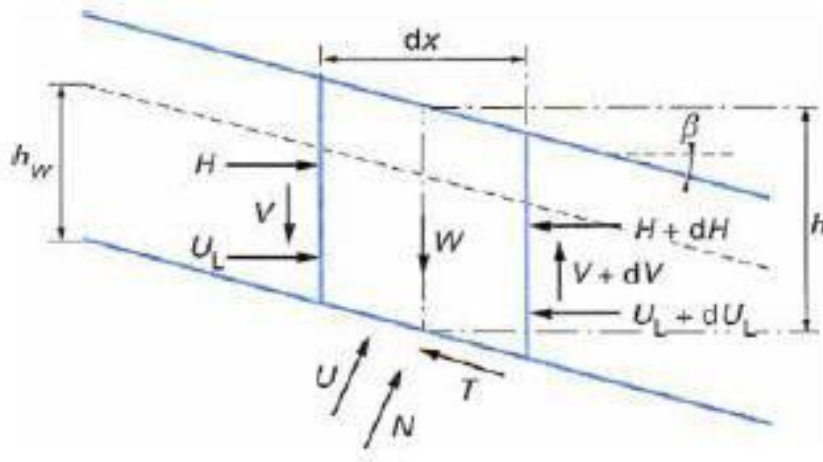


Figure 18: Glissement plans : équilibre d'un bloc

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T = c' \frac{dX}{\cos \beta} + (N - U) \tan \varphi'$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2c'(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan \varphi'}{\gamma \sin 2\beta \gamma h \tan \beta}$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

Pour un matériau purement frottant :

En l'absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

Lorsque la nappe affleure en surface ($h_w = h$) :

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

Ce qui donne, pour un sol courant ($\approx 20 \text{ kN/m}^3$) :

$$F \approx \frac{\tan \varphi'}{2 \tan \beta}$$

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

Pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2 C_u}{\sin 2\beta \gamma}$$

2-5- Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire:

1- Méthode des tranches :

La surface de rupture étant circulaire, est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}}$$

Pour étudier la stabilité d'un talus et afin d'évaluer la répartition des contraintes (σ') sur la surface de rupture, on imagine un découpage des talus en tranches afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur dX assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite (Figure 19).

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

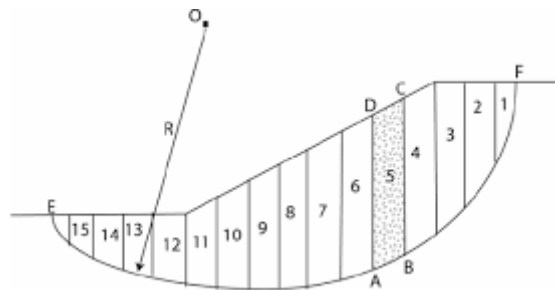


Figure 19: Glissement circulaire (méthode de tranche)

Son poids $w = \gamma h dX$

Deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques), de part et d'autre, H et $H+dH$ qui proviennent des tranches voisines ;

Deux forces verticales V et $V+dV$ de même origine ;

L'équilibre de la tranche n s'écrit, en projetant sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équation des moments est négligée) :

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

$$dH_n - \sigma_n \tan \alpha_n dX + \tau_n dX = 0$$

$$dV_n - \gamma h_n + \sigma_n dX + \tau_n \tan \alpha_n dX = 0$$

Compte tenu du critère de **Mohr-Coulomb** ($\sigma_{max} = c' + \sigma' \tan \varphi'$), en prenant toutes les tranches de la même épaisseur, on a :

$$F = \frac{\sum (c + (\sigma_n - U_n) \tan \varphi) \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n}$$

Un est la pression hydraulique sur la base de la tranche (n), supposée connue.

Le deuxième membre contient les inconnues σ_n ; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer.

2- Méthode de Fellenius :

L'hypothèse la plus couramment utilisée, a été faite par **Fellenius** en **1927**, elle consiste à admettre que les efforts inter-tranches horizontaux sont nuls. Cette méthode permet de prendre en compte une surface topographique de forme quelconque, des forces extérieures appliquées à cette surface, plusieurs couches de terrains stratifiés, et une nappe filtrant dans ces terrains.

Le coefficient de sécurité prend la forme suivante

$$F = \frac{\sum (c + (\gamma h_n \cos \alpha_n) \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n}$$

Cette formule permet de réaliser une estimation sommaire de **F** lorsque des calculs par ordinateur ne sont pas possible.

3- Méthode de Bishop :

En (**1955**), Bishop a apporté une amélioration à la méthode de **Fellenius**. Elle a donné lieu à l'établissement de plusieurs programmes de calcul sur ordinateur.

Pour calculer la résistance au cisaillement par le critère de **Mohr-Coulomb**, il faut déterminer la valeur de la normale – en chaque point de la surface de glissement.

- La surface de rupture est un cylindre à section circulaire.
- Le sol à un comportement rigide-plastique.
- Le critère de rupture de sol est celui de **Mohr-Coulomb** : ($\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$), dans une analyse à long terme et $\tau_f = Cu$ dans une analyse à court terme.

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

- Les efforts verticaux inter-tranches sont négligés.
- Le coefficient de sécurité F est constant tout le long de la surface de rupture est s'écrit :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau}$$

L'expression de ce coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique : équilibre de force verticale appliquées à chaque

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i b_i + (W_i \cos 2\alpha_i - U_i b_i) \tan \varphi_i) \frac{1}{\cos \alpha_i (1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F})}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

Dans cette expression, i est l'indice de la tranche, C_i désigne la cohésion drainée du sol à la base de la tranche considérée, α_i l'angle de frottement drainé du sol, b_i la largeur de la tranche, W_i le poids de la tranche i , α_i l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tangente à la courbe de rupture à la base de la tranche.

4- Méthode de Janbu :

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, **Janbu (1954-1957)** propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale taoïque et la force d'équilibre et toute la masse glissée.

L'équilibre horizontal nous donne pour F :

$$F = \frac{\sum b \tau \frac{1}{\cos 2\alpha}}{\sum (W + \Delta X) \tan \alpha}$$

Avec :

$$\tau = \frac{c + (\frac{W + \Delta X}{b} - U) \tan \varphi}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi}{F}}$$

Les forces inter-tranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les considérations d'équilibre

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

$$\Delta E = (W + \Delta X) \tan \alpha \frac{\tau b}{F \cos 2\alpha}$$

$$X = -E \tan \alpha \tau + h \tau \frac{\Delta E}{b}$$

Dans les quelle :

ΔE : est la différence des forces normales aux cotés de deux tranches successives.

ΔX : est la différence des forces parallèles aux cotés de deux tranches successives.

α , : Défensivement la direction et la position de la ligne de poussée.

Le point de départ est la tranche du sommet dans laquelle X et E ont une valeur nulle d'

2-6- Calcul du coefficient de sécurité en rupture bidimensionnelle:

2-6-1- Méthode de perturbation :

Une autre méthode de calcul, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la méthode dite des perturbations. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture ; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes (σ) et (τ) le long de la surface de rupture (Figure 20)

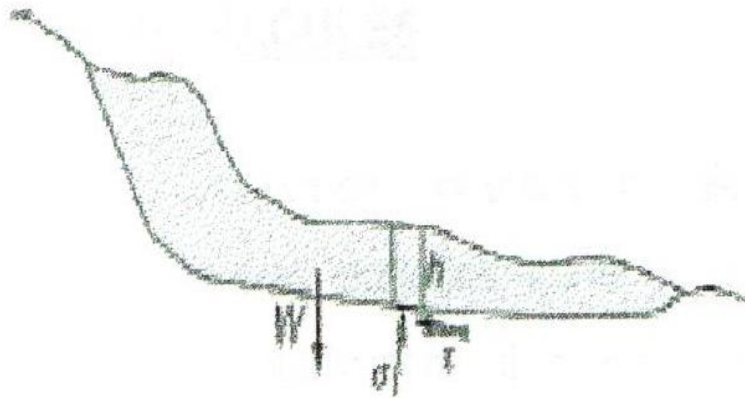


Figure 20: Méthode de perturbation

La répartition de la contrainte normale est cette fois encore inconnue. La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale σ sur une facette tangente à la surface de rupture (inclination α) s'écrit comme une perturbation de la contrainte $\sigma_0 = g h \cos^2 \alpha$ normale à une facette inclinée à α , à

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

une profondeur h , dans un massif infini incliné à α . Deux paramètres de perturbation interviennent : λ et μ .

Dans le programme de calcul **PETAL-LCPC**, on utilise l'expression :

$$\sigma = \sigma_0(\lambda + \mu \tan \alpha)$$

Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et des moments) à trois inconnues (λ, μ, F).

II-7- Le programme de calculs :

Les calculs de stabilité qui se proposent de rechercher la valeur minimale de F , et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur, ne s'effectuent pratiquement plus manuellement.

Il existe maintenant de nombreux programmes de calcul sur ordinateur (des logiciels), desquels on a parfois tiré des abaques.

Historiquement nous pouvons noter les programmes suivants :

- RRT, premier programme diffusé qui possédait les méthodes de Fellenius, Bishop, des perturbations, de **Janbu**.
- VESTAL orienté vers la **CAO** sur un matériel très particulier.
- PETAL une mise à jour de RRT avec de nombreuses extensions (**LCPC**).
- NIXES et TROLLS, développé depuis **1972** inclut des modes nouveaux de calcul et de paramétrage. Sa mise en oeuvre bénéficie des concepts de CAO enseignés par VESTAL. Ce

programme sert de module de calcul pour le système expert XPENT. En cours de développement (ENTPE).

- TALREN premier programme pour le renforcement des pentes par coulage (diffusé par TERRASOL).
- STABIL programme de calcul de BRGM.
- GEOSLOP Programme de calcul qui se base sur la théorie de l'équilibre limite
- PLAXIS programme de calcul qui se base sur la théorie de l'élément finit

Chapitre 2 :Les Méthodes De Calcul

2-8- Conclusion :

Les géotechniciens calculent par habitude le facteur de sécurité pour évaluer la stabilité des pentes en utilisant les méthodes déterministes malgré la différence entre les résultats obtenus –le facteur de sécurité, la surface hypothétique de glissement.

Mais l'analyse de la stabilité des pentes obtenue par la méthode d'équilibre limite calcule le facteur de sécurité en se basant sur un ensemble fixe de conditions et de paramètres matériels.

Dans la pratique géotechnique, il y'a plusieurs de sources d'incertitude dans l'analyse de la stabilité de pentes, par exemple, incertitudes spatiales (topographie et stratigraphie d'emplacement, etc...) et incertitudes des données d'entrée (caractéristiques du sol, propriétés mécanique du sol, etc..).

L'analyse déterministe de la stabilité de pentes par le calcul du facteur de sécurité, n'est pas une bonne manière pour considérer la variabilité des paramètres de résistance du sol.

Une approche de fiabilité complète l'analyse et la conception de pentes, parce qu'elle explique et considère la variabilité des paramètres d'entrée dans le calcul.

Chapitre 3 :

Méthodes de renforcement

Chapitre 3 : Méthodes de renforcement

2.1 Introduction

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution de confortement optimale, c'est-à-dire la plus efficace et la moins coûteuse. La protection contre le risque de glissement de terrain passe par l'étude du phénomène (nature de terrain, vitesse de déplacement, volume déplacé, facteur déclenchant), qui conduit à l'exécution de travaux de stabilisation.

Les techniques de stabilisation des glissements peuvent être classées en 3 catégories :

- Les terrassements
- Les dispositifs de drainage
- L'introduction d'éléments résistants

2.2 Les terrassements

Ces techniques consistent à modifier la topographie du glissement afin de retrouver une situation d'équilibre.

On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les charges sur l'équilibre des masses : L'allègement en tête de glissement et le chargement en pied
- Les charges sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

2.2.1 L'allègement en tête de glissement

Cela consiste à décharger la "tête du glissement". Ce déchargement entraîne une diminution de la masse et donc des forces motrices. Il est également possible d'augmenter la stabilité d'un terrain en réduisant sa pente. Cette solution est adaptée pour des talus non naturels ou de faible extension, mais généralement difficile à mettre en œuvre sur les versants naturels.

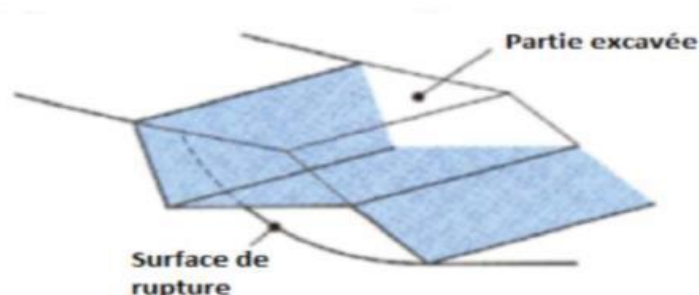


Figure 2.1 Allègement en tête (DURVILLE & GILLE, 2008).

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

2.2.2 La purge des matériaux remaniés

Cela consiste à supprimer les matériaux glissés. C'est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste et de faible profondeur

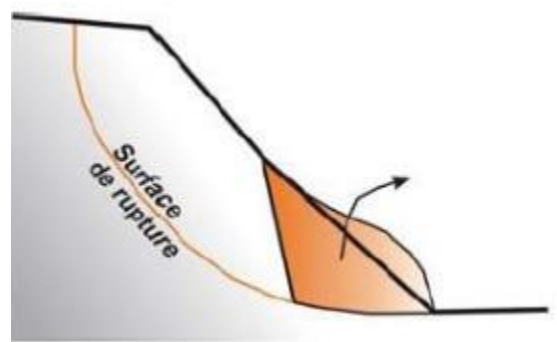


Figure 2.2: La purge totale

2.2.3 La substitution partielle ou totale

Lorsque la purge totale n'est pas possible, la substitution se limite à des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation. Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut-être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

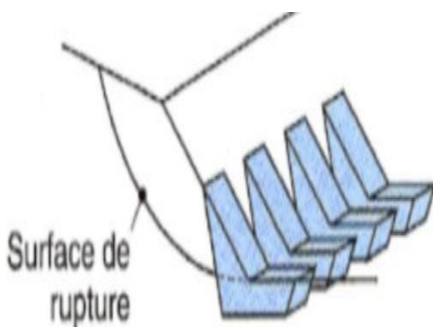


Figure 2.3 : Substitution totale des matériaux

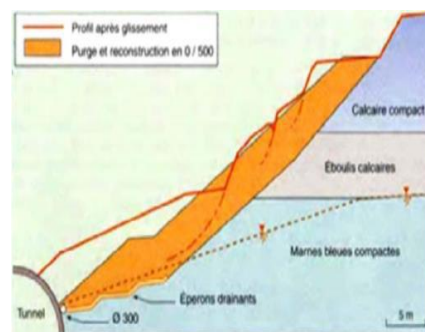


Figure 2.4 : Substitution partielle au droit du sol qui a glissé

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

2.2.4 Le chargement en pied

Le chargement en pied consiste à construire un ouvrage de butée en pied de glissement afin d'équilibrer les forces motrices et de contenir les déplacements de la masse instable. Il est en général associé à du drainage.

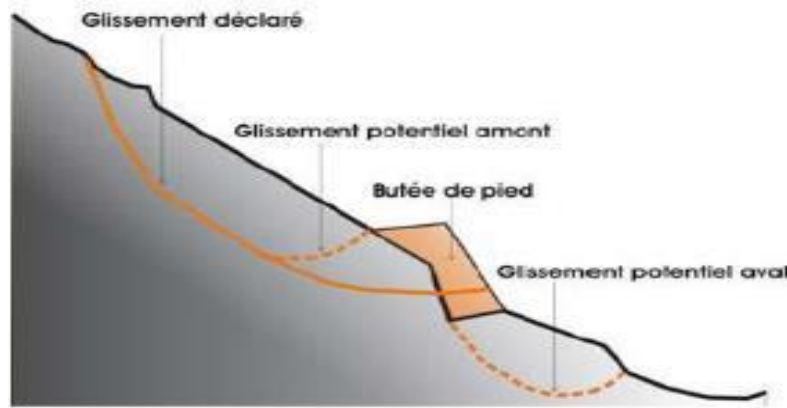


Figure 2.5: Le chargement en pied

2.3 Les Dispositifs De Drainage

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en oeuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise :

Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation. On cite les différents types de drainage :

- Collecte et canalisation des eaux de surface
- Tranchées drainantes
- Masques et éperons drainants
- Drains verticaux
- Drains subhorizontaux

Chapitre 2 :Les Méthodes De Calcul

2.3.1 Drainage de surface

Il s'agit de mettre en oeuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans les terrains en mouvements en collectant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, etc.)

2.3.2 Tranchées drainantes

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture.

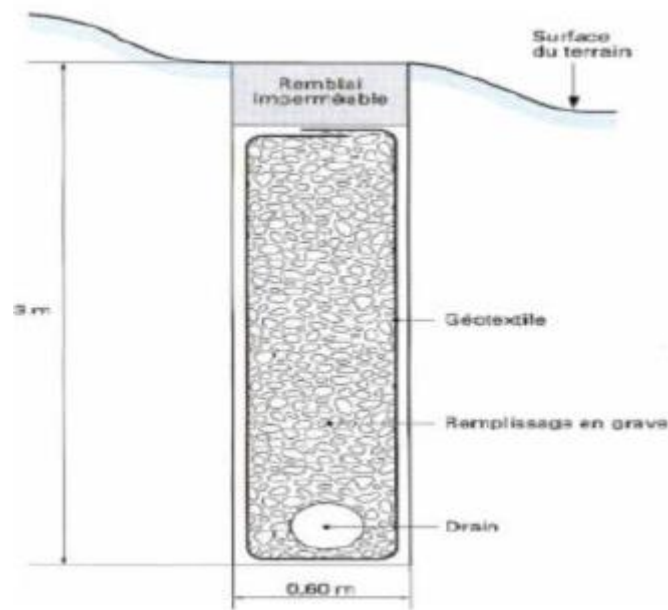


Figure 2.6: Coupe type d'une tranchée drainante (DURVILLE & GILLE, 2008).

2.3.3 Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines.

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible.

Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

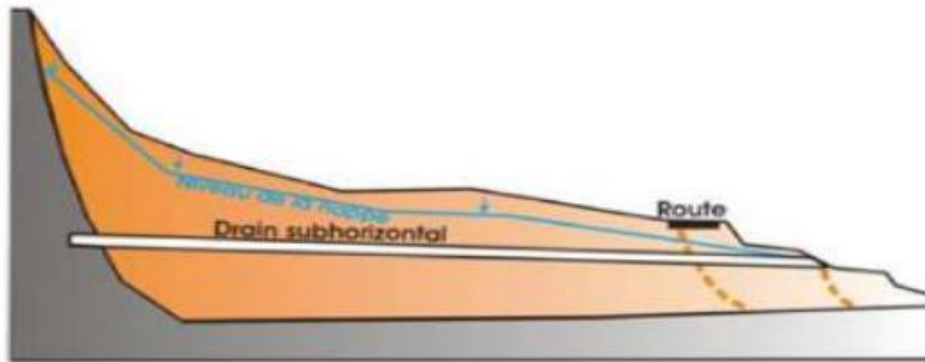


Figure 2.7 : Stabilisation par drains subhorizontaux

2.3.4 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

2.3.4 Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Le creusement de galeries drainantes est une solution chère mais efficace (Sadaoui, 2015).

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

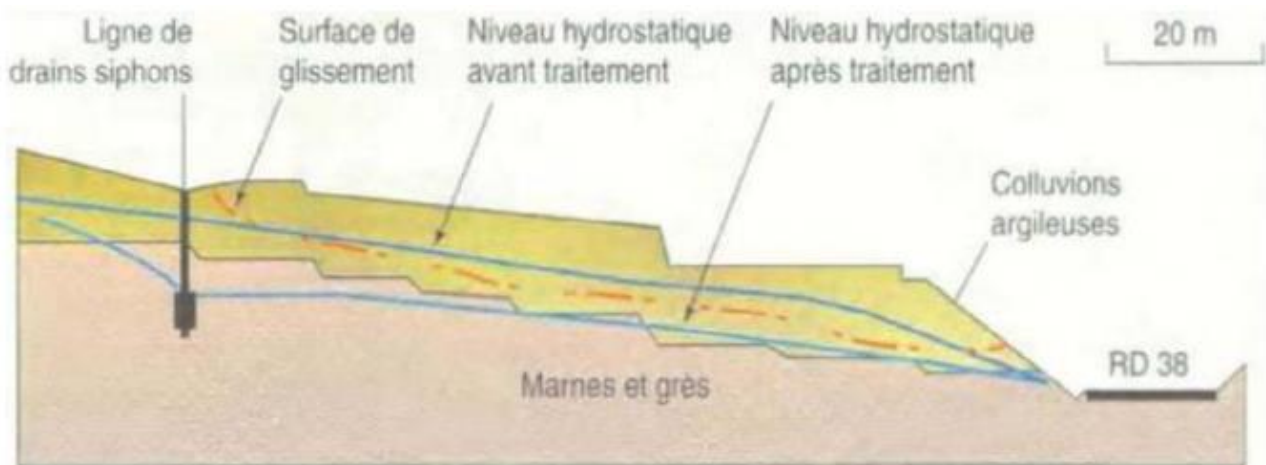


Figure 2.8 : Stabilisation par drains verticaux du glissement.

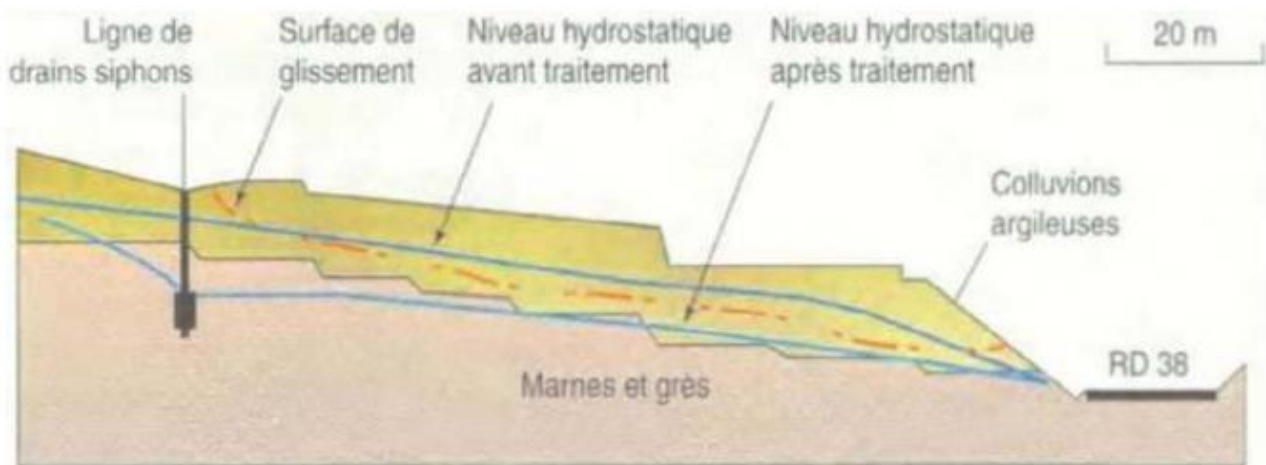


Figure 2.8 : Stabilisation par drains verticaux du glissement.

2.4 L'introduction d'éléments résistant

La mise en place d'éléments résistants n'influe pas directement sur la cause du mouvement mais sur ses conséquences. Les éléments résistants (type ouvrages de soutènement, tirants, ancrages, rangées de pieux...) visent à réduire ou arrêter les déformations. Ces techniques sont intéressantes dans le cas où les techniques de stabilisation type terrassement ou drainage ne peuvent être techniquement ou économiquement mises en oeuvre.

2.4.1 Enrochement

Éperons drainants et enrochement en pied de glissement pour contrer l'avancée des matériaux sur la chaussée.

Chapitre 2 :Les Méthodes De Calcul



Figure 2.9: Stabilisation par enrochement.

2.4.2 Ouvrage rigide

Partie supérieure souple : mur de pierres emboîtées, partie inférieure rigide : mur en béton (pied du glissement) avec ancrages (masqués par le béton).

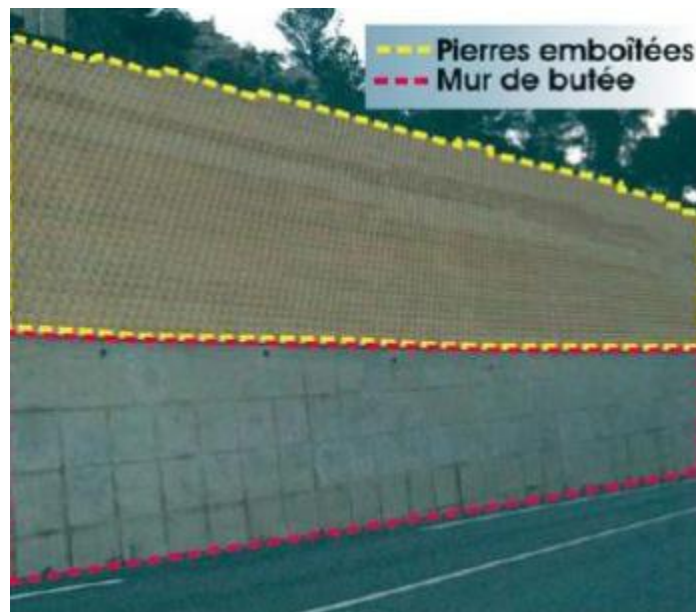


Figure 2.10: Mur en pierres sur mur en béton

2.4.3 Nappe en géo- synthétique

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géo-synthétiques géo-grille, géotextile ou géo-composite. Les géo-synthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblai renforcé.

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul



Figure 2.11: Renforcement par géo-synthétique

Les géo-synthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à la base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les géo-synthétiques les plus utilisés sont les géotextiles, les géo-composites et les géo-grilles. (BOUAFIA ,2009).

2.4.3 Systèmes d'ancrages

Les ancrages peuvent être de 2 types : soit passifs soit actifs.

- Un ancrage passif est constitué par une ou plusieurs armatures (barres d'acier) scellées dans le rocher, assurant la solidarisation d'un volume potentiellement instable avec le massif stable situé en arrière.
- Les ancrages actifs sont constitués de barres ou câbles scellés en fond de trou au-delà de la zone instable et mis en tension (mesurée à l'aide d'un manomètre).

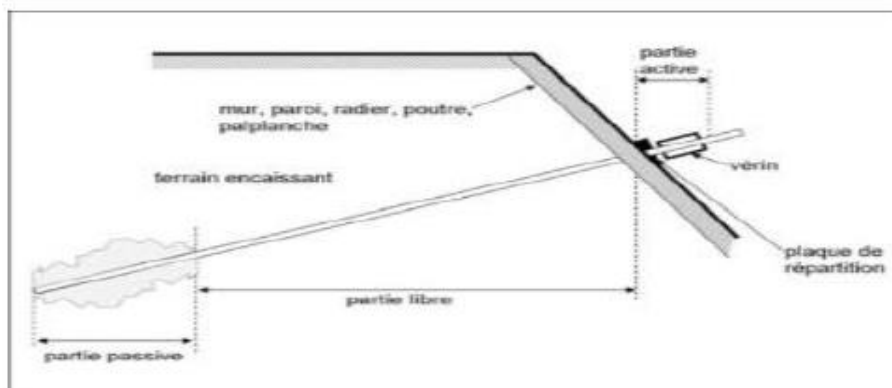


Figure 2.12: Schéma de principe d'un ancrage à l'aide de tirants précontraints

Chapitre 2 :Les Méthodes De Calcul

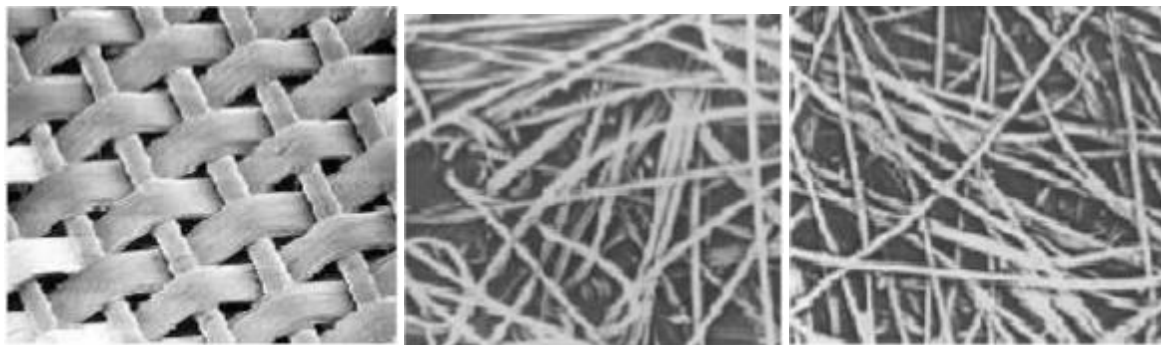
2.4.4 Renforcement par géotextile

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique. Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent bien aux propriétés mécaniques des sols meubles. Les géotextiles rentrent dans la catégorie des matériaux géo synthétiques.

2.4.4.1 Type de géotextiles

On distingue trois types (BOUAFIA.A ,2009)

- **Géotextile non tissé** : Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.
- **Géo tricotée** : Géotextile produit par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, filaments ou autres éléments
- **Géo tissée** : Géotextile produit par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



Géotextile tissé de mono filament

Géotextile non-tissé thermo lié

Géotextile non-tissé aiguilleté

Figure 2.13 : Typologie des géotextiles

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

2.4.5 Les clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

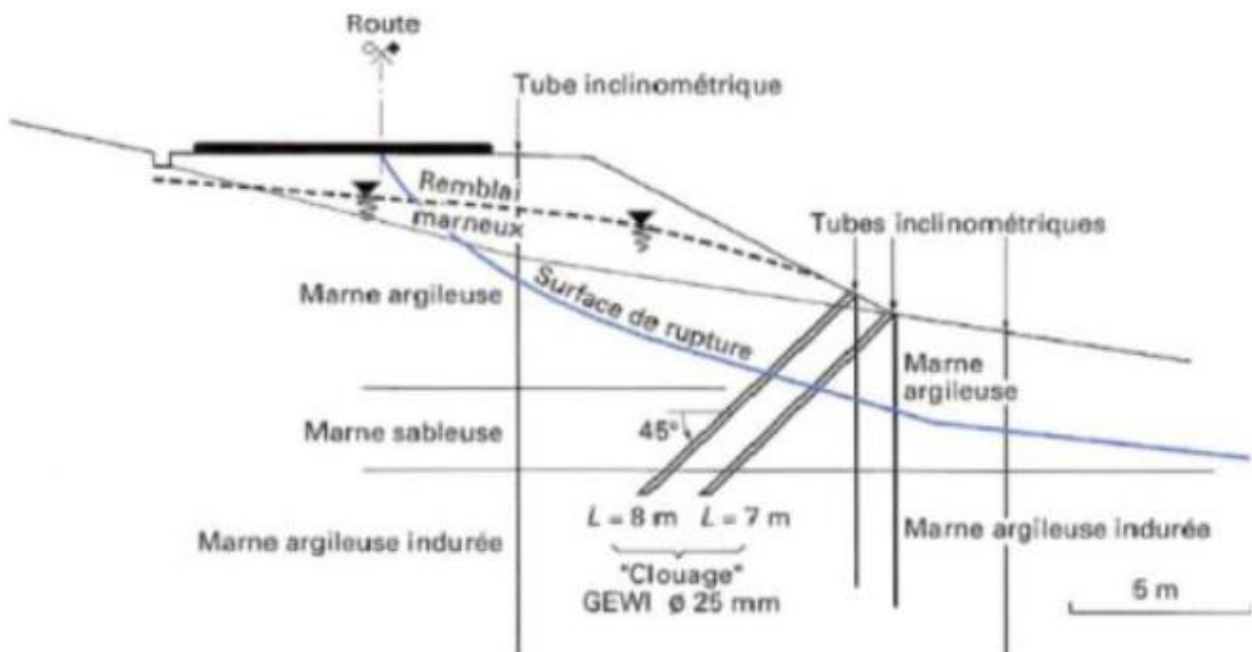


Figure 2.14: Exemple de clouage d'un glissement (DURVILLE & GILLE, 2008).

2.4.6 Renforcement des talus par des pieux

2.4.6.1 Définition d'un pieu

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles (Sadaoui. O, 2015)

Chapitre 2 :Les Méthodes De Calcul

Le clouage de glissement par des pieux avec leurs inerties importantes d'où les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux à trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tient compte des caractéristiques du site. Si cette technique à trouver tant d'applications dans le renforcement des talus, c'est parce qu'elle est rapide à mettre en oeuvre et quelle n'affecte pas la géométrie du site.

2.4.6.2 Principaux type de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux :

Les pieuses mises en oeuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

2.4.6.3 Pieux battus

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécuté en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.



Figure 2.15 : Photos pendant la réalisation de pieux battus.

- Les pieux sont fabriqués en béton précontraint et ont des dimensions fixes.
- Les pieux sont battus dans le sol à l'aide d'un mouton diesel ou hydraulique.

Chapitre 2 : Les Méthodes De Calcul

2.4.6.3 Pieux forés

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité des parois de forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusque à la base du pieu.

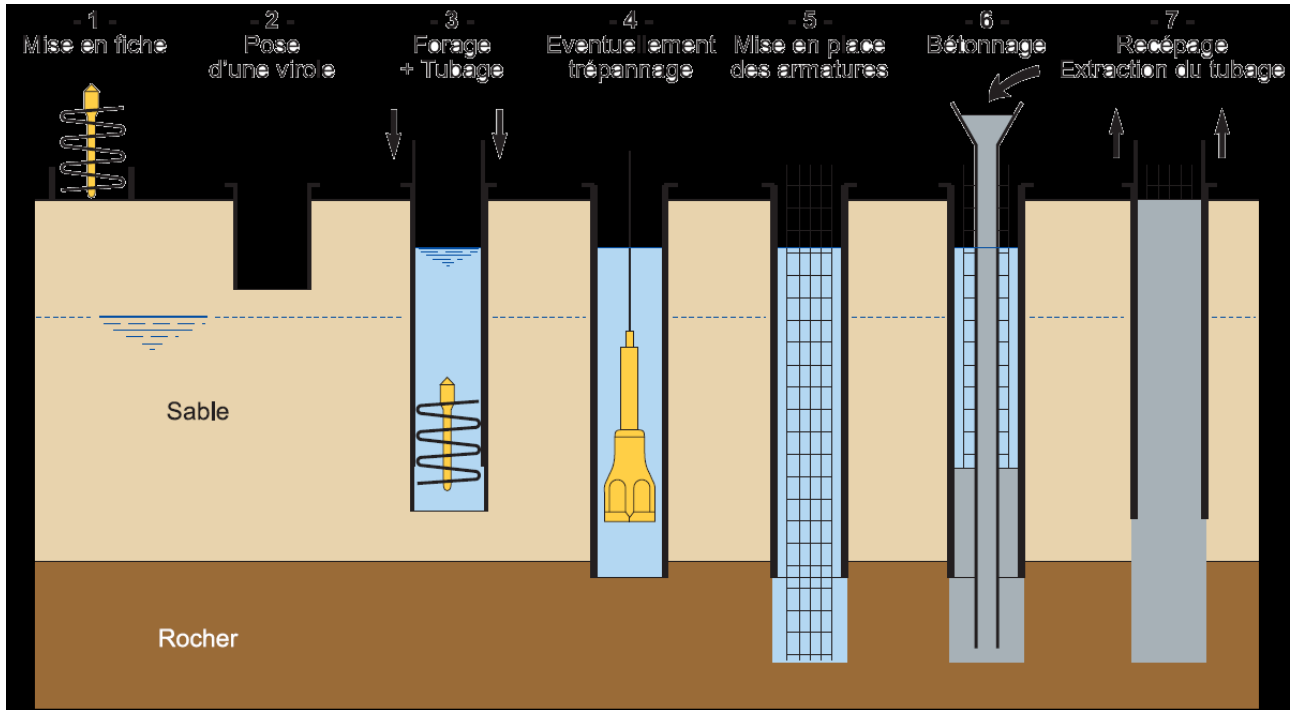


Figure 2.16 : Différentes étapes de la réalisation d'un pieu forés

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion (Yahiaoui et Zibani, 2013).

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable. Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement.
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol).
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux.
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

Chapitre 2 :Les Méthodes De Calcul

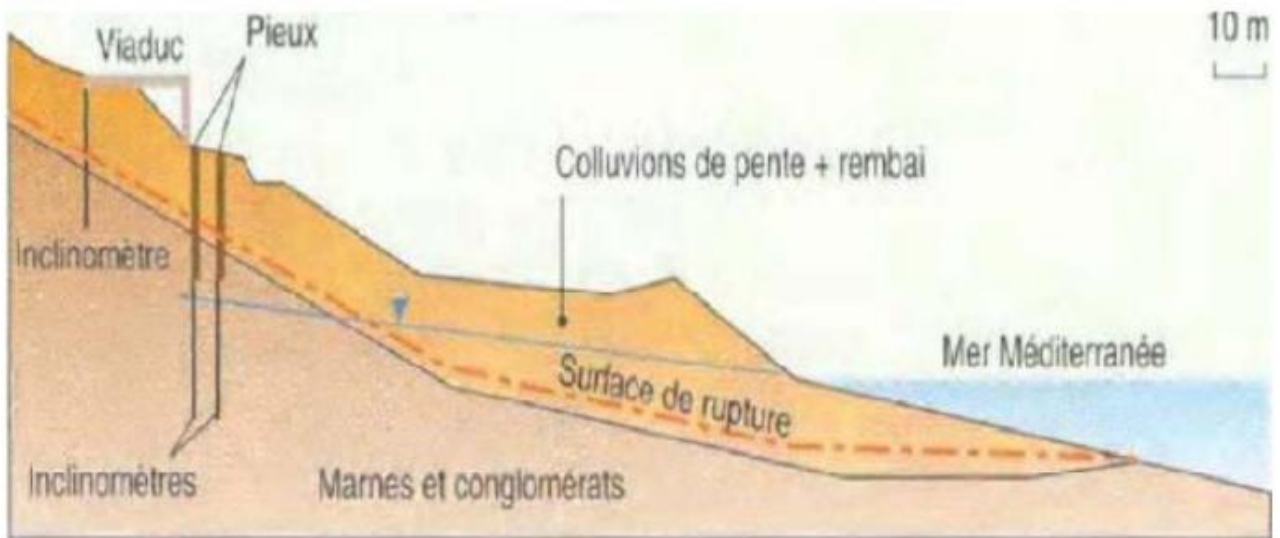


Figure 2.17: Confortement par pieux (A. LARIBI, 2015).

Chapitre 2 :Les Méthodes De Calcul

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons passé en revue les différentes méthodes de confortement de glissement de terrain, que l'on peut projeter lors des études d'avant-projet.

Cependant, Les méthodes de confortement ont comme but essentiel d'assurer la stabilité des talus susceptible d'être en mouvement, et qui peuvent engendrer des risques de pertes humaines ou économiques. Le choix d'une des méthodes de confortement résulte essentiellement de l'analyse multicritère de la gamme des solutions possibles en tenant compte des critères :

- Technique : solution assurant la stabilité du talus étudié, et faisant recours à des procédés de construction maîtrisés par les entreprises.
- Economique : coût raisonnable de la solution retenue vis à vis la complexité du problème et de la capacité financière de l'état ;
- Sociale : solution acceptée par la société ;
- Environnement : solution garantissant ou minimisant l'impact néfaste sur l'environnement.

Chapitre 4 :
Modalisation numérique de
Glissement de terrain

Chapitre 4 :Modalisation numérique de Glissement de terrain

4.1 .Introduction :

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final est de définir une solution de confortement optimale, c'est-à-dire la plus efficace et la moins couteuse

4.2 .Présentation de logiciel Plaxis2D :

PLAXIS est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis en deux dimensions Spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations peuvent être représentées par un modèle plan. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

Afin de permettre d'élaborer une étude complète et précise, le logiciel Plaxis2d nécessite l'introduction de paramètres de base, et ce en vue de donner des résultats représentatifs et le plus proche possible de la réalité et du terrain étudié. L'interprétation de ces résultats obtenus permettra de proposer la solution et le choix du confortement le plus approprié.

4-3. Parti sismique :

4-3-1 L'action sismique

Durant ces dernières années, la sismologie s'est essentiellement penchée sur l'étude de la propagation des ondes élastiques et les propriétés des milieux traversés par ces ondes. Cela a ainsi conduit à une meilleure connaissance de la structure de la terre ainsi qu'à une modélisation de cette sollicitation dynamique comme un diagramme accélération-temps. Les travaux effectués jusqu'à présent ont conduit rapidement à la prise en compte d'une telle sollicitation dans le dimensionnement d'ouvrages de génie civil, notamment les ouvrages en sol renforcés.

4-3-2. Origine des séismes :

Considérons un bloc parallélépipédique de croûte terrestre. Ce bloc est soumis à une contrainte tectonique de cisaillement et va alors se déformer. Lorsque le bloc atteint sa limite de déformation, il rompt le long de son plan de cisaillement et on admet alors une chute de contrainte de manière quasi instantanée, accompagnée d'une libération brutale d'énergie. Il se produit alors une propagation d'ondes dans la croûte terrestre, soit un séisme. Son mécanisme de déclenchement par accumulation progressive de contrainte et libération brutale par glissement d'un demi-bloc sur l'autre a été proposé par H. Reid à la suite du grand séisme de San Francisco (1906). La figure 1.1 présente le mécanisme de déformation d'une faille élémentaire.

Chapitre 4 : Modalisation numérique de glissement de terrain

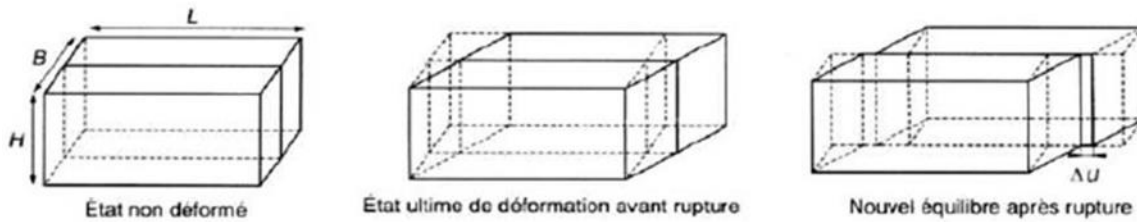


Figure 1.1. Modèle élémentaire de faille

4-3-3. Propagation des ondes sismiques :

Propagation verticale. A une certaine profondeur, il existe une couche dont la roche a des caractéristiques nettement plus élevées que celles des sols sus-jacents. L'onde sismique propageant dans la roche va, en heurtant la surface de discontinuité entre les 2 milieux, être réfractée. Les lois de Snell montrant que le rapport d'admittance étant très faible, l'onde se propagera dans les couches de sol suivant un trajet subverti cal. En progressant vers la surface, la diminution des caractéristiques provoque une réfraction continue et le trajet de l'onde devient quasiment vertical.

Décomposition en ondes P et S. Le mouvement des couches de sols peut être décomposé selon deux directions, chacune étant associée à un type d'onde. Le mouvement vertical résulte des ondes de type P et le mouvement horizontal résulte des ondes de type S. Basée sur une hypothèse couramment admise en génie parasismique, le mouvement horizontal résulte uniquement de la propagation d'onde de cisaillement, et le mouvement vertical, d'ondes de compression. En faisant l'hypothèse d'un sol stratifié horizontalement, le problème devient unidimensionnel.

On distingue différents types d'ondes (figure 1.2). Les ondes de volume incluant les ondes P et les ondes de surface dites de Rayleigh ou de Love. Ces ondes se traduisent par un déplacement vertical E_{dz} et horizontal E_{dx} du sol, entraînant également des rotations E_{θ} . Ces composantes de l'action sismique sont décrites sur la figure 4.

Elles dépendent de la position du point considéré par rapport à l'hypocentre du séisme:

- A l'épicentre du séisme : $E_{dz} \approx E_{dx}$.

- A plus grande distance : $E_{dz} = 50\% \text{ à } 70\% \times E_{dx}$.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

- Généralement $E\theta$ est négligeable.

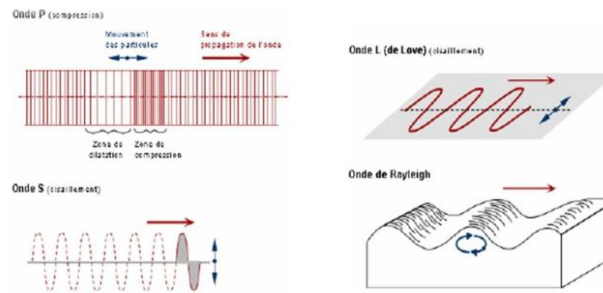


Figure 1.2. Différents types d'Ondes

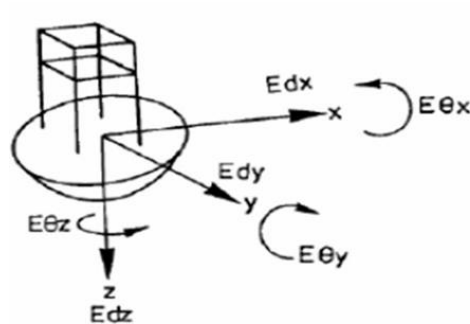


Figure 1.3. Composantes de l'action sismique

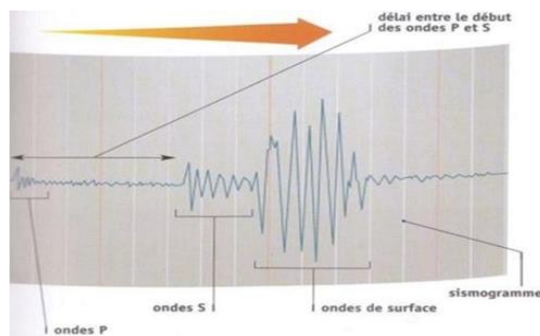


Figure 1.4. Enregistrement des ondes

Chapitre 4 : Modalisation numérique de glissement de terrain

4-4. Modélisation numérique :

4-4-1. Analyse numérique du talus sans confortement :

Le talus objet de cette étude est modélisé sous plaxis par un modèle géométrique de 53 m de long et 17 m de hauteur tel qu'il est présenté sur la figure suivante :

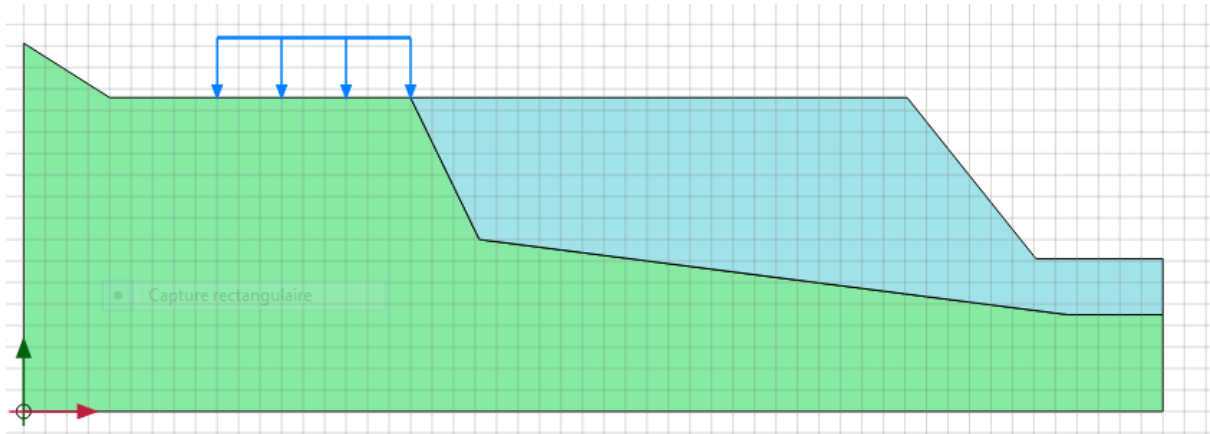


Figure 4-1 : Modèle géométrique du talus

Les paramètres géotechniques des différentes couches sont donnés sur le tableau suivant :

N° Couche	Nature de sol	γ (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/3)	C (Kpa)	ϕ (°)
1	Remblais	21.4	21.4	21	17
2	Schiste Argileux	21.4	21.4	30	15

Tableau 01 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols

4-4-2. Analyse Statique :

Pour le modèle numérique, nous avons utilisé des éléments triangulaires avec une finesse moyenne pour la génération du maillage du modèle.

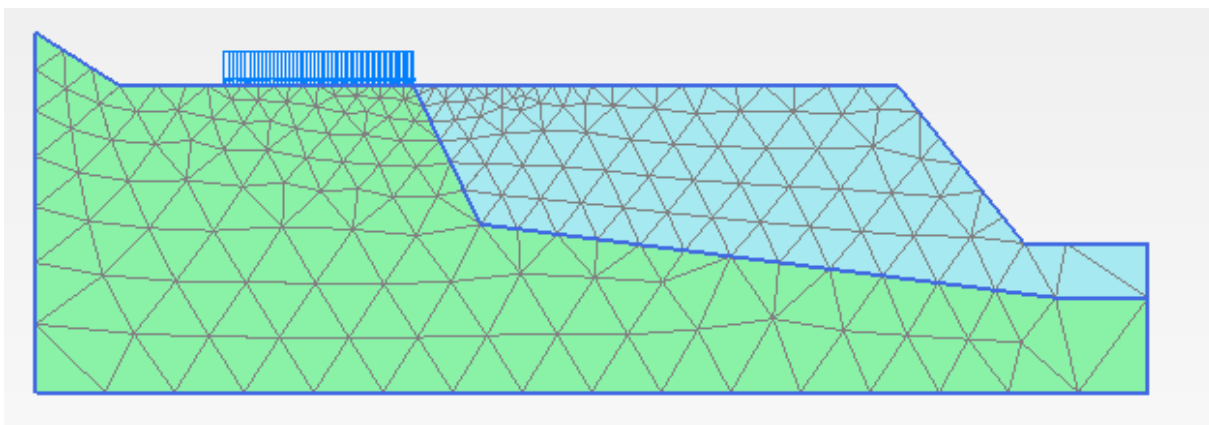


Figure .4 .2 : Maillage du modèle

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

-La première phase : c'est la phase initiale : dans cette phase, on active le modèle et dans la Rubrique « Calculation type », on sélectionne « Gravity loading ».

General	
ID	def_static [Phase_1]
Start from phase	Initial phase ▼
Calculation type	Plastic ▼
Loading type	Staged construction ▼
ΣM_{stage}	1,000
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic ▼
Thermal calculation type	Ignore temperature ▼
Time interval	0,000 day
Estimated end time	0,000 day
First step	29
Last step	83
Design approach	(None) ▼
Special option	0

Figure4-5 Génération des contraintes initiales par gravité

La deuxième phase : est « Plastic » dans laquelle, le modèle entier est activé. Elle consiste à calculer les déformations sous le système de charge prévu dans le modèle de calcul.

General	
ID	def_static [Phase_1]
Start from phase	Initial phase ▼
Calculation type	Plastic ▼
Loading type	Staged construction ▼
ΣM_{stage}	1,000
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic ▼
Thermal calculation type	Ignore temperature ▼
Time interval	0,000 day
First step	29
Last step	83
Design approach	(None) ▼
Special option	0
Deformation control parameters	
Ignore undr. behaviour (A,	<input type="checkbox"/>
Reset displacements to zero	Capture <input checked="" type="checkbox"/> triangulaire
Reset small strain	<input checked="" type="checkbox"/>
Reset state variables	<input type="checkbox"/>
Reset time	<input type="checkbox"/>
Updated mesh	<input type="checkbox"/>
Updated water pressure	<input type="checkbox"/>
Ignore suction	<input checked="" type="checkbox"/>
Cavitation cut-off	<input type="checkbox"/>
Cavitation stress	100,0 kN/m ²

Figure4-6 phase plastique pour le calcul des déformations

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

La troisième phase : dans cette phase, on sélectionne la rubrique « Safety » dans « Calculation type ».

Elle consiste à évaluer le facteur de sécurité en fonction du système de charges envisagé.

La valeur du facteur de sécurité est visualisée sur les figures suivantes :

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	-0,02057E-9
ForceX - Reached total force	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	1,221

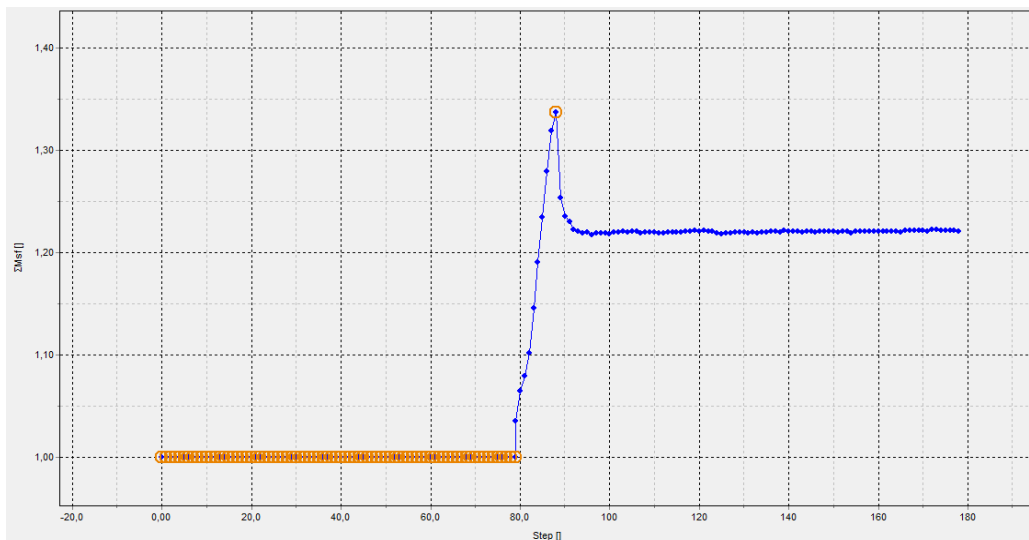


Figure4-7 Convergence de la valeur du facteur de sécurité statique

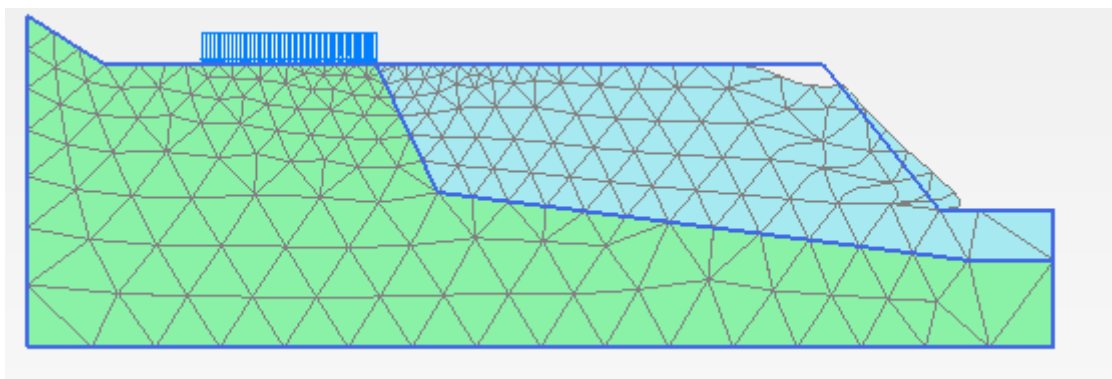


Figure4-8 Déformée du modèle

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

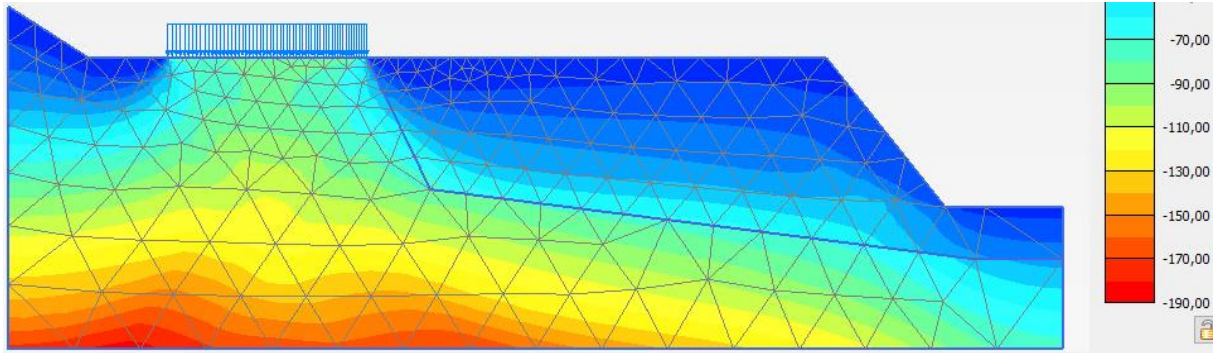


Figure 4-9 Contraintes total

La contrainte totale verticale est de l'ordre de 185 KN/m^2 au droit de la base du modèle.

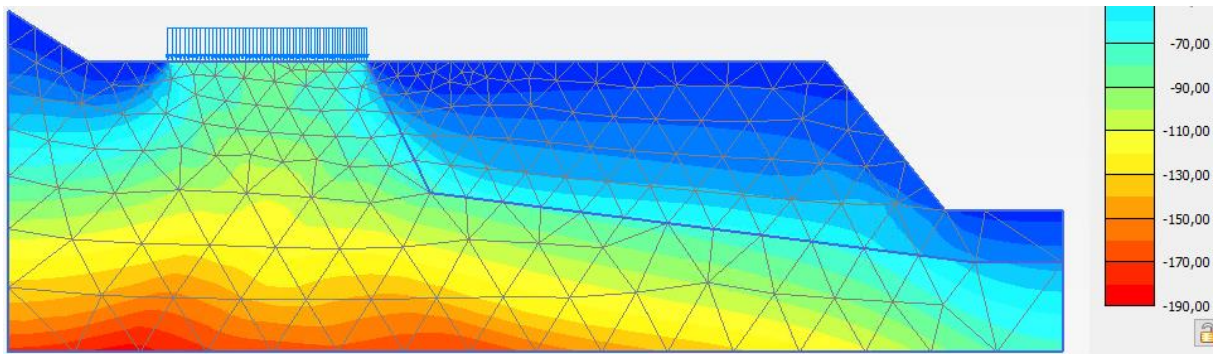


Figure4-10 Contraintes effectives

La contrainte effective devient de plus en plus importante quant la profondeur augmente.

En absence de la nappe phréatique, les valeurs des contraintes totales et effectives sont égales.

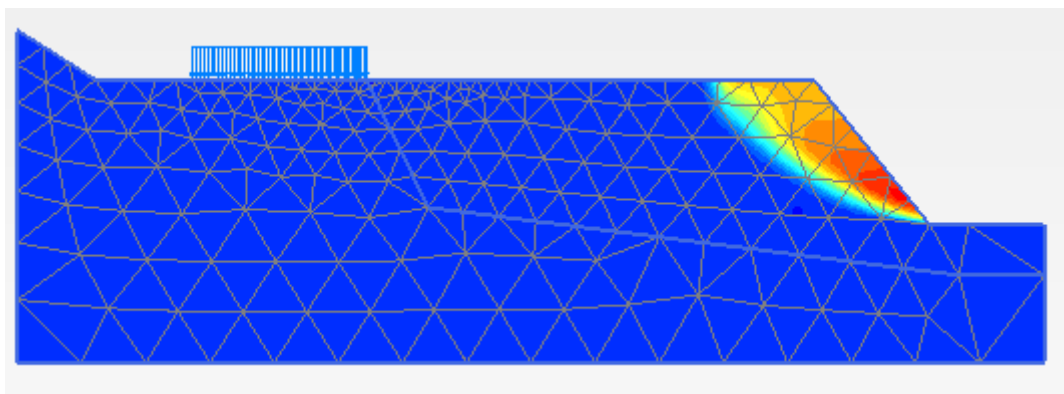


Figure4-11 Déplacements totaux et ligne de rupture

Les déplacements totaux sont de l'ordre de 8.06 mm au niveau du sol d'assise du bâtiment.

Chapitre 4 : Modalisation numérique de glissement de terrain

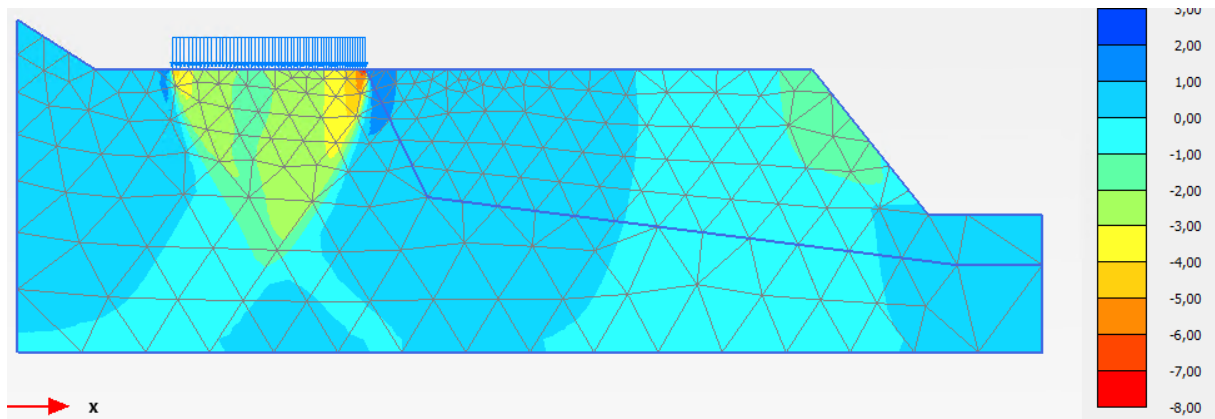


Figure4-12 Déplacements vertical

Les déplacements verticaux sont de l'ordre de 7.32mm au niveau du sol d'assise du bâtiment.

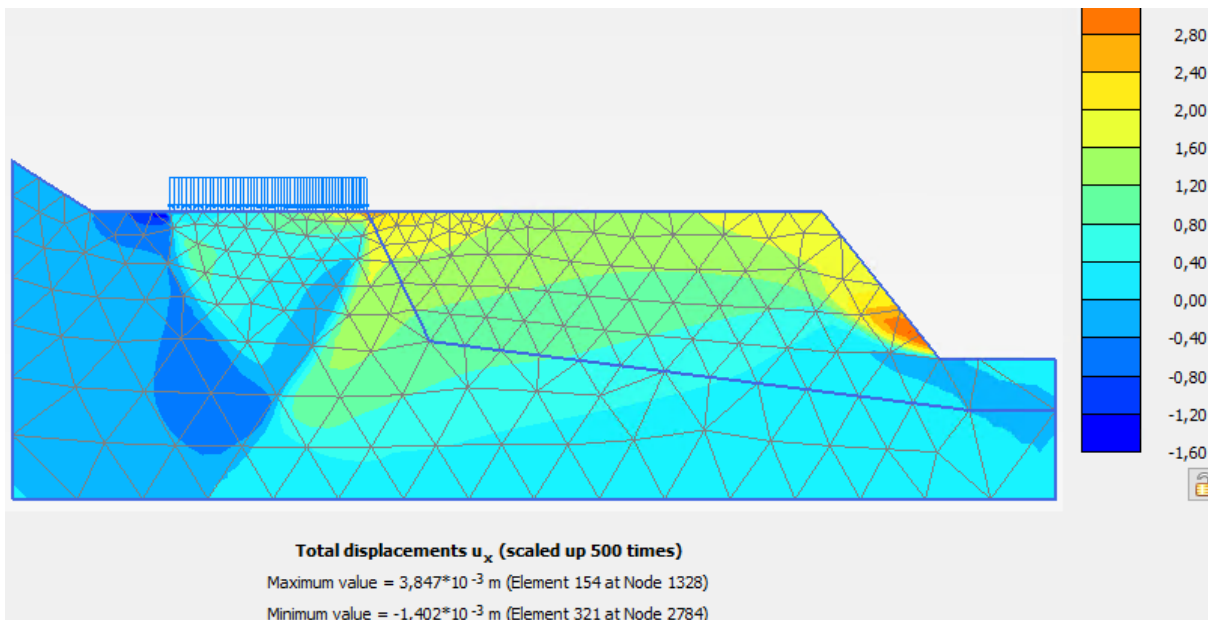


Figure 4-13 Déplacements horizontal de la masse glissante

Le déplacement horizontal est de l'ordre de 3.85 mm .

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.223 < 1.5$ qui met en évidence l'instabilité du talus.

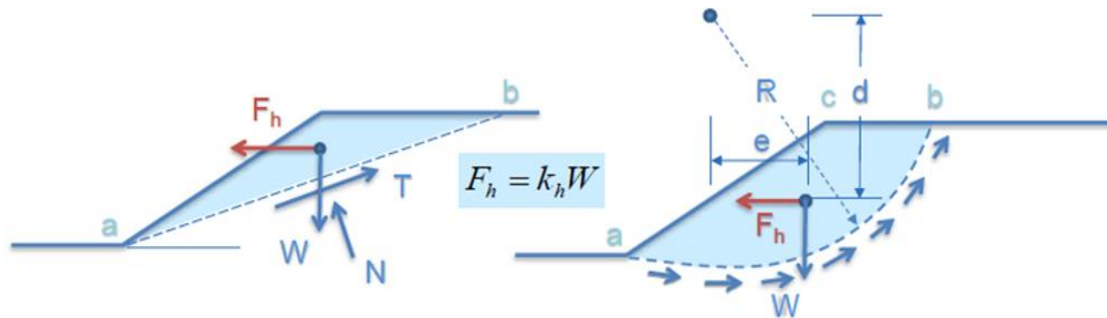
4-4.3. Analyse sismique :

L'analyse sismique du facteur de sécurité se fait via la méthode statique équivalente (pseudo-statique) recommandée par le règlement parasismique algérien (RPA2003).

La méthode pseudo-statique consiste à remplacer l'action dynamique du tremblement de terre par une force d'inertie égale à une accélération constante agissant sur une masse de sol potentiellement instable. Cette force d'inertie est généralement supposée horizontale (l'effet de la composante verticale du mouvement sismique étant souvent négligé). L'amplitude de la force pseudo-statique est souvent exprimée en termes de coefficient pseudo-statique, k_h ou k_v , qui est défini comme étant

Chapitre 4 : Modalisation numérique de glissement de terrain

le rapport entre la force d'inertie et le poids du sol potentiellement instable (W). La résultante de cette force d'inertie, $k_h W$, passe comme W , à travers le centre de gravité G de la masse de sol supposée instable.



D'après le règlement parasismique Algérien (RPA2003), la vérification de la stabilité des pentes peut être effectuée par un calcul statique équivalent par application à tous les éléments du sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques :

$$K_h = 0.5A$$

$$K_v = \pm 0.3K_h$$

Qui représentent les forces horizontales dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes et ascendantes selon les combinaisons (K_h, K_v) et $(K_h, -K_v)$

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau 4.1 du RPA2003 en fonction du groupe d'usage et la zone sismique. Pour notre cas, la wilaya de Skikda est classée dans la zone sismique Iia et l'ouvrage édifié en amont du talus appartient au groupe 1B, ce qui donne d'après le tableau 4.1 du RPA2003 un coefficient $A=0.35$

$$K_h = 0.5 \times 0.25 = 0.125$$

$$K_v = \pm 0.3 \times 0.125 = \pm 0.037$$

Ces deux coefficients sont introduits dans plaxis via la rubrique « PseudoStatic » de l'onglet « Model explorer ».

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

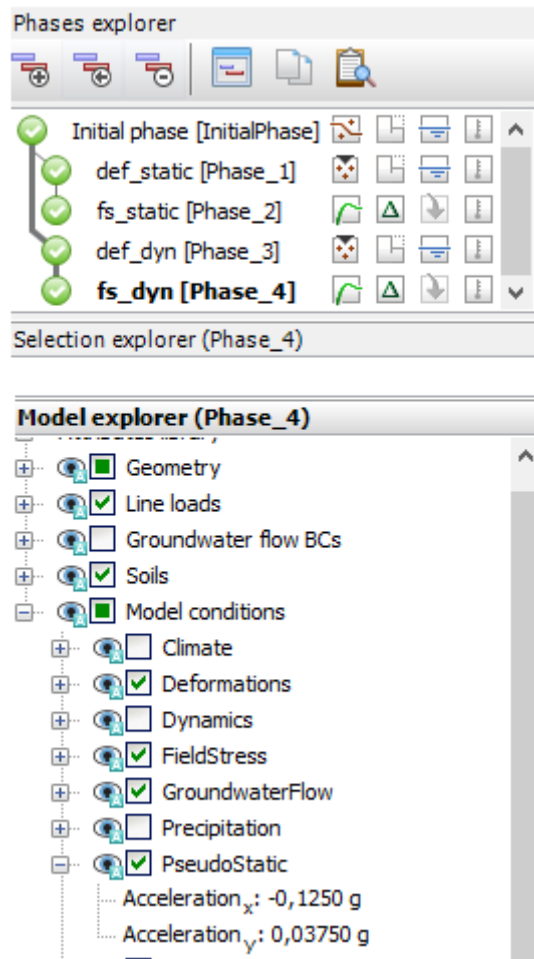


Figure4-14 Définition des coefficients Kh et Kv sous plaxis

L'analyse pseudo-statique du facteur de sécurité se fait via trois phases :

-La phase initiale : dans cette phase, on active le modèle et dans la rubrique « Calculation type », on sélectionne « Gravity loading ».

-La deuxième phase : est « Plastic » avec activation de la rubrique « PseudoStatic » et du modèle entier. Elle consiste à calculer les déformations sous le système de charge envisagé Dans le modèle de calcul majoré par application des coefficients kv et kh..

La troisième phase : dans cette phase, on sélectionne la rubrique « Safety » dans « Calculation type ».

Elle consiste à évaluer le facteur de sécurité sismique en fonction du système de charges envisagé.

Les trois phases sont récapitulées sur les figures suivantes :

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

General	
ID	Initial phase [InitialPhase]
Calculation type	Gravity loading
Loading type	Staged construction
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Thermal calculation type	Ignore temperature
Time interval	0,000 day
First step	0
Last step	7
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	

Figure4-15 Génération des contraintes initiales par gravité

General	
ID	def_dyn [Phase_3]
Start from phase	Initial phase
Calculation type	Plastic
Loading type	Staged construction
ΣM_{stage}	1,000
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Thermal calculation type	Ignore temperature
Time interval	0,000 day
First step	184
Last step	194
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	
Ignore undr. behaviour (A,	<input type="checkbox"/>
Reset displacements to zero	<input checked="" type="checkbox"/>
Reset small strain	<input checked="" type="checkbox"/>
Reset state variables	<input type="checkbox"/>
Reset time	<input type="checkbox"/>
Updated mesh	<input type="checkbox"/>
Updated water pressure	<input type="checkbox"/>
Ignore suction	<input checked="" type="checkbox"/>
Cavitation cut-off	<input type="checkbox"/>
Cavitation stress	100,0 kN/m ²
Numerical control parameters	
Max cores to use	256
Max number of steps store	1
Use compression for result	<input type="checkbox"/>
Use default iter parameters	<input checked="" type="checkbox"/>
Max steps	1000

Figure 4-16 paramétrages de la phase pseudo statique

Chapitre 4 : Modalisation numérique de glissement de terrain

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	4,349E-12
ForceX - Reached total force X	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force Y	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase proportion	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight proportion	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety factor	0,9955

Figure4-17 Valeur du facteur de sécurité dynamique

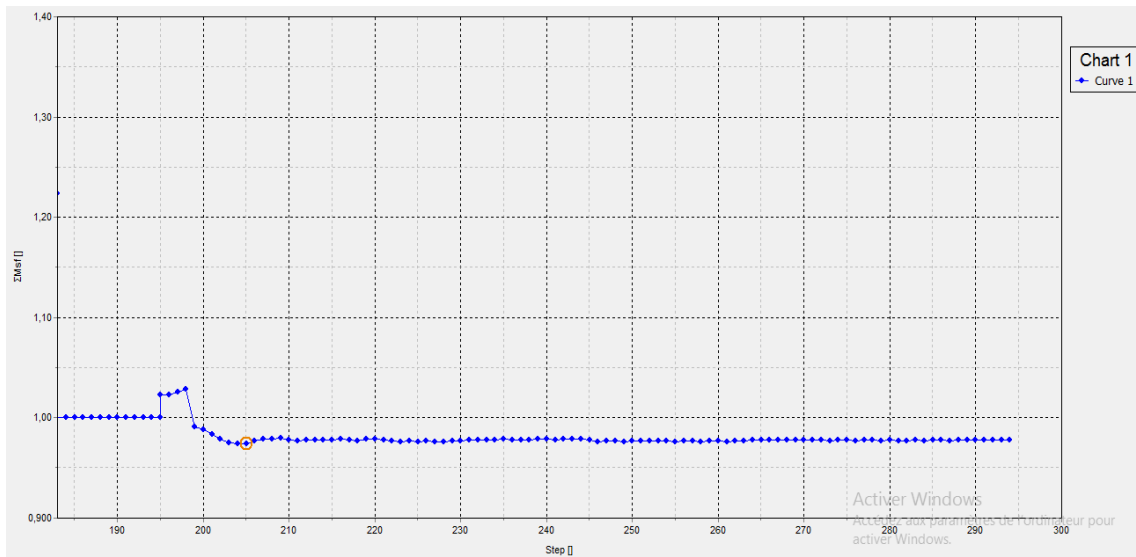


Figure 4-18 Convergence de la valeur du facteur de sécurité dynamique

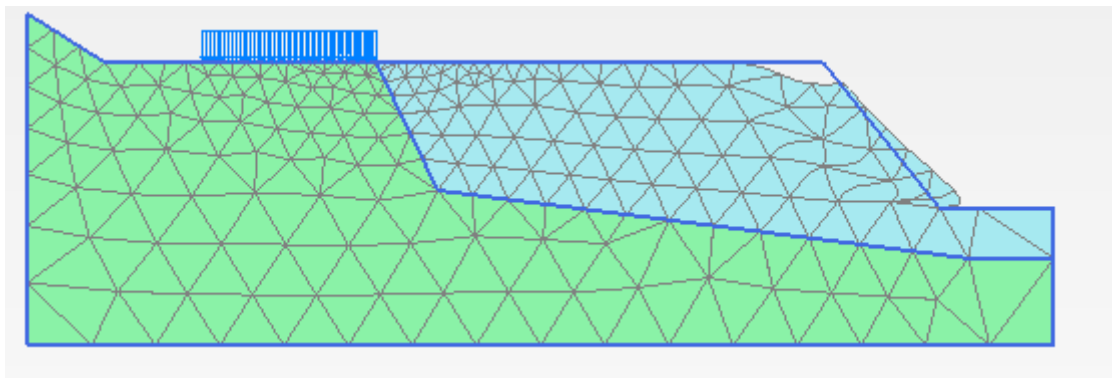


Figure4-19 Déformée du modèle

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

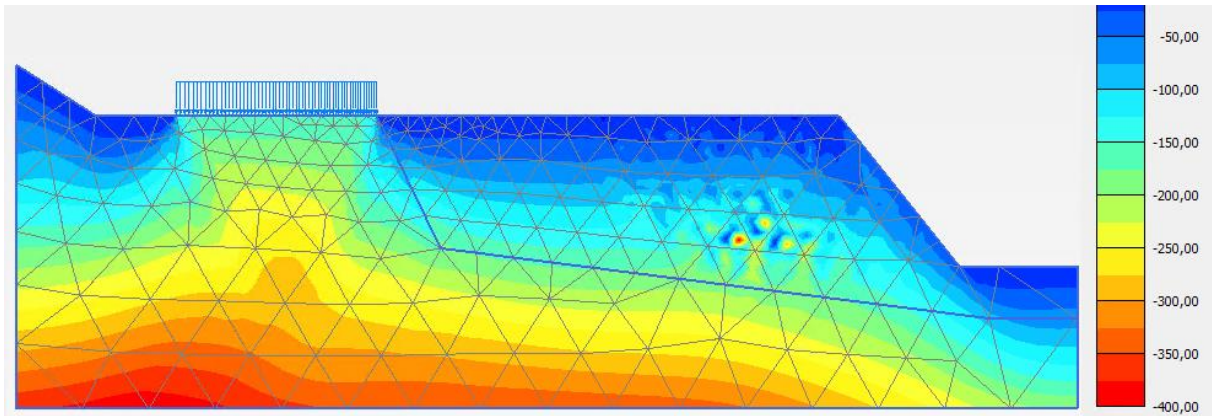


Figure 4-20 Contraintes effectives

La contrainte effective devient de plus en plus importante quand la profondeur augmente.

La valeur maximale de cette contrainte est de l'ordre de 395 KN/m^2 au droit de la base du modèle.

Augmentation de 2.13 fois par rapport à celle trouvée dans le cas statique.

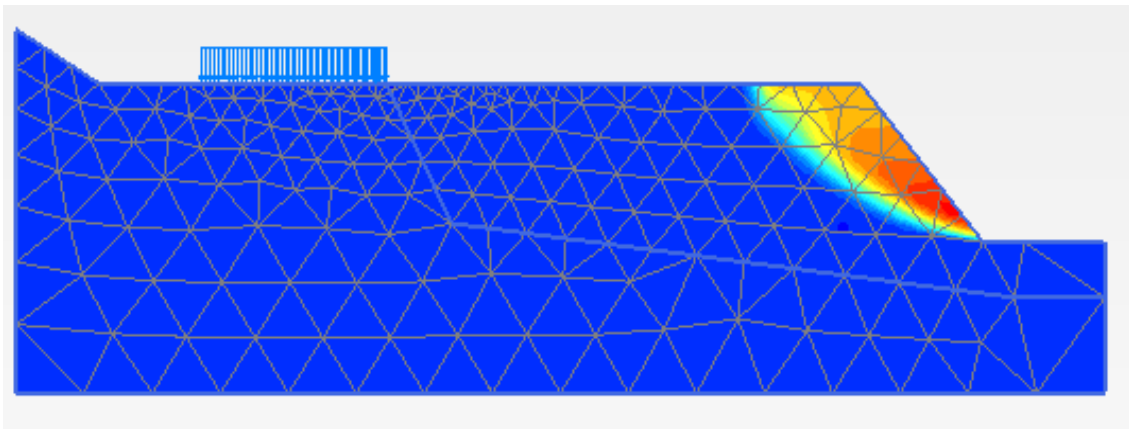


Figure4-21 Déplacements totaux et ligne de rupture

On voit bien que les déplacements totaux sont maximaux le long de la ligne du talus ayant la plus grande pente et juste au niveau de la couche du remblai.

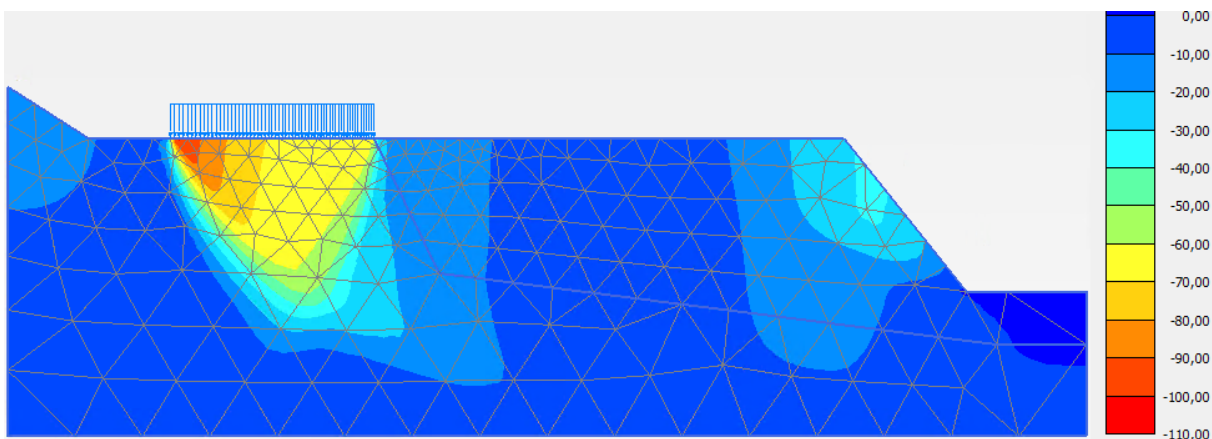


Figure4-22 Déplacements vertical

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

Le déplacement vertical maximal est de l'ordre de 101.3mm au niveau du sol d'assise du bâtiment. L'augmentation est très importante comparée à la valeur calculée dans le cas statique (7.32mm).

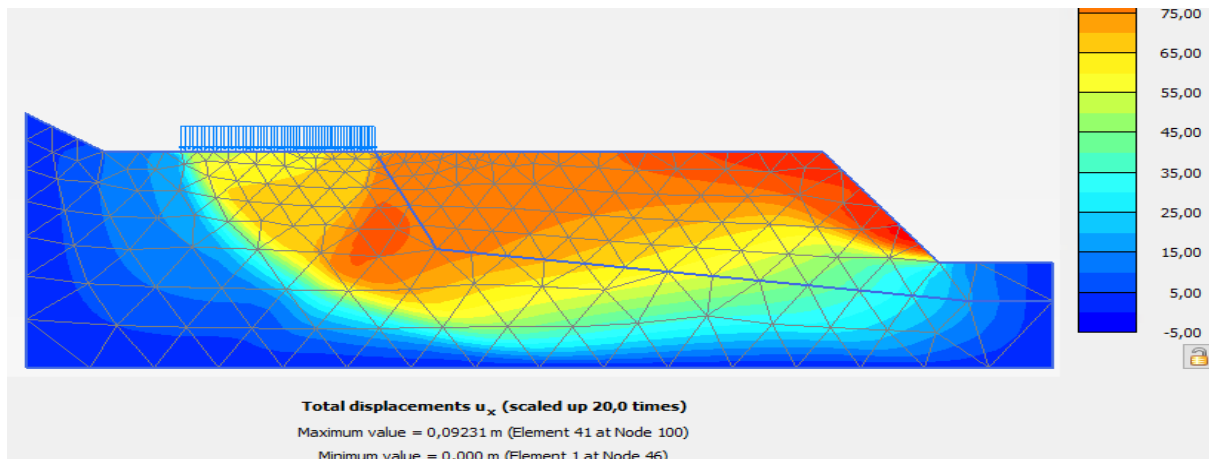


Figure 4-23 Déplacements horizontal de la masse glissante

Le déplacement horizontal est de l'ordre de 92.3 mm , ce qui montre que l'effet de la charge sismique est prépondérant..

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=0.99$ qui met en évidence l'instabilité sismique du talus.

Ces résultats montrent que le talus est instable que ça soit sous chargement statique ou sismique et nécessite donc la mise en place d'un système de confortement afin de garantir sa stabilité en augmentant considérablement le facteur de sécurité.

- L'amplification des déplacements est importante en présence des charges sismiques.

4-5 .Variante N°01 : Allègement en amont

Cette variante consiste à :

- Purger le talus en amont par enlèvement d'une partie de la masse glissante en vue de réduire le poids du sol amont
- Raidir la pente du talus

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête.

Chapitre 4 : Modalisation numérique de glissement de terrain

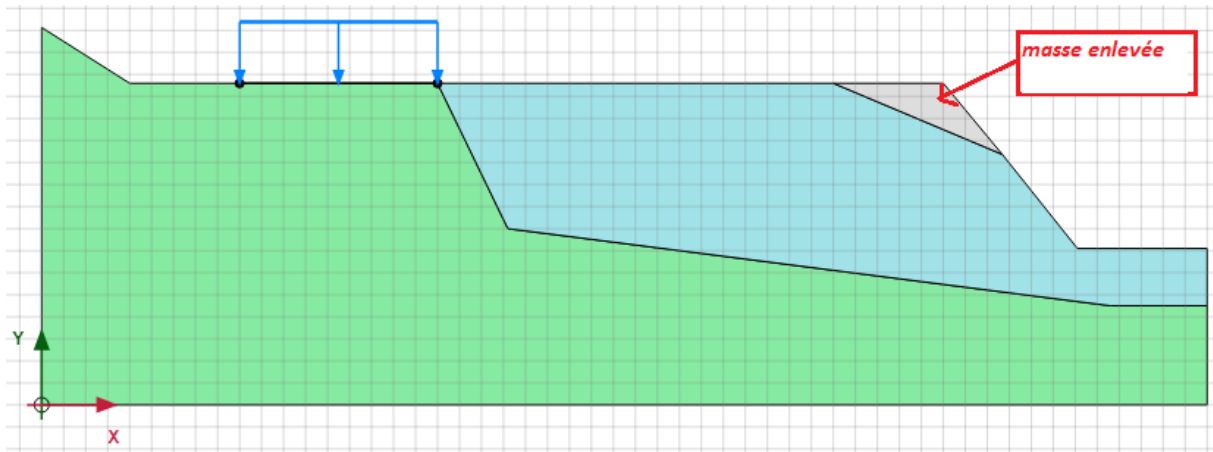


Figure.4 -24 Solution proposée

4-5-1 Analyse statique :

Cette solution a considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.50

Name	Value
General	
ID	fs_static [Phase_2]
Start from phase	def_static
Calculation type	Safety
Loading type	Incremental multiple
M_{sf}	0,1000
Pore pressure calculation type	Use pressures from
Thermal calculation type	Ignore temperature
First step	91
Last step	190
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,4743E-9
ForceX - Reached total force X	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force Y	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase proportion	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight proportion	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety factor	1,505

Figure4-25 Analyse sismique du facteur de sécurité

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

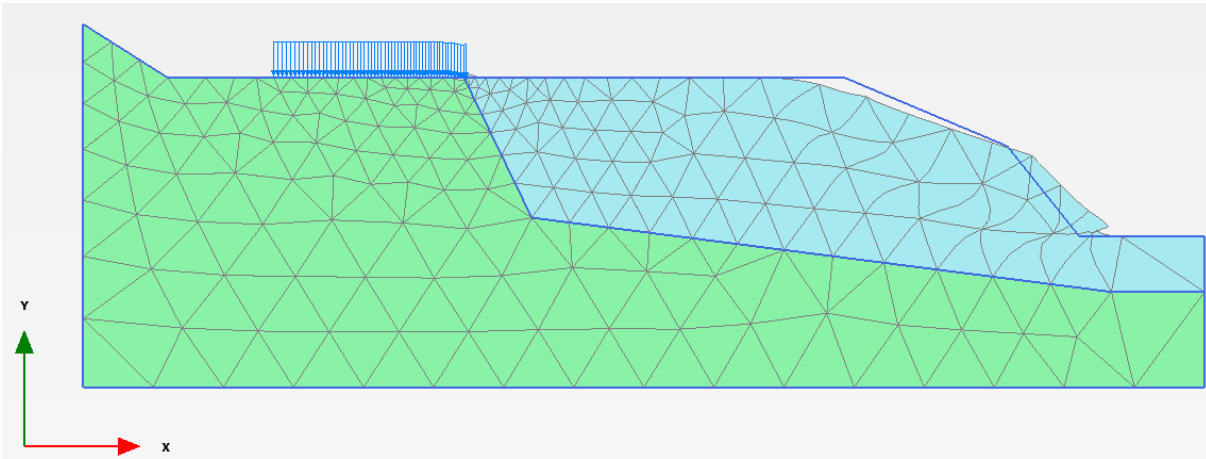


Figure4-26 Déformée du modèle

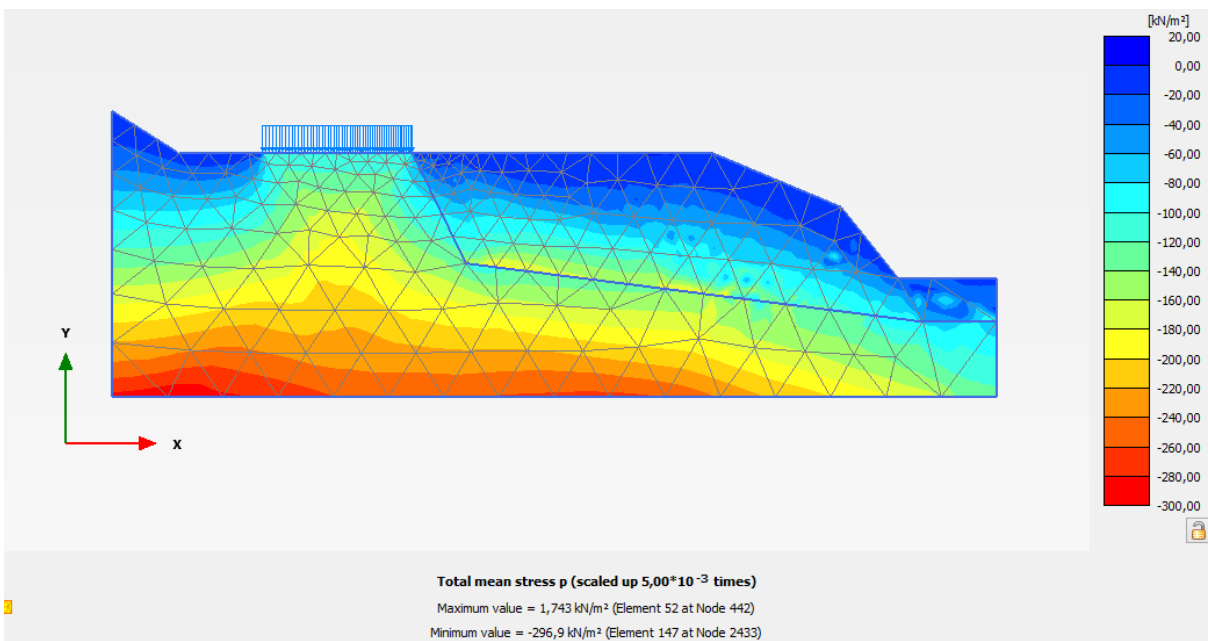


Figure 4-27 Contraintes total

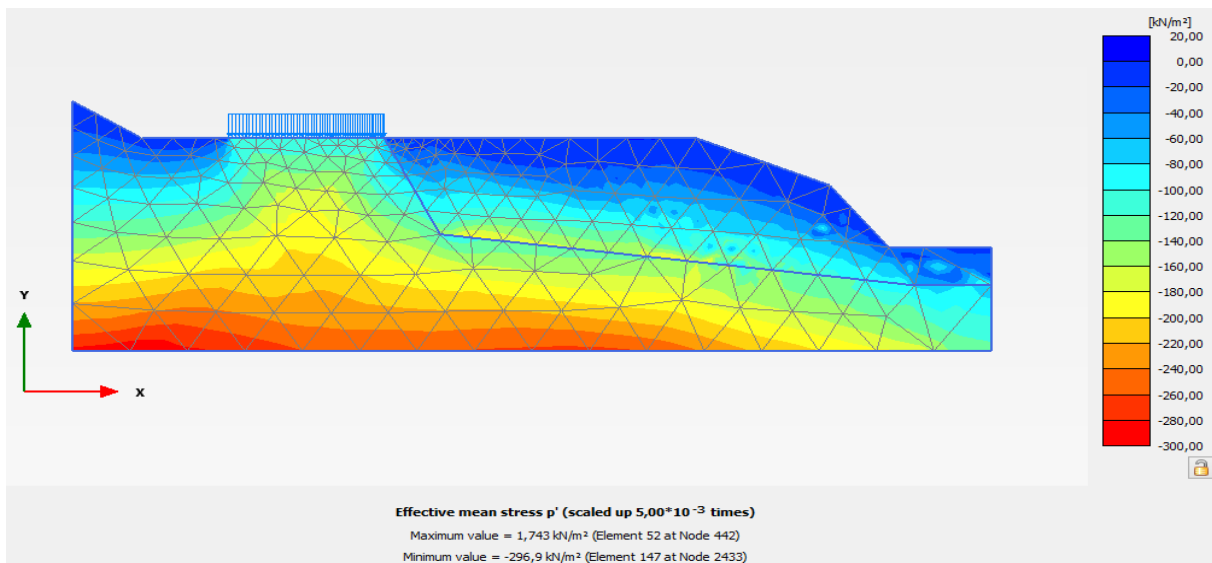


Figure4-28 Contraintes effectives

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

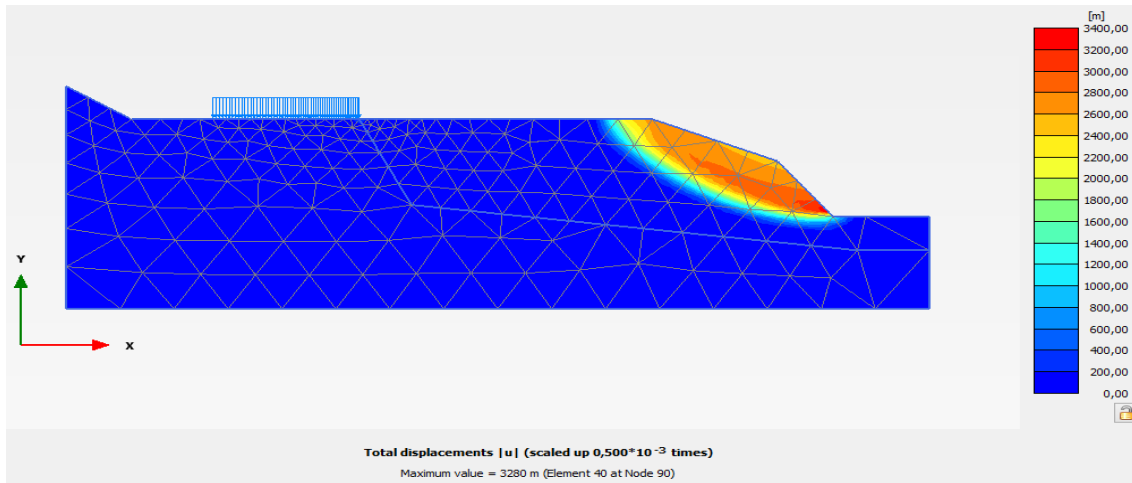


Figure4-29 Déplacements totaux après Allègement de la masse glissante

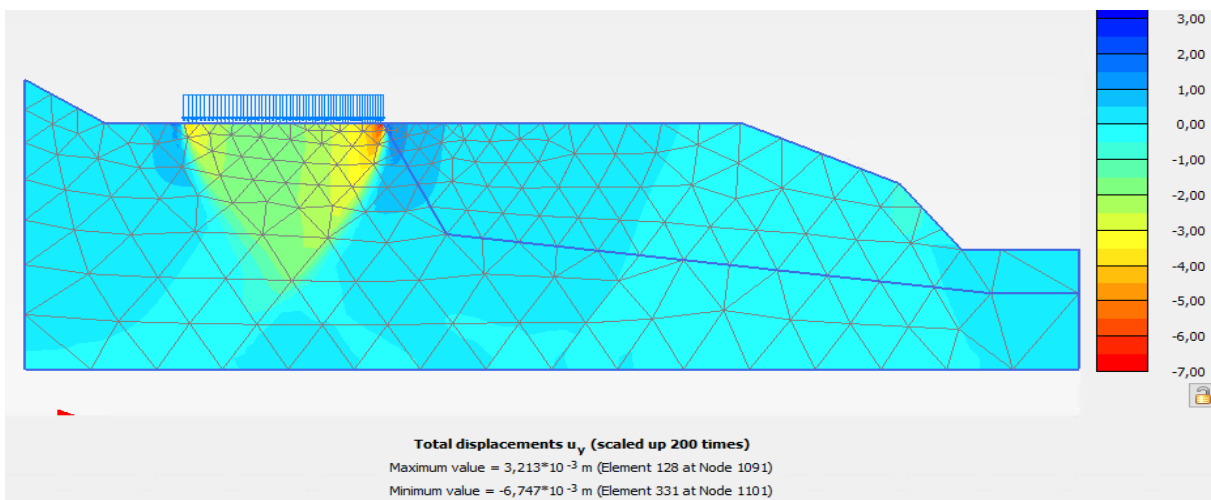


Figure4-30 Déplacements vertical après Allègement de la masse glissante

Le déplacement vertical est de l'ordre de 6.7mm au lieu de 7.32mm avant confortement

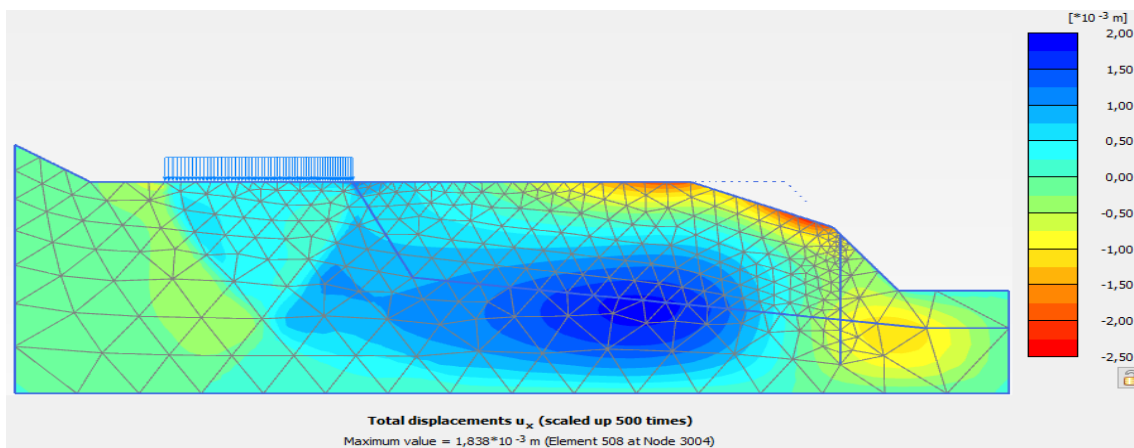


Figure 4-31 Déplacements horizontal après allègement de la masse glissante

Le déplacement horizontal est de l'ordre de 1.84 mm au lieu de 3.85 mm avant confortement.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

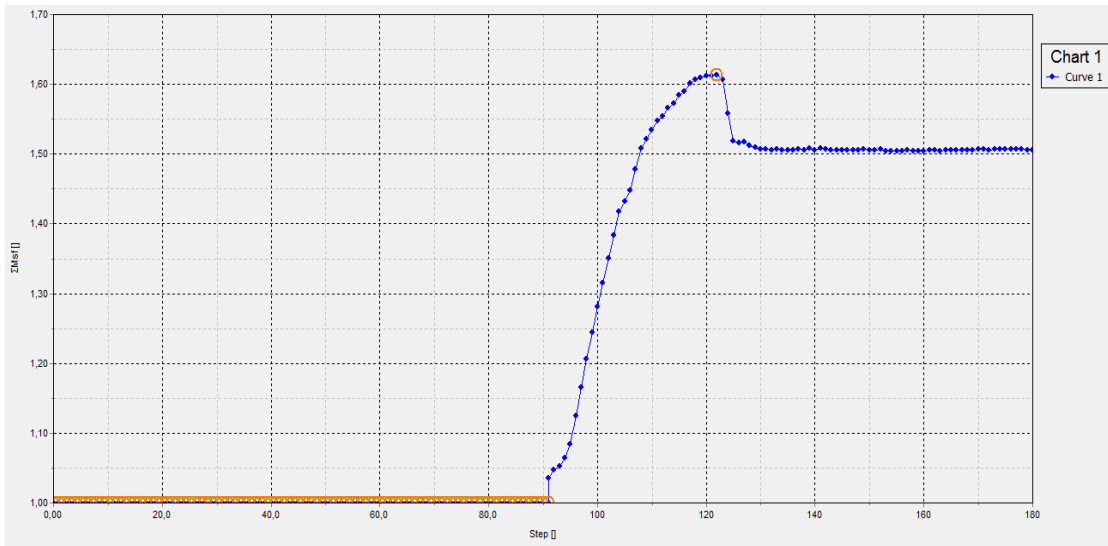


Figure4-32 Facteur de sécurité statique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.505 > 1.5$ qui garantit la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.
- Réduction des déplacements par rapport au cas non conforté.

4-5-2 Analyse sismique :

Cette solution a considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement sismique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.176

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

Name	Value
General	
ID	fs_dyn [Phase_4]
Start from phase	def_dyn
Calculation type	Safety
Loading type	Incremental multiple
M_{sf}	0,1000
Pore pressure calculation type	Use pressures from
Thermal calculation type	Ignore temperature
First step	202
Last step	301
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,5190E-9
ForceX - Reached total force X	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force Y	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase proportion	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight proportion	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety factor	1,176

Figure4-33 Analyse sismique du facteur de sécurité

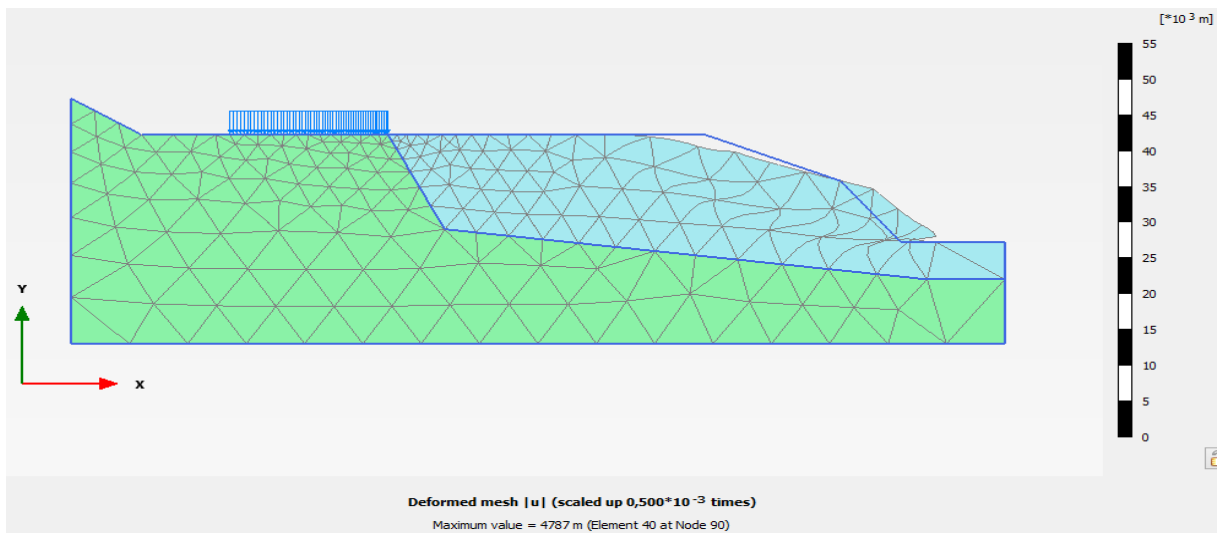


Figure4-34 Déformée du modèle

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

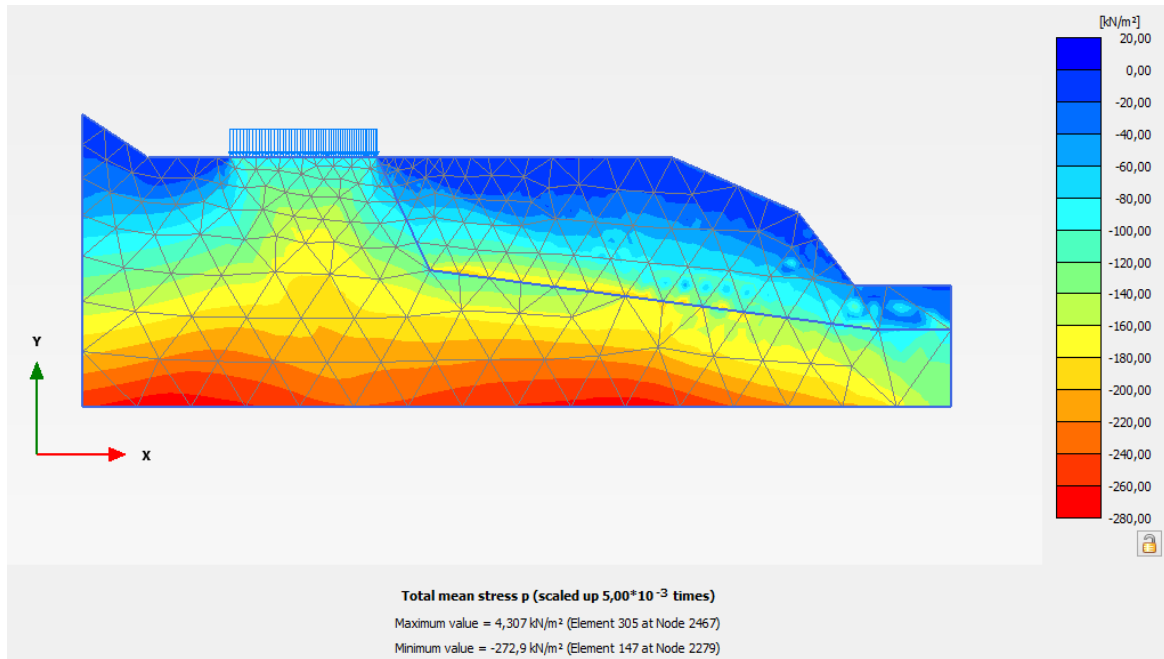


Figure4-35 Contraintes totale

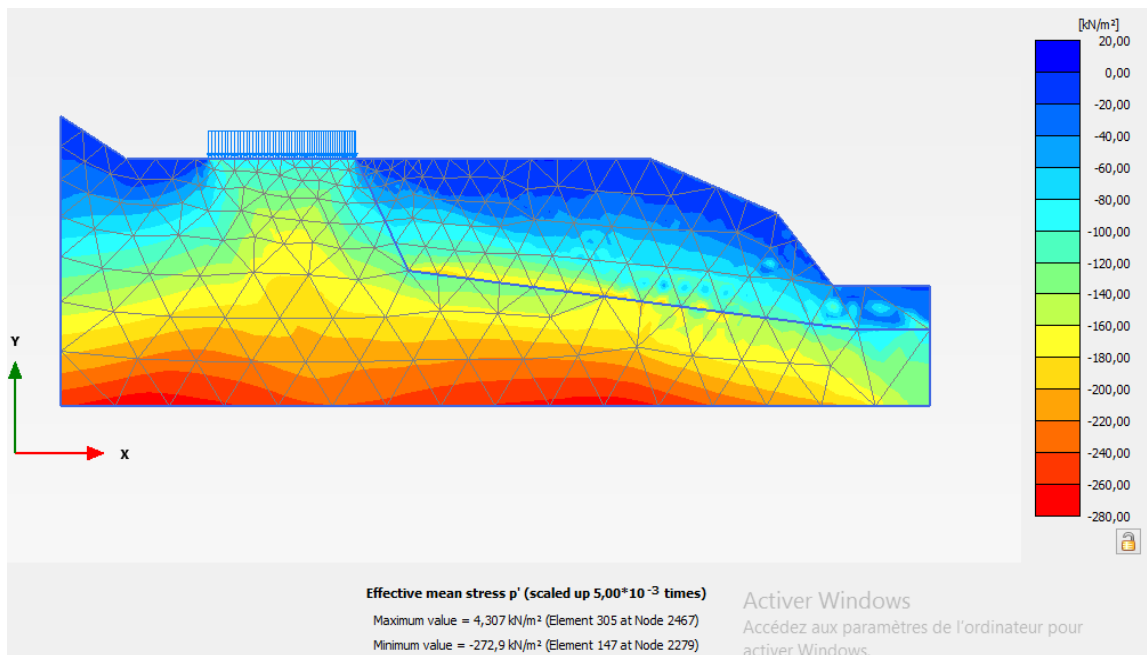


Figure4-36 Contraintes effectives

La contrainte effective maximale est de l'ordre de 273 KN/m², ce qui implique une réduction d'environ 31% par rapport au cas non conforté.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

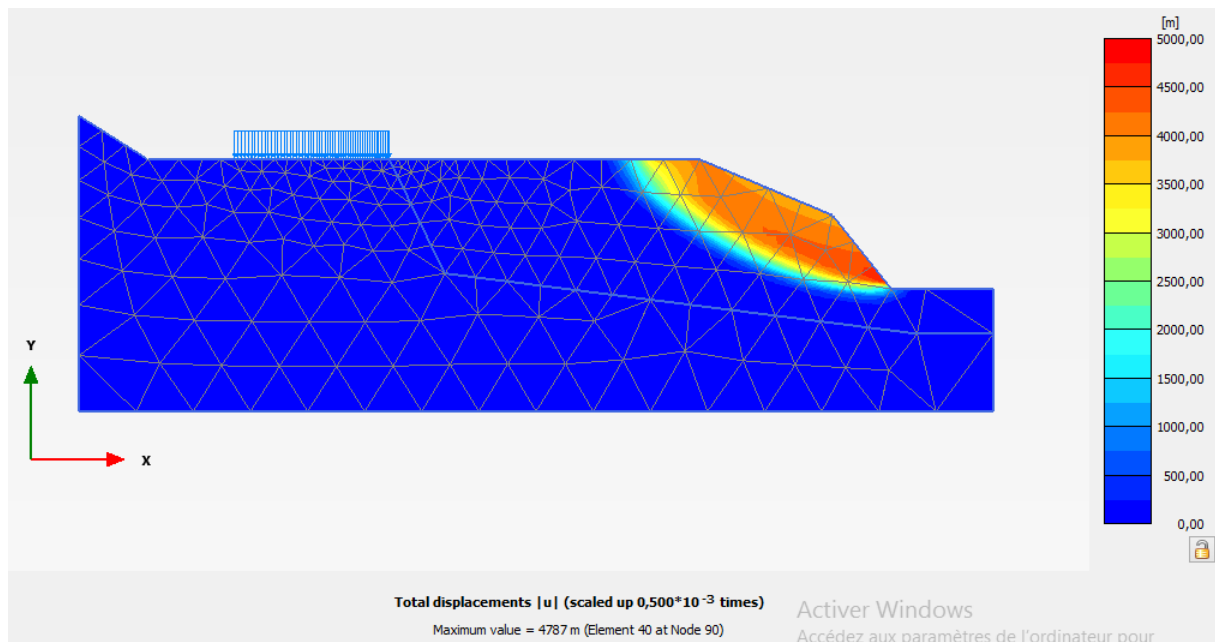


Figure4-37 Déplacements totaux après Allègement de la masse glissante

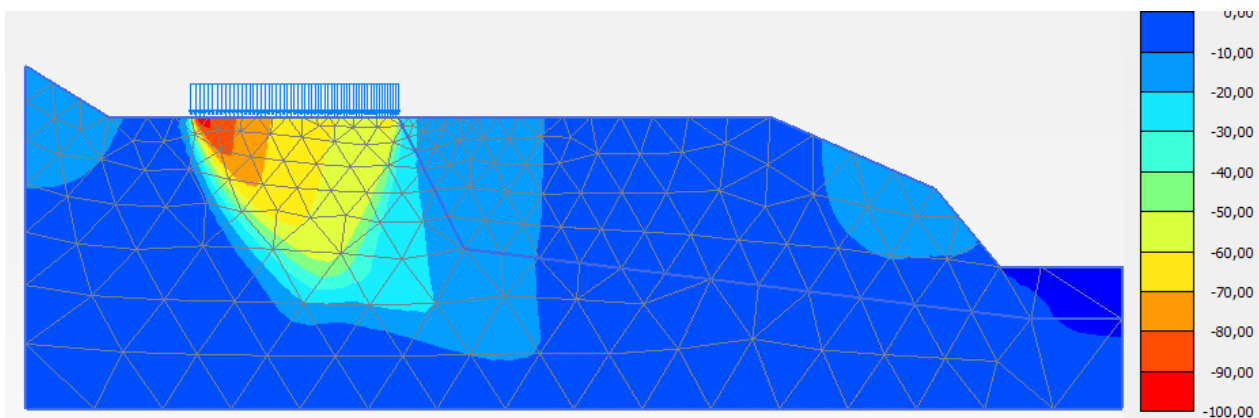


Figure4 - 38 Déplacements vertical après Allègement de la masse glissante

Le déplacement vertical maximal est de l'ordre de 7mm, ce qui implique une légère réduction d'environ 2% par rapport au cas non conforté.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

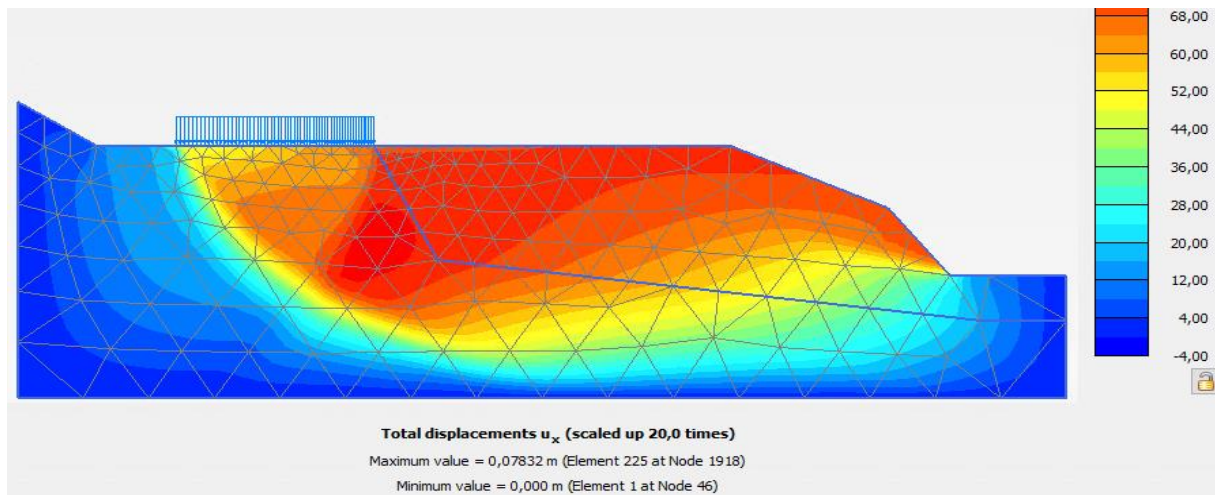


Figure 4-39 Déplacements horizontal après allègement de la masse glissante

Le déplacement horizontal est de l'ordre de 78.3 mm au lieu de 92.3 mm avant confortement.

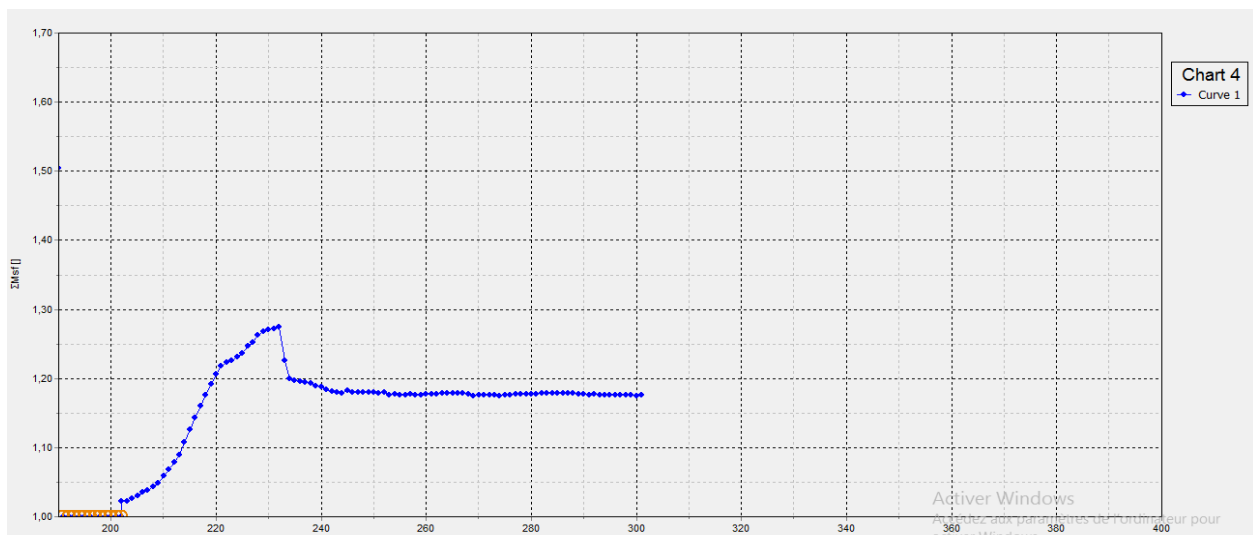


Figure4-40 Facteur de sécurité sismique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.176 > 1$ qui garantit la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface et leurs valeurs sont réduites par rapport au cas non conforté.

Avec cette solution, le talus peut être jugé comme stable de point de vue glissement, mais les déplacements qui persistent peuvent nuire à la stabilité des blocs sous leurs fondations en faisant apparaître des tassements différentielles. Et pour parer à ce problème, on peut soit traiter le sol de fondation pour lui procurer une résistance qui s'oppose au phénomène de poinçonnement ou

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

concevoir un type de fondations adéquat qui transmet les charges directement aux couches résistantes.

4.6 .Variante N°02 : Stabilisation par pieux

Cette variante consiste à :

- À renforcer la surface glissante par une seule file de micro-pieux espacés de 1m.
- . Les caractéristiques mécaniques des éléments utilisés sont présentées sur les tableaux ci-dessous :

Paramètres	Désignation	Valeurs
Type de comportement	Matériel type	Elastic
Rigidité normale (KN/m)	EA	5,89E+06
Rigidité à la flexion (KN,m ² /m)	EI	9,20E+04
Epaisseur équivalent (m)	d	0,433
Poids (KN/m)	w	4,909

Tableau2 : Caractéristiques des pieux

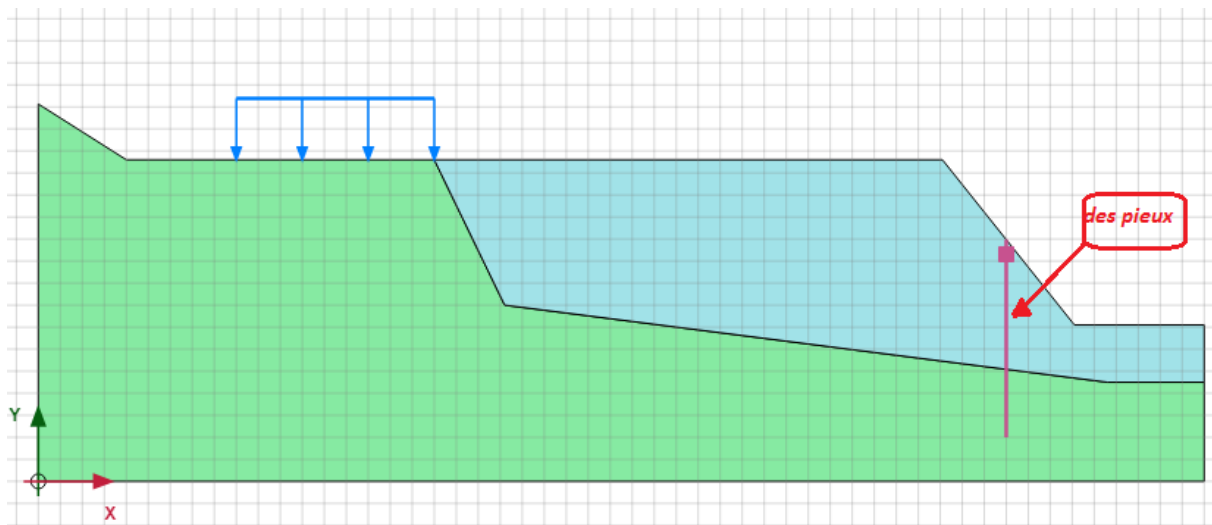


Figure4-41 Position des pieux de renforcement

Les étapes de modélisation du pieu sont :

- Intégration des éléments utilisés dans la base de données du logiciel par saisie des caractéristiques présentées sur les tableaux.
- Mise en place de ces éléments dans le modèle numérique en utilisant les objets « Embedded beams », de plaxis.
- Affectation des caractéristiques mécaniques aux objets insérés.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

4-6-1 Analyse statique :

Cette solution à considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.53

Name	Value
General	
ID	fs_static [Phase_2]
Start from phase	def_static
Calculation type	Safety
Loading type	Incremental multiple
M_{sf}	0,1000
Pore pressure calculation type	Use pressures from
Thermal calculation type	Ignore temperature
First step	141
Last step	390
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	8,364E-12
ForceX - Reached total force X	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force Y	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase proportion	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight proportion	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety factor	1,533

Figure4-42 Analyse sismique du facteur de sécurité

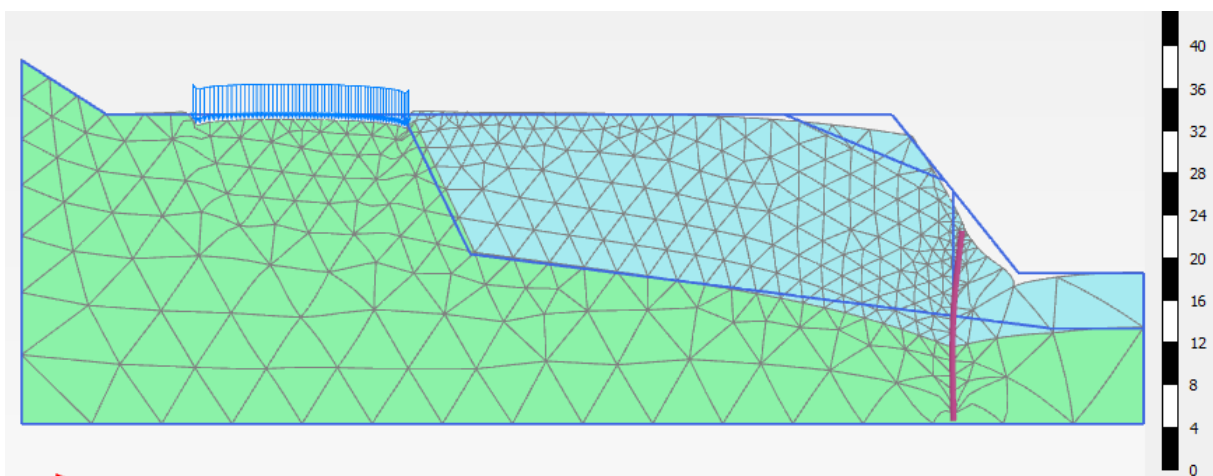


Figure4-43 Déformée du modèle

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

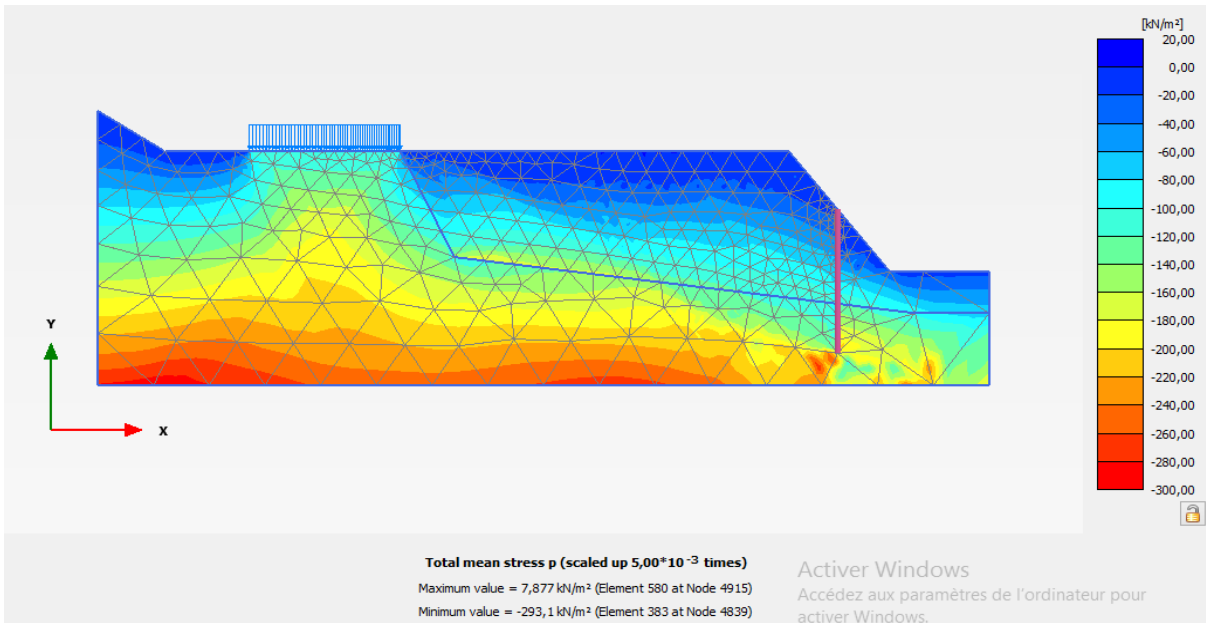


Figure4-44 Contraintes totale

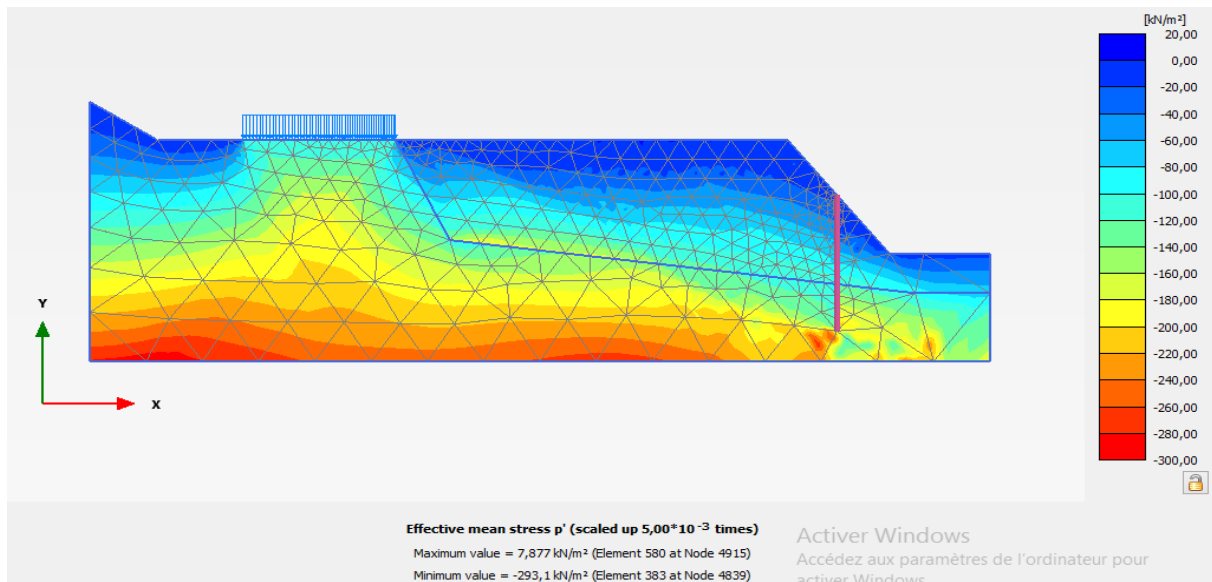


Figure4-45 Contraintes effectives

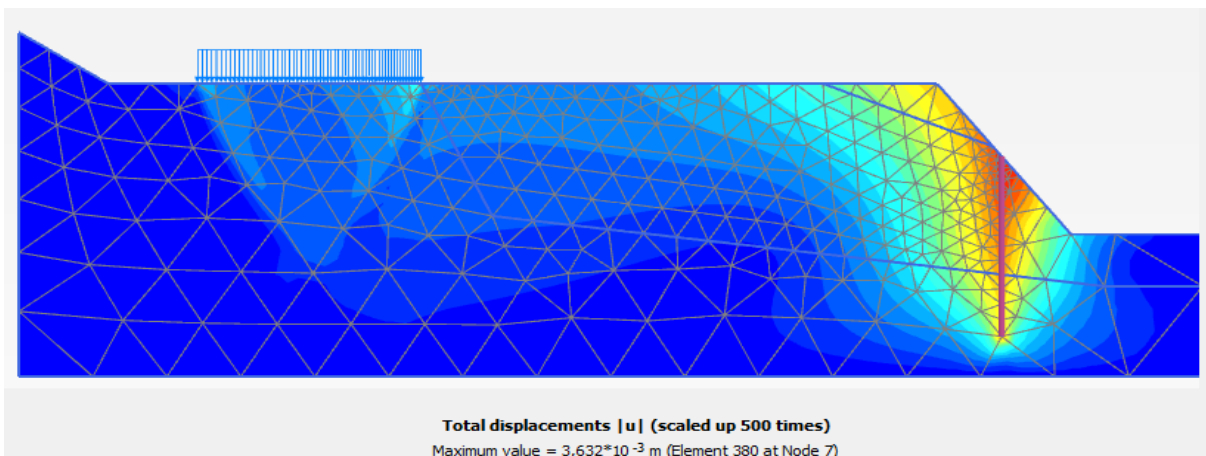


Figure4-46 Déplacements totaux après renforcement avec des pieux

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

Les déplacements totaux sont de l'ordre de 3.63mm au lieu de 8.155mm dans le cas non conforté.
Ce renforcement a réduit ces déplacements d'environ 56%.

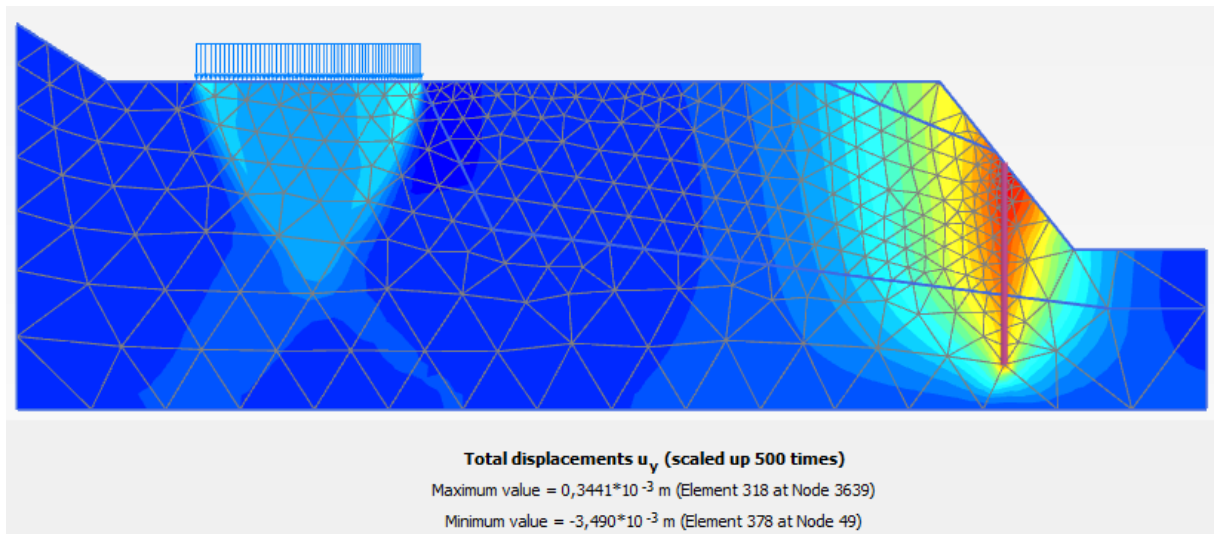


Figure4-47 Déplacements vertical après renforcement avec des pieux

On remarque que la réduction des déplacements verticaux dans ce cas sont de l'ordre de 3.49 mm au lieu de 7.32mm. c'est-à-dire, une réduction d'environ 50%.

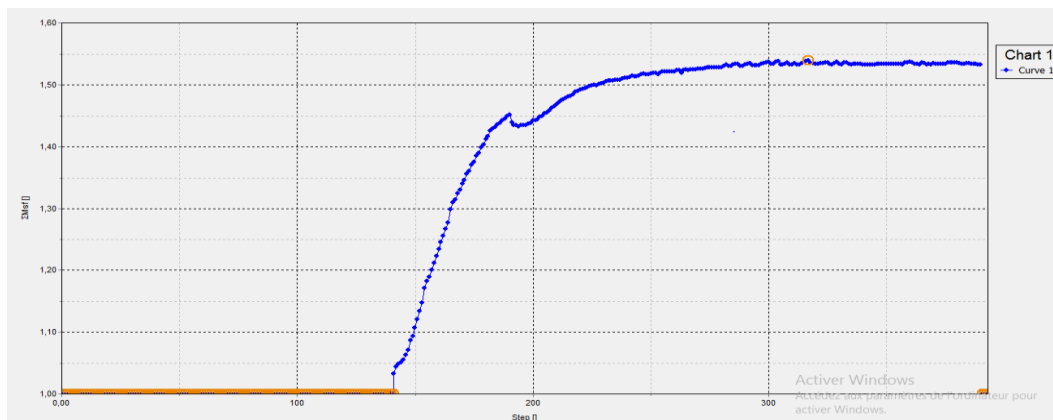


Figure 4-48. Facteur de sécurité statique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.533 > 1.5$ qui garanti la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

4-6-2 Analyse sismique :

Cette solution à considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.214





Name	Value
General	
ID	fs_dyn [Phase_4]
Start from phase	def_dyn
Calculation type	 Safety
Loading type	 Incremental multiple
M_{sf}	0,1000
Pore pressure calculation type	 Use pressures from
Thermal calculation type	 Ignore temperature
First step	412
Last step	661
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	-0,1739E-9
ForceX - Reached total force X	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force Y	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase proportion	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight proportion	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety factor	1,214

Figure4-49 Analyse sismique du facteur de sécurité

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

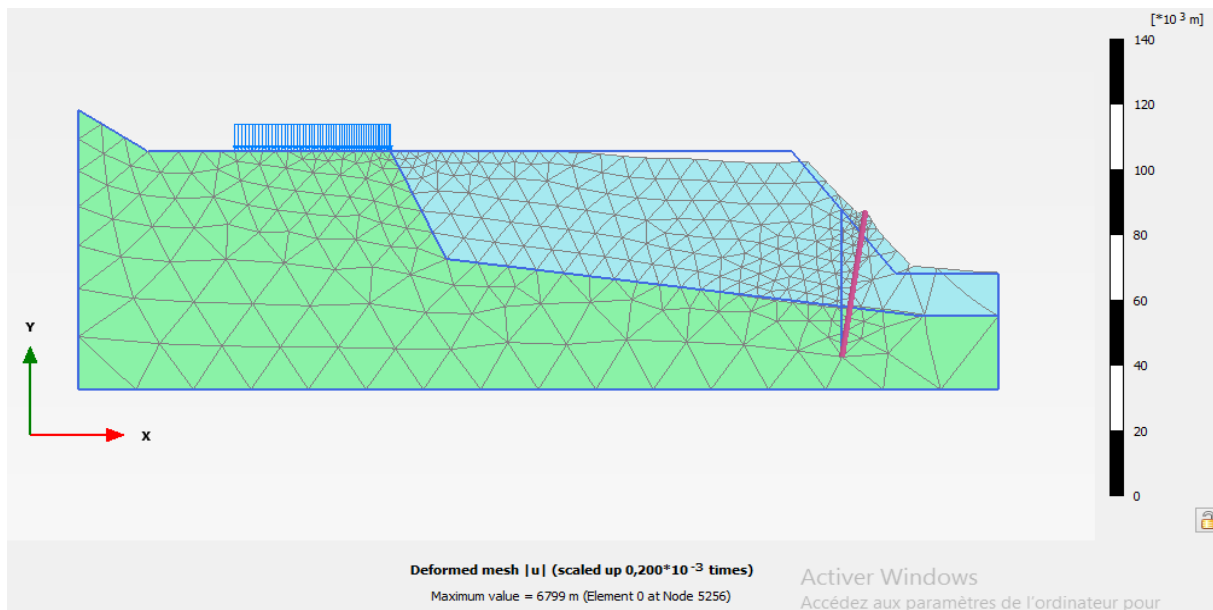


Figure4-50 Déformée du modèle

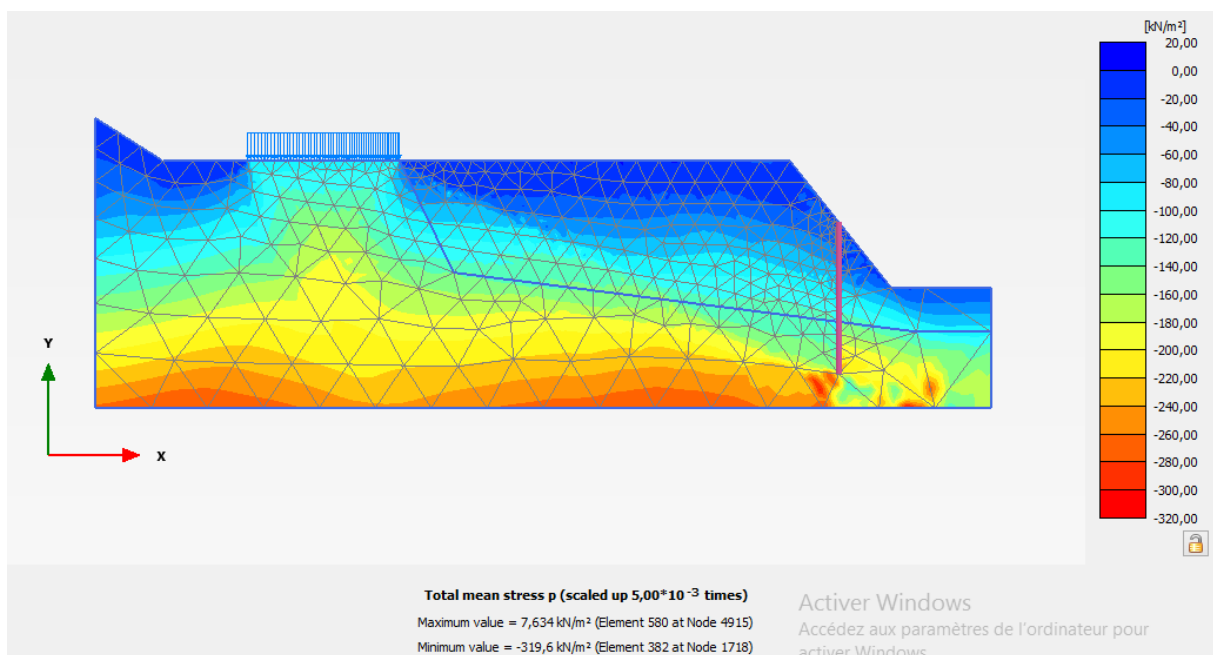


Figure4-51 Contraintes totale

La valeur de la contrainte totale a passé de 393 KN/m² pour le cas non conforté à 319 KN/m² quand le talus est renforcé par des micro-pieux.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

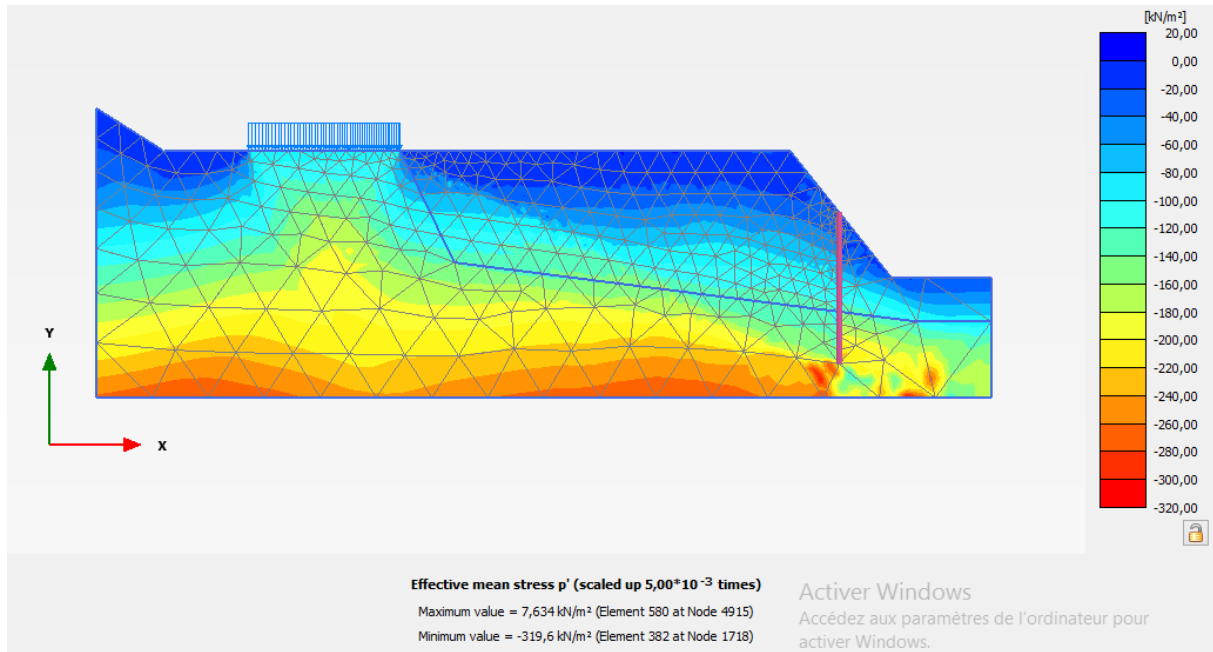


Figure4-52 Contraintes effectives

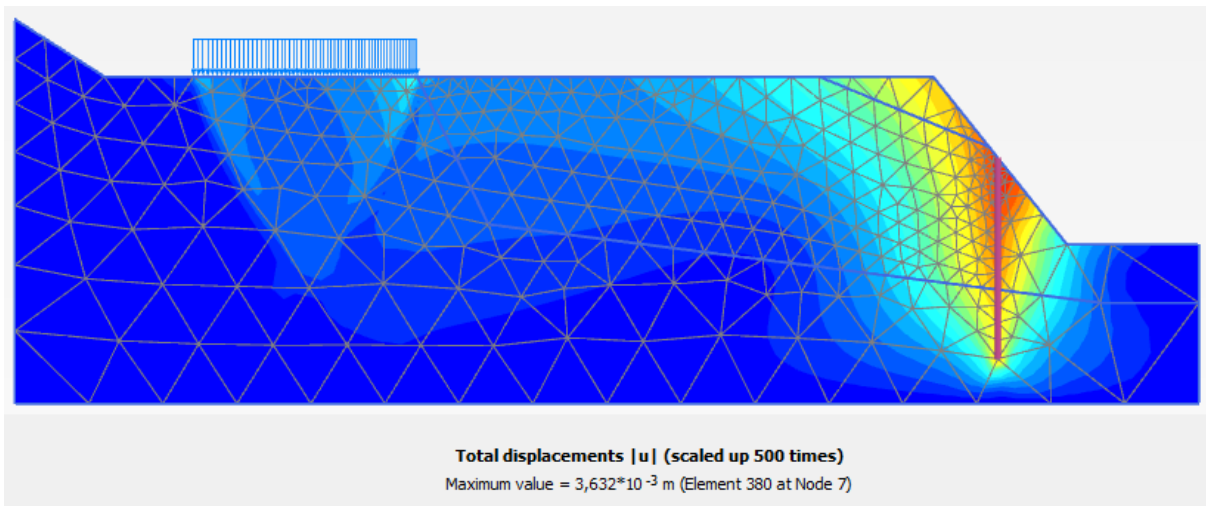


Figure4-53 Déplacements totaux après renforcement avec des pieux

Les déplacements totaux avant et après renforcement sont respectivement, $7,32 \text{ mm}$ et $3,63 \text{ mm}$, ce qui implique une réduction d'environ 50%.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

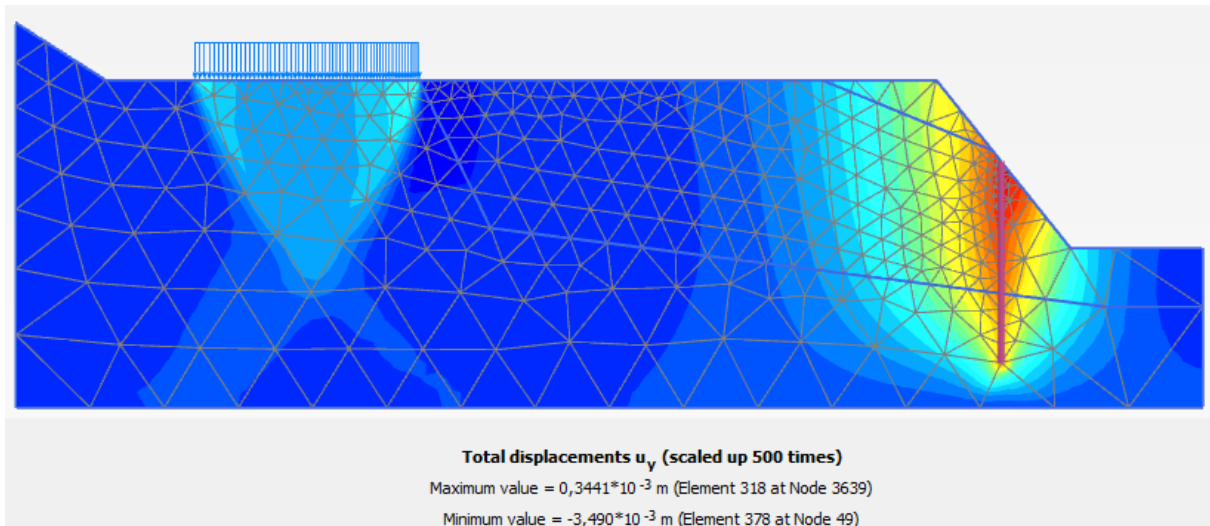


Figure4-54 Déplacements vertical après renforcement avec des pieux

Les déplacements verticaux sont de l'ordre de 3.49mm au lieu de 7.32mm..

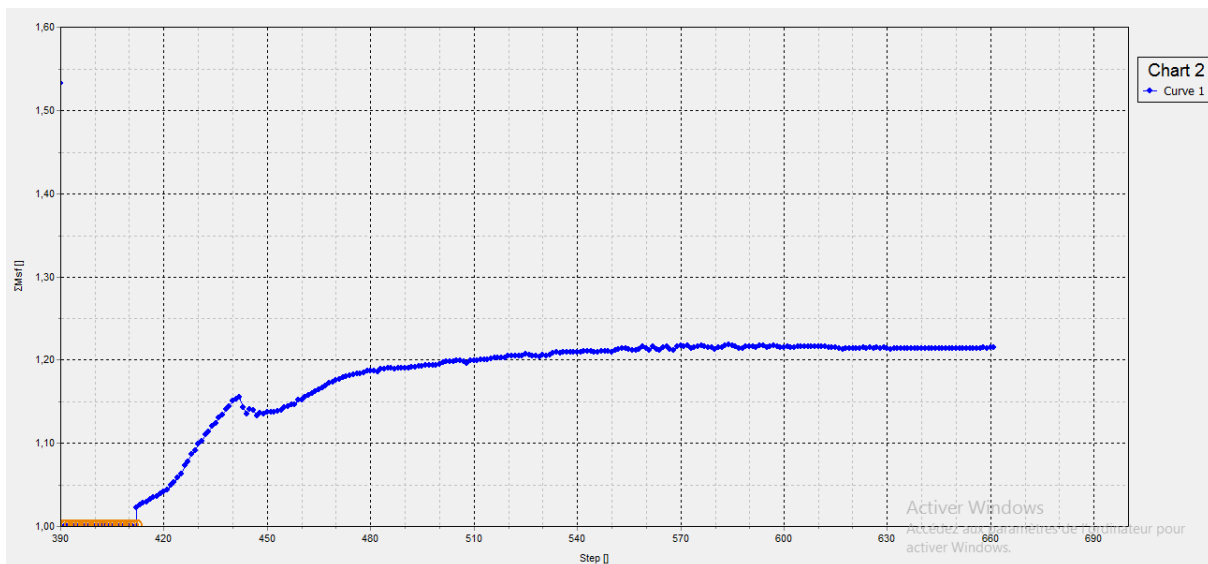


Figure4-55 Facteur de sécurité sismique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.214 > 1$ qui garanti la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.

Avec cette solution, le talus peut être jugé comme stable de point de vue glissement, mais les déplacements qui persistent peuvent nuire à la stabilité des blocs sous leurs fondations en faisant apparaître des tassements différentielles. Et pour parer à ce problème, on peut soit traiter le sol de

Chapitre 4 : Modalisation numérique de glissement de terrain

fondation pour lui procurer une résistance qui s'oppose au phénomène de poinçonnement ou concevoir un type de fondations adéquat qui transmet les charges directement aux couches résistantes.

4.7 .Variante N°03 : Stabilisation par tirants d'ancrage (clouage):

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante. Il est composé : D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui. Les tirants d'ancrage sont utilisés pour des efforts de traction. Ils transmettent les forces d'une structure (mur, fondation,...) au terrain dans lequel ils sont scellés. Ils sont généralement précontraints. L'installation d'ancrages inclinés évite les glissements de terrain et améliore la résistance du sol.. Pour le talus en question, la stabilité a été atteinte en disposant un maillage qui comprend cinq files comme indiqué sur la figure ci-dessous.

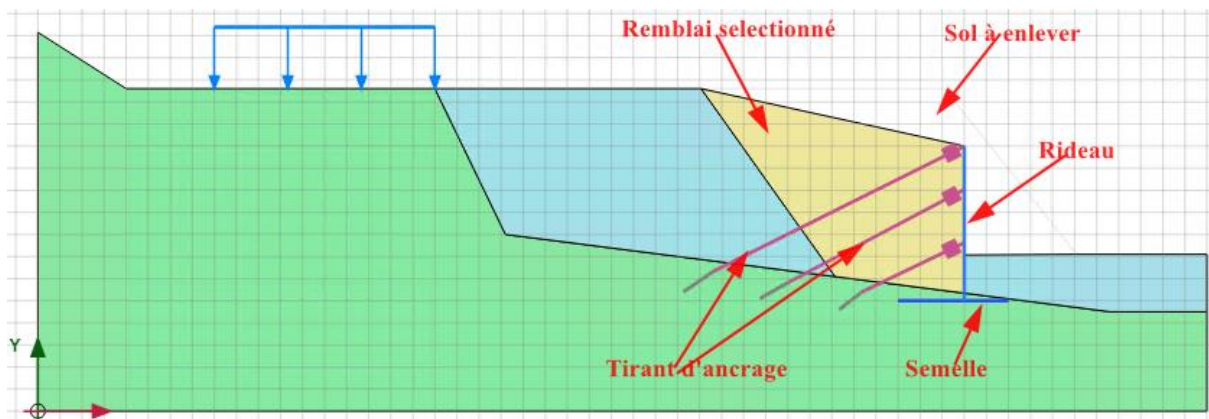


Figure4-56 Mur de soutènement avec tirants d'ancrage

Cette variante consiste à :

- Déblayer une partie de la masse glissante et enlever le volume de remblai à substituer derrière le mur.
- Mise en place du mur de soutènement.
- Mise en place du remblai sélectionné drainant derrière le mur de soutènement
- Exécution des forages et mise en tension les tirants d'ancrage.

. Les caractéristiques mécaniques des éléments utilisés sont présentées sur les tableaux ci-dessous :

Paramètres	Désignation	Valeurs
Type de comportement	Matériel type	Elastique
Rigidité normale (KN/m)	EA	19.5E+06
Rigidité à la flexion (KN, m ² /m)	EI	313E+03
Epaisseur équivalent (m)	d	0.5
Poids (KN/m)	w	62.5

Tableau 3 : Caractéristiques du rideau

Chapitre 4 : Modalisation numérique de glissement de terrain

Paramètres	Désignation	Valeurs
Type de comportement	Matériel type	Elastique
Rigidité normale (KN/m)	EA	15E+06
Rigidité à la flexion (KN, m ² /m)	EI	608E+03
Epaisseur équivalent (m)	d	0.65
Poids (KN/m)	w	65

Tableau 4: Caractéristiques de la semelle

Paramètres	Désignation	Valeurs
Type de comportement	Matériel type	Elastique
Rigidité normale (KN/m)	EA	707.0E3

Tableau4 : Caractéristiques des scellements

Paramètres	Désignation	Valeurs
Type de comportement	Matériel type	Elastique
Rigidité normale (KN/m)	EA	1.77E+05
Rigidité à la flexion (KN, m ² /m)	EI	2.49E+03
Epaisseur équivalent (m)	d	0.13
Poids (KN/m)	w	0,55
Espacement (m)	e	2

Tableau5 : Caractéristiques des tirants

N° Couche	Nature de sol	γ (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/3)	C (Kpa)	ϕ (°)
1	Remblais sélectionné	22	22	20	30

Tableau 6 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols

4-7-1 Analyse statique :

Cette solution a considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.625

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

General	
ID	FS_MUR_STAT [Phase_10]
Start from phase	MUR_STAT
Calculation type	Safety
Loading type	Incremental multiple
M_{sf}	0,1000
Pore pressure calculation type	Use pressures from
Thermal calculation type	Ignore temperature
First step	72
Last step	171
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	7,832E-6
ForceX - Reached total force	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM_{weight} - Reached weight	1,000
ΣM_{sf} - Reached safety fact	1,625

Figure4-57 Analyse sismique du facteur de sécurité

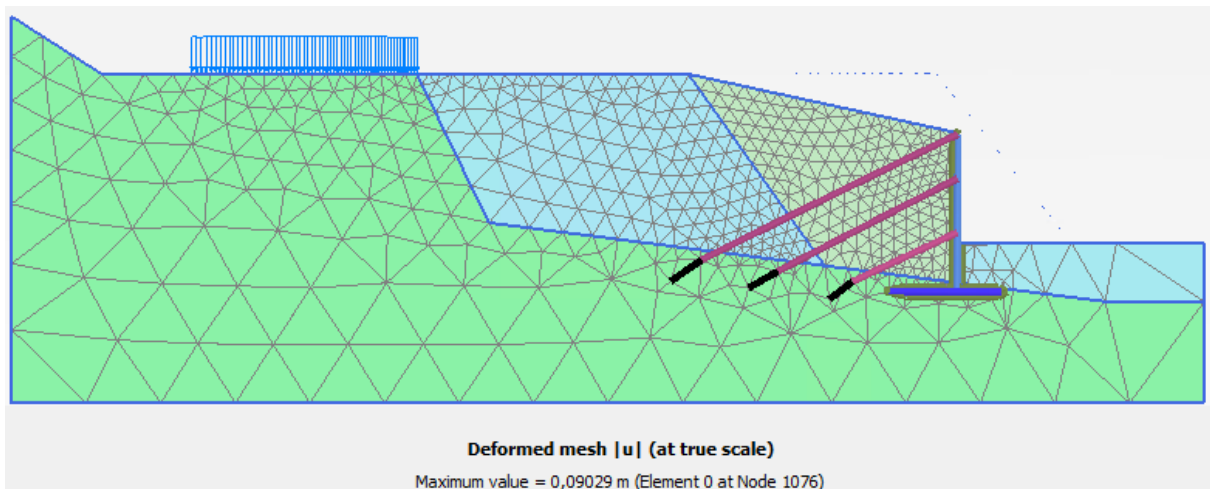


Figure4-58 Déformée du modèle

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

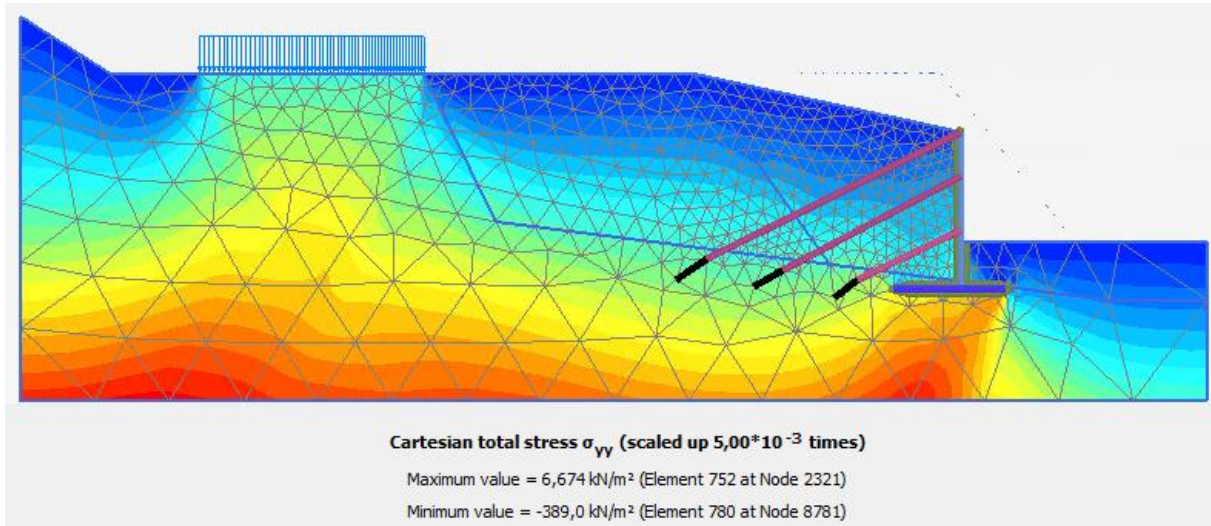


Figure4-59 Contraintes totale verticale

La valeur de la contrainte totale est dans l'ordre de 389 KN/m², elle est presque la même que pour le cas non renforcé

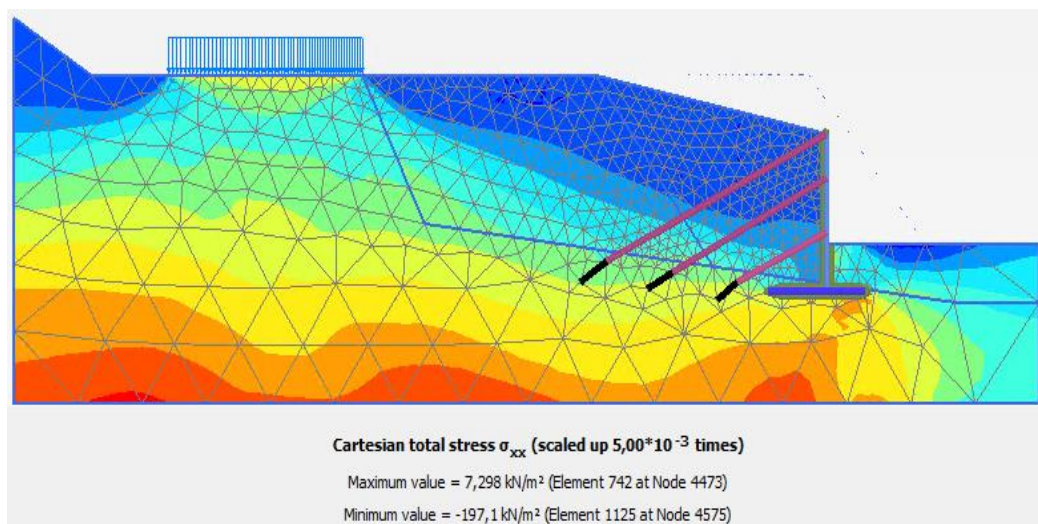


Figure4-60 Contraintes totale horizontale

La valeur de la contrainte totale horizontale est dans l'ordre de 197 KN/m², montre une légère augmentation comparée au cas non renforcé (186.4 KN/m²).

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

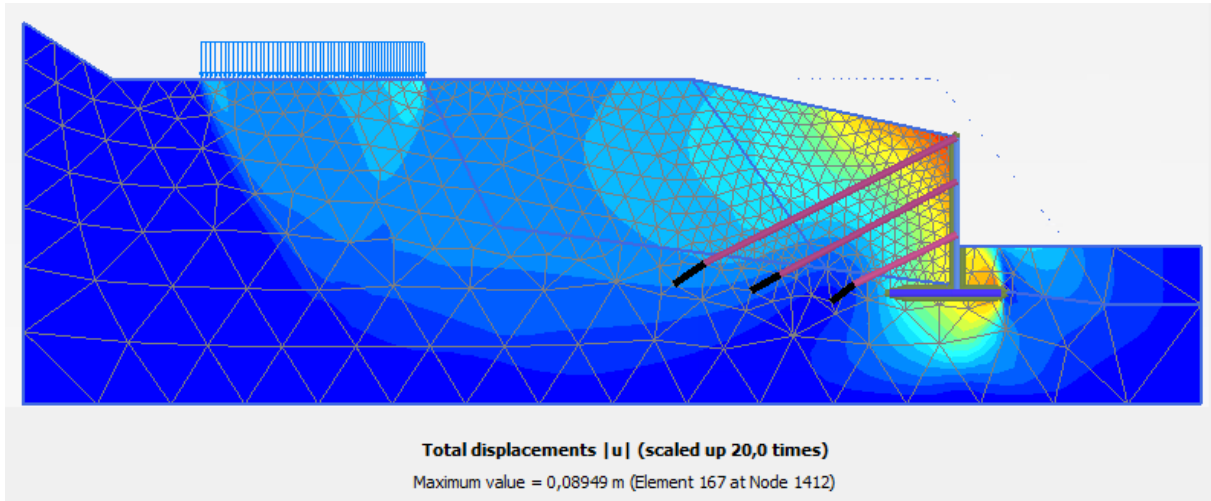


Figure4-61 Déplacements totaux après renforcement avec des tirants d'ancrage
La valeur du déplacement total est dans l'ordre de 8.9 mm, montre une légère augmentation comparée au cas non renforcé (7.2mm).

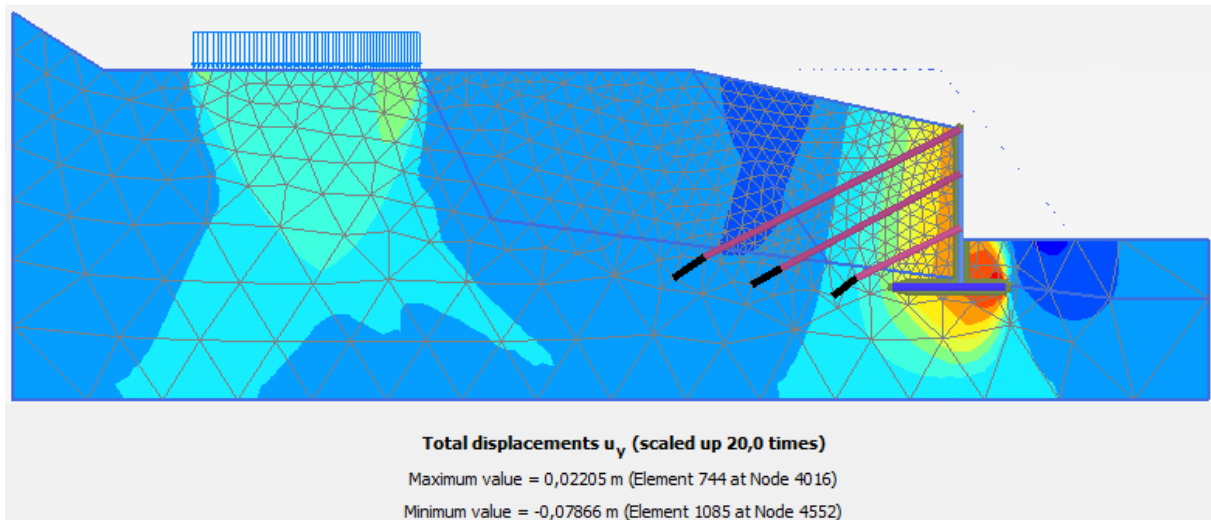


Figure4-62 Déplacements vertical après renforcement avec des tirants d'ancrage

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

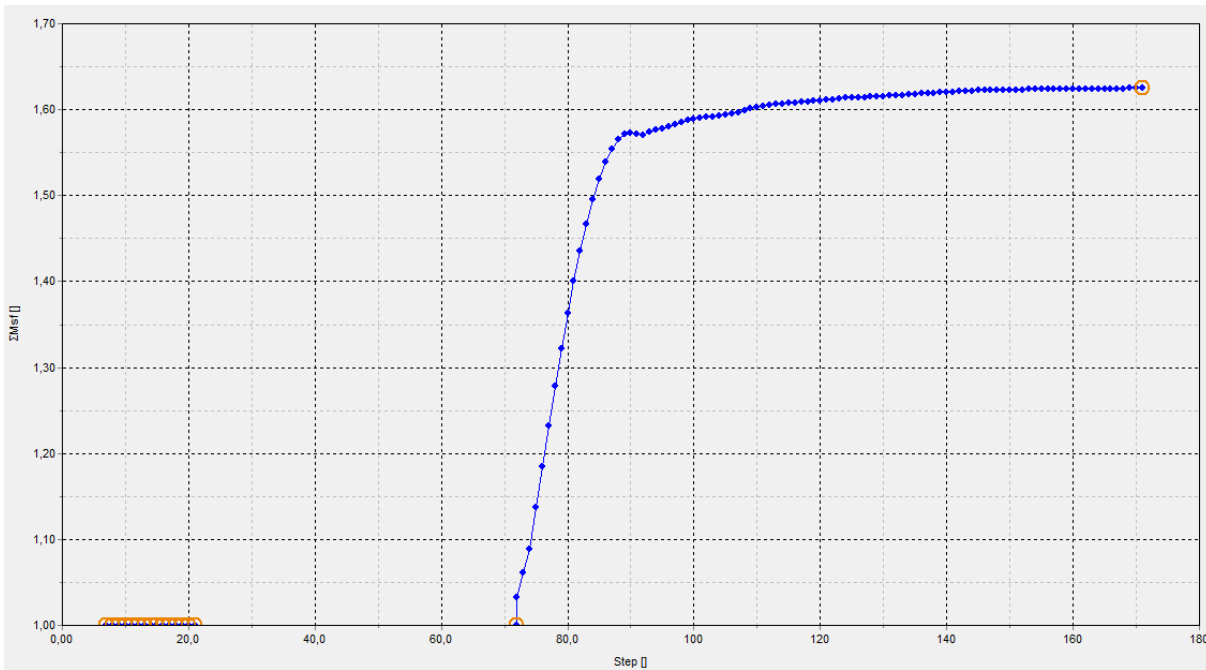


Figure 4-63. Facteur de sécurité statique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.625 > 1.5$ qui garantit la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.

4-7-2 Analyse sismique :

Cette solution a considérablement amélioré la stabilité du talus sous chargement statique en augmentant le facteur de sécurité jusqu'à 1.31

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

General	
ID	FS_MUR_PSEUDO [Phase_ξ
Start from phase	MUR_PSEUDO
Calculation type	Safety
Loading type	Incremental multiple
M_{sf}	0,1000
Pore pressure calculation type	Use pressures from
Thermal calculation type	Ignore temperature
First step	172
Last step	271
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,1373E-6
ForceX - Reached total force	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
Σ_{stage} - Reached phase p	0,000
Σ_{weight} - Reached weight	1,000
Σ_{sf} - Reached safety fact	1,224

Figure4-64 Analyse sismique du facteur de sécurité

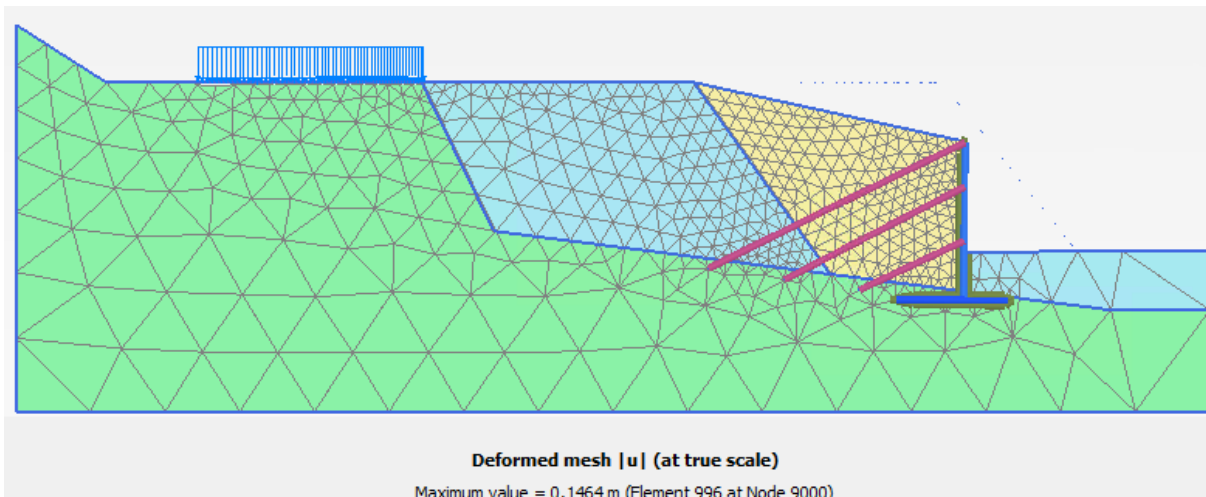


Figure 4-65 Déformée du modèle

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

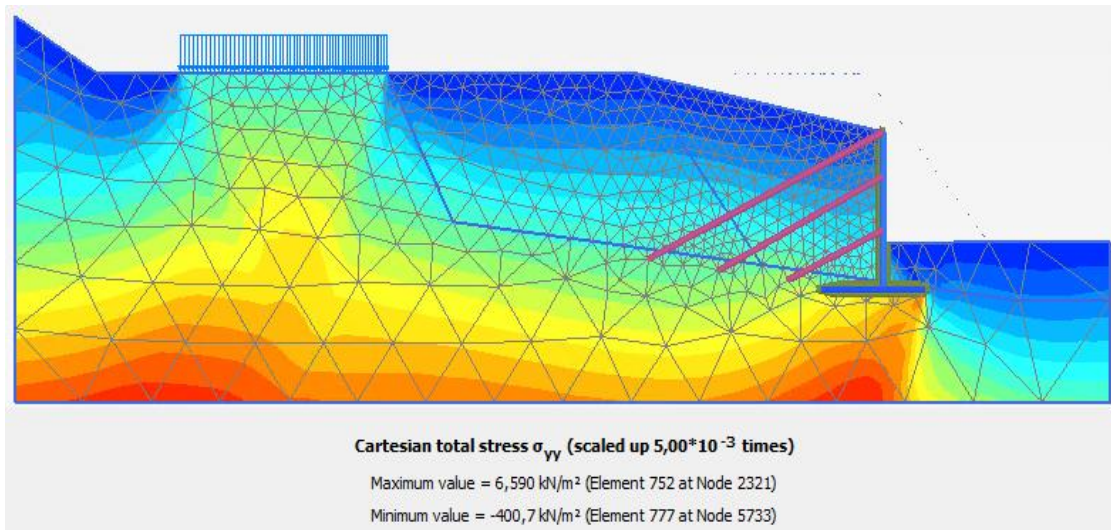


Figure4-66 Contraintes totale verticale

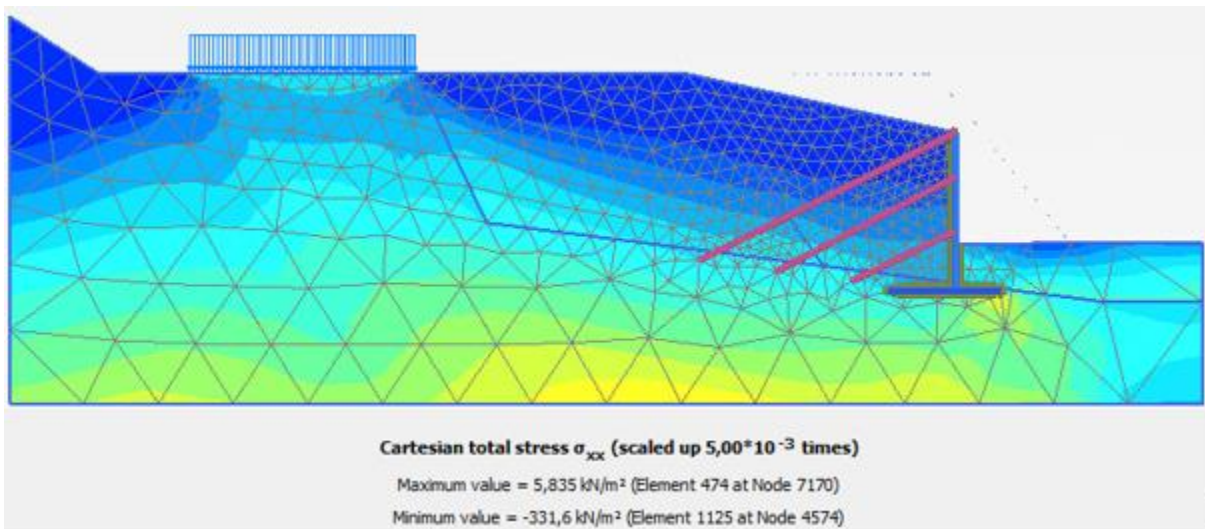


Figure4-67 Contraintes effectives

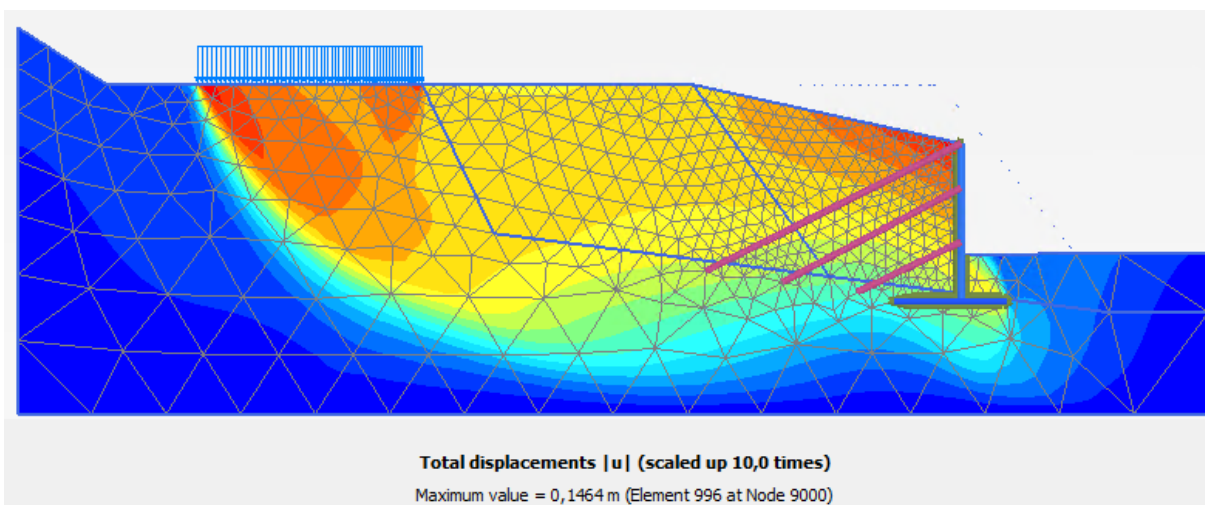


Figure4-68 Déplacements totaux après renforcement avec des tirants d'ancrage

Chapitre 4 : Modalisation numérique de glissement de terrain

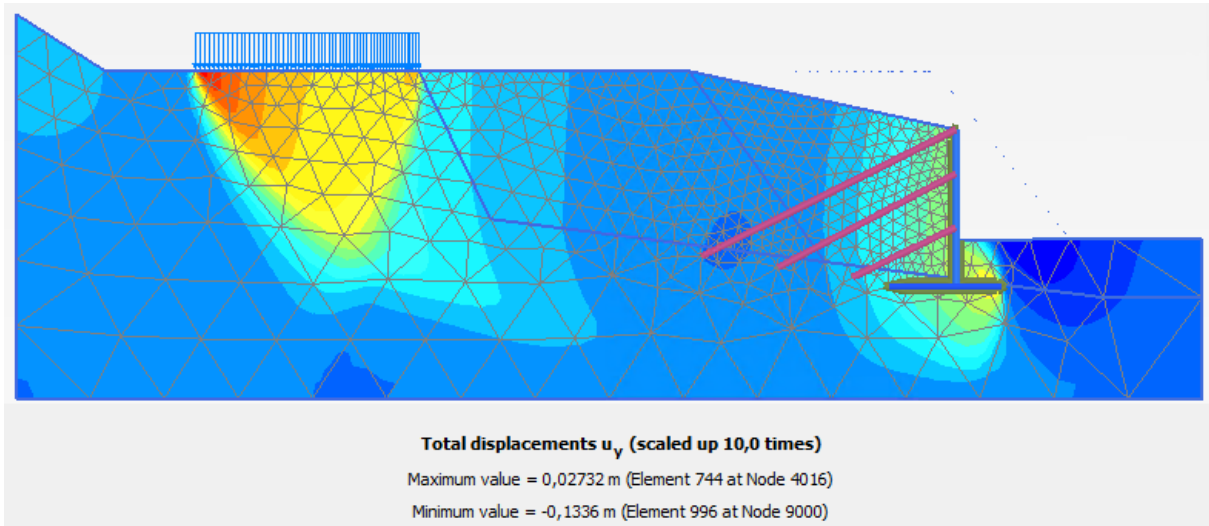


Figure4-69 Déplacements vertical après renforcement avec des tirants d'ancrage

La figure montre une réduction des déplacements verticaux le long de la partie glissante et une légère augmentation au niveau des sols d'assise du bâtiment.

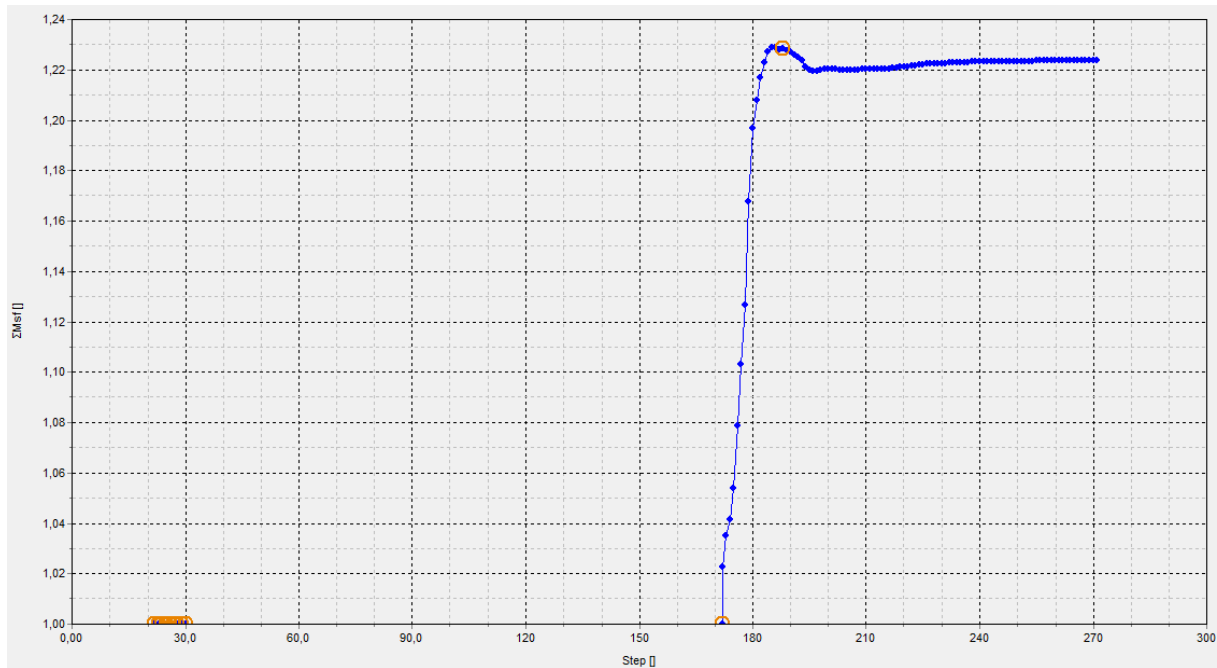


Figure4-70 Facteur de sécurité sismique

L'analyse des résultats montre :

- Un facteur de sécurité $FS=1.224 > 1$ qui garantit la stabilité du talus.
- La déformée montre de petits affaissement et expansion au droit des blocs qui n'affectent pas la stabilité générale du talus et peuvent être éliminés par traitement et amélioration du sol de fondation.
- Les contraintes effectives sont faibles en surface.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

Avec cette solution, le talus peut être jugé comme stable de point de vue glissement, mais les déplacements qui persistent peuvent nuire à la stabilité des blocs sous leurs fondations en faisant apparaître des tassements différentiels. Et pour parer à ce problème, on peut soit traiter le sol de fondation pour lui procurer une résistance qui s'oppose au phénomène de poinçonnement ou concevoir un type de fondations adéquat qui transmet les charges directement aux couches résistantes.

Chapitre 4 :Modalisation numérique de glissement de terrain

-8. Conclusion :

L'analyse de la stabilité du talus dans l'état actuel que ça soit sous chargement statique ou sismique montre une instabilité sur ce terrain, il est indispensable de procéder à un confortement adéquat qui élimine tout risque de glissement après édification des ouvrages projetés.

A cet effet, nous avons proposé deux variantes pour le confortement du talus en vue d'éliminer tous risques de glissement.

- La première variante nous avons procédé à un allègement en amont par suppression d'une partie de la masse glissante (argile rougeâtre). L'amélioration apportée par cette solution au facteur de sécurité était 25% (FS=1.505) pour le cas statique et 24% (FS=1.22) pour le cas sismique.
- Dans la deuxième variante, la stabilité du talus a été assurée par un reprofilage du talus renforcé par des micropieux. L'amélioration apportée par cette solution au facteur de sécurité était 27% (FS=1.533) pour le cas statique et 24% (FS=1.214) pour le cas sismique.
-
- Dans la troisième variante, la stabilité du talus a été assurée par un reprofilage du talus et mise en place d'un mur de soutènement ancré par des tirants d'ancrage scellés dans une couche résistante.
- L'amélioration apportée par cette solution au facteur de sécurité était 35% (FS=1.625) pour le cas statique et 26% (FS=1.224) pour le cas sismique. Cette variante est la plus sécuritaire mais pas la plus économique.

La variante la plus favorable qui peut être retenue sera celle qui garantit plus la stabilité au glissement d'une part et minimise les déplacements verticaux (tassements) et le coût de réalisation d'autre part. Ces critères sont bien matérialisés par la première variante qui consiste en un allègement en amont et mise en place d'une butée en gabion en aval.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude réalisée a pour but d'analyser la stabilité d'un glissement situé dans la commune de Boulekroud, il s'agit d'un glissement mitoyen des blocs en cours de réalisation.

L'analyse du problème a permis d'obtenir un coefficient de sécurité faible ce qui veut dire que le terrain est instable donc le talus nécessite des travaux de confortement afin de la stabiliser et minimiser au maximum les déplacements.

La proposition du moyen de traitement et le choix de confortement s'est porté sur la plus fiable qui garantit une meilleure stabilité du talus ainsi que la moins coûteuse c'est bien la méthode d'Allègement en tête et mise en place une butée en gabion en aval .

Pour qu'on s'assure plus de la fiabilité du confortement posé, on a élaboré notre modèle sur le logiciel **PALXIS**. Les résultats de modélisation trouvées sont satisfaisants, dont le coefficient de sécurité ($F_s = 1,505$) après le confortement est supérieure à la valeur limite (1,5) d'une part, les déplacements validés sont acceptables ce qui signifie que le talus est devenu stable.

nous espérons que nous avons étudié le problème au niveau requis, et qu'il sera un point de départ à notre vie professionnelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BALI ET BOUKERAS ,2018 : Mémoire de master, Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara ,123 page , Université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana.

BENOUIS D., 2010 : Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes'' ; Mémoire d'ingénieur ; ingénieure d'état en génie civil option construction civil et Industrielle 2010 ; université de Saida ; Page (21), (13) ; (Alger).

BLONDEAUF, 1979 : Les méthodes d'analyse de stabilité. Bull. Labo. P. et Ch., spécial, p. 56-62.

BOUAFIA A, 2009 : Glissement de terrain et confortement. Editions Pages bleues.

CHERGUI YOUSEF, 2011 : Etude de glissement de terrain de l'extension de la capacité de la RN1 PK 82+700 (Médéa) avec proposition de solution de stabilisation, projet fin d'étude. École nationale supérieure des travaux publics. **DELALOYE , 2004** : Contribution à l'étude du pergélisol de montagne en zone marginale. Série Gefocus, volume 10, Département of Géosciences, Géologie, Université of Fribourg, 240 p.

DOUMI, 2016 : Mémoire de master étude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes 66 page Université Mohamed Boudiaf - M'silla (Application au cas du talus aménagé de Sidi Ahmed à Bejaia)

DURVILLE & GILLE, 2008. Stabilité des pentes, glissement en terrains meubles. In Technique de l'ingénieur, traité de construction.

HAMMADI, 2011 : Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements et d'Inondations de la ville de Bejaia. Bejaia, Algérie

HOLZMANN ,C.LAMBIEL , M. PHILIPPS,E. REYNARD. 2006 : Légende géomorphologique de l'IGUL. Lausanne, Institut de Géographie (<http://www.unil.ch/igul/page19238.html>).

LARIBI ABDELLAH, 2015 : Analyse et modélisation d'un Glissement de terrain'' ; mémoire master ; Université De Khemis Miliana ; page (16), (22) ; Algérie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

PAGE 68

PHILIPPONNAT, 1998 : Fondation et ouvrage en terre. Eyrolles.

SADAoui, 2015 : Cours dimensionnement des fondation profondes, Master 1GT. Université de Bejaia

SLIMANI M. et BOUHALIT E., 2016 : Étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN 12. Mémoire d'ingénieur, école national polytechnique, El-Harrach.

SLIMI.A, 2008 : Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Mémoire pour obtenir le diplôme doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne

YAHIAOUI ET ZIBANI,2013 Mémoire de master étude de confortement d'un glissement de terrain profond -rn24- boulimat,bejaia ,122 page.