

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Université Mohamed Boudiaf - M'SILA
Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

*Influence de l'intensité de pluie sur la stabilité d'une pente :
Cas de Béni Khellif, Bougaa, Sétif*

Présente par :

MAATAR EROMAYSSA

ETHEIMIN SAAD

Dirigé par :

Mr. HAMITOUCHE AMAR

Promotion : 2017/2018.

Remerciement

Nous remercions tout d'abord le bon dieu qui nous a aidé à terminer ce travail

Nous tenons à remercier notre encadreur *Mr : HAMITOUCHE AMAR* pour avoir proposé ce sujet intéressant et pour la confiance qu'il nous a accordée. Il nous a dirigé tout au long de cette étude en nous traçant les grands axes de cette recherche. Nous le remercions vivement pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Nos remerciements vont ensuite aux membres de jury pour avoir accepté d'examiner notre travail. Leurs idées nous seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements ainsi que notre grande gratitude et reconnaissance envers tous nos enseignants du « Département de Génie civil » de l'université de M'sila.

Nous souhaitons également remercier nos collègues et amis avec qui nous avons passé des bons moments.

Nous tenons à remercier enfin nos familles surtout nos Pères, Nos Mères, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de nos reconnaissances.

Résumé :

Pour les pentes avec des sols non saturés, qui doivent une part de leur résistance à la présence des forces capillaires, Les infiltrations des eaux de pluie dans leur sol ont pour effet d'augmenter le degré de saturation du sol et de varier la pression de leurs pores en réduisant ainsi ces forces capillaires et par suite leur résistance aux cisaillement ce qui peut finir par la survenue d'un glissement. Dans cette étude, sur un cas pratique réel celui de la pente de Béni Khellif, Bougaa , Sétif, à l'aide du logiciel Flac 2D et la logique de l'écoulement bi-phasique incluse, et qui s'est concentré sur l'influence de l'intensité de pluie sur la stabilité de la pente, nous avons mis en évidence qu'une pluie peu intense de longue durée, n'a pas provoqué l'instabilité de la pente à cause de la faible influence des infiltrations sur le degré de saturation et les pressions des pores , par contre une pluie intense de courte durée a fini par provoquer l'instabilité de la pente et son glissement.

Mots clés : Sol non saturé, stabilité des pentes, infiltration des précipitations, réduction de la résistance

مخلص

بالنسبة للمحدرات ذات التربة غير المشبعة ، التي تدين ببعض مقاومتها لوجود القوى الشعرية ، فإن تسرب مياه الأمطار إلى تربتها يؤدي إلى زيادة درجة تشبعها وتغيير لضغط مساماتها مما يقلل من مقدار هذه القوى الشعرية وبالتالي من مقاومة التربة للقص التي يمكن أن تؤول في النهاية إلى حدوث الانزلاق . في هذه الدراسة على حالة عملية هي منحدر بني خليف ببوقاعة سطيف، وباستخدام برنامج Flac 2D ومنطق التدفق ثنائي الأطوار المتضمن فيه، والتي ركزت على تأثير شدة تساقط المطر على استقرار المنحدر ، أظهرنا أن التسربات الناتجة من تساقط مطر ضعيف الشدة لمدة طويلة ، لم يسبب عدم استقرار المنحدر بسبب ضعف تأثير التسرب على درجة التشبع وضغوط المسامات ، بالمقابل انتهى التسرب الناتج من تساقط مطر قوي الشدة وقصير المدة إلى عدم استقرار المنحدر وانزلاقه.

الكلمات المفتاح: التربة غير المشبعة ، استقرار المنحدر ، تسرب الأمطار ، الطرق العددية ، تقليل المقاومة

Abstract:

For slopes with unsaturated soils, which owe some of their resistance to the presence of capillary forces, the rainfall infiltration into their soil has the effect of increasing his degree of saturation and of varying their pores pressure, thus reducing their capillary forces and consequently their shear resistance which can end up in the occurrence of a landslide. In this study, on a real practical case that of the slope of Beni Khellif, Bougaa, Sétif, using Flac 2D software and the logic of two-phase flow included, and which focused on the influence of the intensity of rainfall on the stability of the slope, we have shown that a not very intense rainfall of long duration, did not cause the instability of the slope because of the weak influence of the infiltrations on the degree of saturation and the pores pressures, on the other hand an intense rainfall of short duration ended up causing the instability of the slope and its sliding.

Keywords: unsaturated soil, slope stability, rainfall infiltration, Strength reduction.

Liste de notation

σ_{ij} : Tenseur total des contraintes

γ_h = poids volumique humide du sol

γ = poids volumique du sol

X_i : Forces massiques (volumiques).

T_i : Pressions (forces surfacique)

v_i : Champ de vitesse cinématiquement admissible.

e' : Champ de vitesse de déformation, compatible avec v_i .

σ_{ij} : Champ de contrainte en relation avec X_i et T_i .

S : surface de chargement.

V : volume de masse du sol glissant.

S : surface de chargement.

V : volume de masse du sol glissant.

P^W : La pression interstitielle de l'eau

P^G : La pression interstitielle de l'air

n : La porosité

n^a La fraction volumique

a ($a = S$: solide, W : eau G : Air),

P^F : La pression moyenne calculée selon la saturation s des pores

d/dt : Dérivée matérielle temporelle

ρ_α : La densité du matériau

v_i^α : La vitesse de la phase α

s : Les lois de conservation pour l'eau et l'air

\dot{n} : L'étirement volumétrique

V_i^α : La vitesse apparente de la phase α

f_b : La région sur consolidée (OC)

η_{ij}^* : Le tenseur de contrainte dévia-torique

σ'_m : La contrainte moyenne du squelette

M_m^* : La valeur de η^* lorsque l'incrément de déformation volumique passe du rétrécissement à la dilatation, qui égale à

M_f^* : L'état critique.

σ'_{mb} : Le paramètre de durcissement

\dot{S}_{ij} : Le tenseur nominal de la vitesse de contrainte

α, n et m : paramètres ajustés qui décrivent la forme caractéristique de l'eau du sol

s_{max} : Les valeurs limites maximales

s_{min} : Les valeurs limites minimales.

a et b : paramètres du matériau

k_s^W : Le coefficient de perméabilité pour l'eau dans des conditions de saturation complète

k_s^G : Le coefficient de perméabilité pour l'air dans des conditions complètement sèche

ε_{kk}^{vp} : La déformation volumétrique viscoplastique

λ : Les indices de compression

κ : Les indices de dilatation

e_0 : l'indice des vides initial

P_i^C : a valeur d'aspiration initiale

P^C : La valeur de la succion actuelle

S_I : Le paramètre matériel qui indique l'incrément de force

P_i^C et S_d : Le paramètre contrôle le taux d'augmentation ou diminution de la force

σ'_{ma} : Le paramètre d'adoucissement des contraintes

f_p : La surface potentielle viscoplastique

Φ_1 : Dénote une fonction matérielle pour la sensibilité au taux

C_{ijkl} : Le paramètre viscoplastique.

Liste des figures

Figure 1.1: glissement plan	5
Figure 1.2: glissement simple	7
Figure 1.3 : glissement rotationnelle complexe	7
Figure 1.4 : éperon drainant et masque drainant	8
Figure 1.5 : coupe type d'une tranchée drainante	8
Figure 1.6 : drains subhorizontaux	9
Figure 1.7 : galerie drainante	9
Figure 1.8 : réalisation d'une butée de pied (par lots)	10
Figure 1.9 : Allègement en tête.....	10
Figure 1.10: Reprofilage	11
Figure 1.11 : substitution partielle	11
Figure 1.12 : remblai renforcée par des géosynthétique.....	11
Figure 1.13 : ouvrage en pneusol	12
Figure 1.14 : Exemple mur en texsol	13
Figure 2.1 : maillage et conditions aux limites.....	18
Figure 3.1: vue d'ensemble du glissement de Beni khellif	20
Figure 3.2: le profil CD étudié	21
Figure 4.1: courbe capillaire P_c/P_0 en fonction de la saturation effective S_e pour $a=0.336$ et $a=0.6$	

Figure 4.2: courbe de cohésion $C_c / (P_0 \tan \varphi)$ en fonction de la saturation effective S_e pour $a=0.336$ et $a=0.6$	
Figure 4.3 : La géométrie de la pente et la grille FLAC pour les simulations.....	
Figure 4.4 : La distribution (constante) de la pression interstitielle	
Figure 4.5 La distribution (constante) de la saturation résultante.....	
Figure 4.6 : le contour de saturation	
Figure 4.7: Les contours des contraintes verticales au stade initial.....	
Figure 4.8 : les déplacements verticaux au stade initial.....	
Figure 4.9 : La distribution de la pression interstitielle.....	
Figure 4.10 : les contours de saturation de 1 ^{er} averse	
Figure 4.11 : Les contours de la saturation à la fin de la première occurrence de pluie.....	
Figure 4.12: les déplacements dans la 1 ^{ère} averse de pluie.....	
Figure 4.13 : Les vecteurs de déplacement.....	
Figure 4.14 : la pression interstitielle de la 2 ^{ème} averse de pluie.....	
Figure 4.15 : La distribution de la saturation à la fin de la deuxième occurrence de pluie.....	
Figure 4.16 : les contours de saturation de 2 ^{ème} averse	
Figure 4.17: Les contours des vecteurs de saturation et d'écoulement.....	
Figure 4.18: Les vecteurs de vitesse de la 2 ^{ème} averse.....	
Figure 4.19 : la pression interstitielle de la 2 ^{ème} averse de pluie.....	
Figure 4.20: distributions de la saturation a la fin de la deuxième occurrence de pluie.....	
Figure 4.21 : les distributions de la saturation a la fin de la deuxième occurrence de pluie.....	
Figure 4.22 : les principales contraintes à la fin de la deuxième occurrence de pluie.....	
Figure 4.23: Les contours des contraintes verticales la fin de la deuxième occurrence de pluie	

Liste des tableaux

Tableau 3.1: Synthèse des caractéristiques géotechniques du sol de la pente de Beni Khellif Bougaa

Tableau 4.1 : Propriétés des couches du sol de la pente

Tableau 4.2 : Propriétés des fluides du sol de la pente

SOMMAIRE

Introduction Générale	1
Chapitre 1 : généralité sur les glissements du terrain	
Introduction	2
1.1. Les glissements du terrain:	2
1.1.1 Définition de glissement :	2
1.1.2. Types des glissements :	3
1.2 Les principaux causes des glissements	5
1.2.1. La nature du terrain:	
1.2.2. Les actions extérieures qui agissent sur le sol :	
1.3 Méthode des calculs :	
1.3.1 Méthode de l'équilibre limite	
1.3.2 Méthode d'analyse limite :	
1.3.3 Méthode de la réduction de la résistance au cisaillement	
1.4 Méthode de confortement	
1.4.1 Drainage	
1.4.1.1 Collecte et canalisation des eaux de surface :	
1.4.1.2 Massifs drainants:	
1.4.1.3 Tranchées drainantes :	
1.4.1.4 Drains subhorizontaux :	
1.4.1.5 Drains verticaux, puits et galeries drainantes :	

1.4.2 Modifications géométriques	
1.4.2.1 Butée de pied :.....	
1.4.2.2 Allègement en tête :.....	
1.4.2.3 Purge :.....	
1.4.2.4 Reprofilage :.....	
1.4.2.5 Substitution totale ou partielle :.....	
1.4.3 Renforcement.....	
1.4.3.1 Organes résistants en pied :.....	
1.4.3.2 Techniques de renforcement par inclusions :.....	
1.4.3.3 Techniques de remblai renforcé :.....	
1-5 Conclusion	

Chapitre 2: Recherche bibliographique

Introductions	
2.1 Equations gouvernantes des sols insaturés	
2.1.1 Contrainte du squelette	
2.1.2 Conservation de la masse	
2.1-3 équations d'équilibre	
2-1-4 Courbe caractéristique de l'eau du sol	
2-1-5 Modèle élasto-viscoplastique pour les sols non saturés	
2-2 Aperçu sur les travaux de recherche concernant l'infiltration des précipitations	
2.3. Conclusion	

Chapitre 3 : Acquisition et classification de données

Introduction	
3.1 Situation du site.....	
3.2 Cadre géographique	
3.3 Cadre géologique.....	
3.4 Hydrologie – hydrogéologie.....	
3.5 Description du glissement.....	

3.6 Description du glissement.....

3.7 Résultats de la reconnaissance

3.8 Essais de laboratoire :.....

Chapitre 4 : Analyse de la stabilité de la pente et effet de l'intensité de pluie

Introduction.....

4.1 Cadre théorique.....

 4.1.1 Cohésion apparente.....

 4.1.2 Saturation et pression des pores à l'état stationnaire

4.2 Procédure de modélisation

4.3 Résultats et discussion.....

 4.3.1 Conditions initiales.....

 4.3.2 Premier événement de pluie: faible intensité, longue durée.....

 4.3.3 Deuxième événement de pluie: intensité élevée, courte durée.....

4.4 Discussion.....

Conclusions générales :

INTRODUCTION GENERALE

Le problème de la stabilité des terrains en pente constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des autorités civiles, vu les conséquences néfastes sur les vies humaines et les biens matériels qui résultent d'une instabilité non prévue du terrain concerné. Les causes des glissements sont nombreuses, cependant la cause la plus signalée est l'infiltration des eaux dans le terrain qui jouent un rôle défavorable sur les caractéristiques mécaniques de matériaux de sol constituant le terrain.

Problématique :

Dans notre pays et à travers le monde entier on signale souvent des glissements de terrains suite à des fortes précipitations. Pour les sols non saturés, l'infiltration de l'eau suite à une précipitation modérée peut jouer un rôle favorable en créant des pressions capillaires qui augmentent la résistance aux cisaillements du sol, mais pour des précipitations abondantes, la saturation du sol augmente ayant comme conséquences de casser les liaisons capillaires d'une part et de réduire les caractéristiques mécaniques du sol ce qui favorise sa rupture. La contribution pour bien comprendre ce phénomène est une nécessité de grande importance pour prédire le risque d'instabilité que peut survenir sur un site en fonction de sa pluviométrie ce qui permet de prévoir les solutions adéquates.

Objectifs :

L'étude a pour but, pour la pente de Béni Khellif, Bougaa, Sétif, d'étudier l'effet de l'intensité des précipitations sur la stabilité de la pente concernée en examinant deux intensités différentes : faible intensité et de longue durée (le cas courant des précipitations que connaît la région) et celui d'une forte intensité et de courte durée (quelques heures à quelques jours : cas d'averses intenses)

Composition du mémoire :

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est conduit selon le plan ci-dessous :

- Un aperçu général sur les glissements de terrains en pentes : leurs types, leurs causes, les méthodes d'évaluation de leur stabilité, et les méthodes de leur confortement.
- Une petite recherche bibliographique sur l'état de l'art, concernant les travaux précédents établis pour l'étude des problèmes liés à l'infiltration des eaux dues aux précipitations

- Acquisition et présentation des données suivies d'une description de la zone de glissement étudiée en récapitulant les données et les informations nécessaires à l'étude
- Modélisation du cas étudié, analyse et interprétation des résultats On termine par une conclusion générale

Chapitre 1 : Généralité sur les glissements

Introduction :

Un mouvement de terrain est le déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.). Ou anthropiques (terrassment, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.). Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de glissement. Les des mouvements des terrains peuvent être classés dans deux grandes catégories selon les processus des mouvements (Flageollet, 1989) :

1- Processus lents et continu :

- Affaissements
- Tassements
- Fluage du terrain
- Solifluxions
- Glissements de terrain

2- Des processus rapides et discontinus

- Coulées boueuses et les laves torrentielles
- Eroulements rocheux
- Effondrements des cavités

1.1 Les glissements et leurs types :

1.1.1 Définition

Un glissement de terrain est un phénomène géologique qui désigne le phénomène de descente d'une masse de terre sur une pente, sur un plan de glissement. Après la mise en mouvement le glissement de terrain conservera sa consistance et sa physionomie, ce qui la différencie des coulées de boue qui elles n'ont pas de forme propre. Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts, notamment suite à des fortes pluies. La déforestation peut être à l'origine de cette catastrophe naturelle

1.1.2 Type des glissements :

a) Glissement plan :

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone Entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification. La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon »

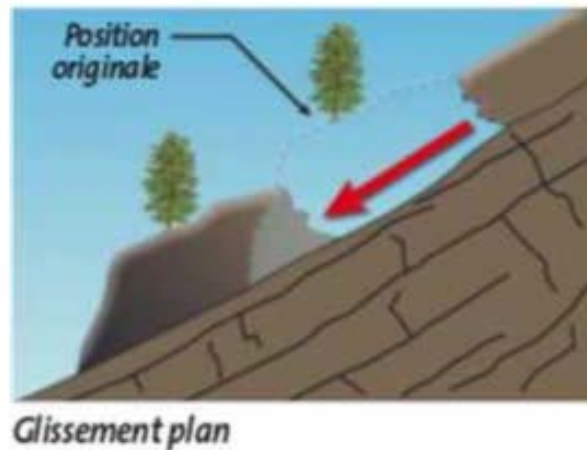


Figure 1.1 : glissement plan

b) Glissement rotationnel simple :

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue : au sommet des fissures de Traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet formé par des matière glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être Assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire

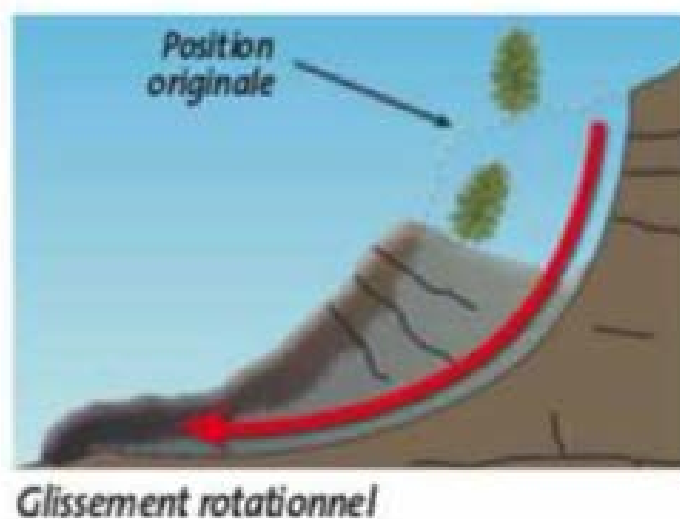


Figure 1.2 : glissement simple

c) Glissement rotationnel complexe :

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont. (R.B.J. Brinkgreve, Delft. ; 2010)

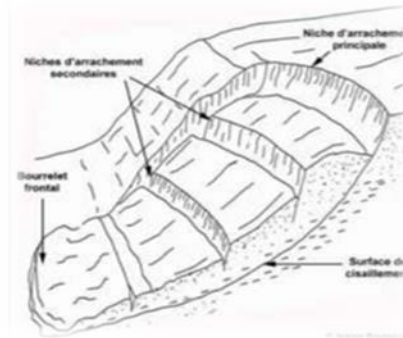


Figure 1.3 : glissement rotationnelle complexe

1.2 Les causes des glissements :

1.2.1 Nature du terrain :

La nature de terrain dépend de la :

a) Géométrie de terrain :

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité la pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif

b) Résistance au cisaillement des sols ou des roches :

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et roches constituent un élément essentiel, le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement. Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contrainte qui règne au point considéré. L'état de contrainte est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.) En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisées est appelée résistance résiduelle la détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types le paramètres des terrains rencontrés :

* La résistance au cisaillement à court ou long terme

* la résistance au cisaillement résiduelle.

Dans le cas des argiles raides, qui l'on rencontre fréquemment dans les versants instables (marnes oligocènes du bassin de Limagne, argile, marnes) la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement : valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné. Les analyses de stabilité consistent habituellement en calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic. Dans le cas d'une première rupture, et résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés c' et ϵ' (valeur de pic) et cR' et $\epsilon R'$ (valeur résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente

1.2.2 Les actions extérieures qui agissent sur le sol :

a) Action hydraulique :

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions

Ceci conduit à s'intéresser à zone nettement plus grande celle qui est en mouvement :

En effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont

La connaissance des conditions hydrauliques les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale, Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilisées pour juger des conditions les plus défavorables

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospecter et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, et notamment de la présence d'accidents tectonique qui perturbent sensiblement les nappes

Certains éléments sont de première importance. Il s'agit :

des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couches plus perméables dont la capacité d'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptibles d'exister et il est alors

intéressant de les drainer ; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement

De l'évaluation de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

b) Les actions climatiques et anthropiques :

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et déchargements.

c) Les actions hydrologiques (pluie, neige, évaporation) :

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassin de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

d) Séismes :

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer les glissements des formations sus-jacentes
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même. (J.Costet, G.Sanglerat, (1983))

1.3 Méthode de calcul :

Introduction :

Trois grandes catégories de méthodes de calcul de stabilité sont utilisées :

Les méthodes de l'équilibre limite ; la méthode de l'analyse limite et la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement.

1.3.1 Méthodes de l'équilibre limite :

Elles supposent qu'à la limite de la rupture une partie du sol de la pente se déplace d'une manière rigide par rapport à l'autre partie, on trouve dans cette catégorie les différentes méthodes des tranches. L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité

s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toute fois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projets détaillés. La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières : Etude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la "méthode globale"(par exemple méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIARETZ...). Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la méthode des tranches (par exemple méthode de FELLENIUS ; BISHOP...).

Nous citons certaines méthodes d'Equilibre Limite :

a- Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927) :

Méthode des tranches basée sur une rupture circulaire. Cette méthode ne satisfait que l'équilibre des moments. Par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées.

b- Méthode de Bishop (Bishop, 1955) :

Méthode des tranches basée comme la précédente sur une rupture circulaire. Dans sa version simplifiée Elle ne satisfait que l'équilibre des moments, la composante verticale des Forces inter-tranche est négligée. La version modifiée ne tient compte que des forces inter-tranches horizontales.

c- Méthode de Janbu (1965):

Méthode des tranches permettant de traiter une ligne de rupture de forme quelconque. Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces.

d- Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) :

Aussi satisfaisant à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces Inter-tranches. (A.KOUDERY, 2005).

e- La méthode des perturbations :

La méthode des perturbations est une méthode de vérification de la stabilité des talus en Rupture circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc

D'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

Les auteurs proposent une loi de répartition de type $\sigma = \gamma_h \cdot \cos \alpha \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan \alpha)$ qui est plus satisfaisante que celle de FELLENIUS $\sigma = \gamma_h \cdot \cos^2 \alpha$.

Remarques sur la méthode des perturbations :

- a) Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.
- b) Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.
- c) La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de Glissement").

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé **Géo-studio**, on utilise le sous-programme **SLOPE/W** qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes, ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les condition du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne le facteur de sécurité le plus faible (KHEMISSA M. (2006).).

1.3.2 Méthode d'analyse limite

Principe :

L'analyse limite prend les avantages de la statique et de la cinématique de la théorie de la plasticité pour trouver un champ de solutions aux problèmes de stabilité. Ce champ peut être réduit pour trouver la solution la plus grande de la limite inférieure et la solution la plus petite de la limite supérieure. La quantité inconnue peut être la capacité portante de la fondation, la pression du sol sur un mur de soutènement, le coefficient de sécurité ou la hauteur critique du talus. Dans l'analyse limite, on suppose que le sol à une déformation plastique selon la loi de normalité liée à la condition limite de coulomb .L'approche statique prend en compte le champ de contrainte qui est en équilibre avec les forces externes de la surface et le poids propre du sol, ce champ de contrainte doit être statiquement admissible. L'approche statique mène à un ensemble d'équations qui peuvent être résolus numériquement en utilisant la méthode des éléments finis. Pour résoudre les problèmes de la stabilité des talus, l'utilisation de l'analyse limite est pratiquement concentrée sur l'approche cinématique parce que dans certains cas, son utilisation est plus simple que l'utilisation de l'approche statique. Par exemple si on considère

que la masse du sol en mouvement se déplace comme un corps rigide, l'approche cinématique nécessite la résolution d'une équation simple.

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible), ceci peut être exprimé par l'équation du mouvement suivante : (Karal K. 1977)

$$\int_S T_i V_i dS + \int_V X_i V_i dV = \int_V \sigma_{ij} \epsilon_{ij} dV \quad ij = 1,2,3 \quad (1)$$

D'où :v

X_i : Forces massiques (volumiques).

T_i : Pressions (forces surfacique)

v_i : Champ de vitesse cinématiquement admissible.

e : Champ de vitesse de déformation, compatible avec v_i .

σ_{ij} : Champ de contrainte en relation avec X_i et T_i .

S : surface de chargement.

V : volume de masse du sol glissant.

1.3.3 Méthode de la réduction de la résistance au cisaillement

Principe :

Cette méthode est basée sur le calcul dans le domaine plastique du terrain de la pente et la Détermination des contraintes de cisaillement développées en tout point du sol, La surface Potentielle de rupture est celle pour laquelle les contraintes de cisaillement calculées sont Maximales.

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

$$F_s = \frac{\text{Résistance du sol initial}}{\text{Résistance critique donnant rupture}} \quad (2)$$

Le facteur de sécurité global de la pente est une moyenne de ces facteurs de sécurité locaux. Cette démarche montre l'étroite liaison entre cette méthode et les techniques des éléments Finis et des différences fines.

Le modèle de sol dans ces méthodes est caractérisé six paramètres sont : L'angle de frottement ; La cohésion ; L'angle de dilatation ; Le module de Young ; Le coefficient de Poisson ; La masse volumique.

Les méthodes numériques (Eléments finis et Différences fines) encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en œuvre, ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique, ces méthodes utilisées pour le calcul de la stabilité la méthode de réduction de la résistance au cisaillement. On cite par exemple pour la méthode des éléments finis : Geoslope , Plaxis2D et Plaxis3D , et pour la méthode des différences finies Flac 2D et Flac 3D . (D.V. Griffiths and P.A. Lane Colorado (1999)).

1.4 Méthodes de confortement

Introduction :

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement), l'accessibilité du site, La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, Les conditions de sécurité vis- à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux, La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales

Méthodes de confortement des talus :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en quatre groupes:

- Drainage.

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution);

- Renforcement ;

1.4.1 Drainage:

Comme on le sait tous, l'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, qui est soit utilisée seule ou conjointement avec d'autres méthodes.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons :

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont :

1.4.1.1 Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Les dispositifs de Collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux

1.4.1.2 Massifs 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 flottantes 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.

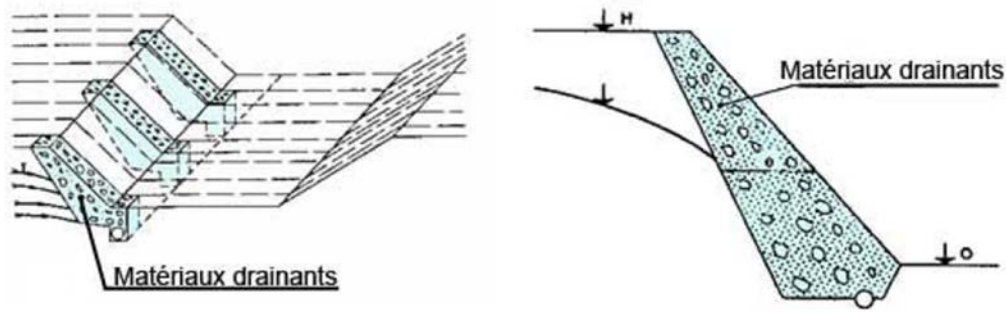


Figure 1.4 : éperon drainant et masque drainant

1.4.1.3 Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure (14), sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Elles peuvent être réalisées de plusieurs façons, soit à la pelle mécanique, à la trancheuse ou à la haveuse de paroi, qui donnent des dimensions de la paroi propre à chaque méthode

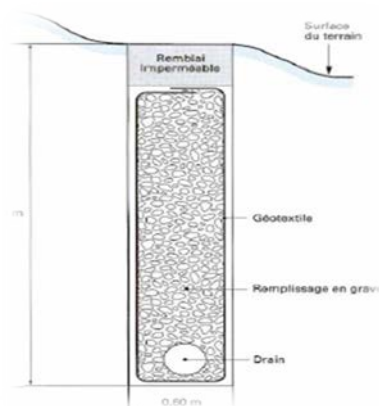


Figure 1.5 : coupe type d'une tranchée drainante

1.4.1.4 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. Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.)

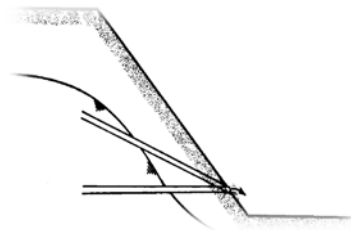


Figure 1.6:Drains subhorizontaux

1.4.1.5 Drains verticaux, puits et galeries drainantes :

Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitaire ment en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage .Le transfert d'eau en profondeur est une opération risquée, qui doit être réservée aux cas où l'écoulement de surface est bien connu et où l'aquifère profond est drainant, et présente un exutoire franc. Dans le cas contraire, cela peut conduire à une aggravation de l'instabilité. Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limité en profondeur

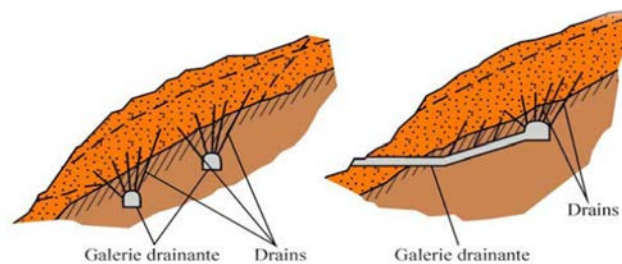


Figure 1.7 : Galerie drainante

1.4.2 Modifications géométriques :

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain.

Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème ; parmi ces méthodes on cite :

1.4.2.1 Butée de pied :

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité au « grand glissement » de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. On recherche généralement une amélioration de la sécurité $\Delta F/F_0$ de 20 à 30%.

Il est nécessaire de réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications :

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements, par exemple à l'aval.

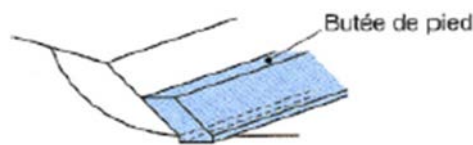


Figure 1. 8 : Réalisation d'une butée de pied (par plots)

1.4.2.1 Allègement en tête :

L'allègement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité. 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. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, tel qu'il apparaît sur la figure, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme.

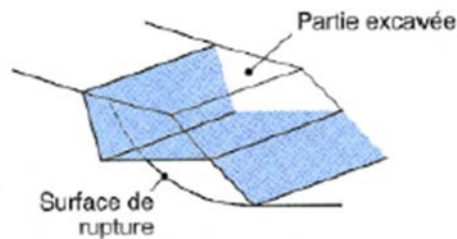


Figure 1.9: Allégement en tête

1.4.2.2 Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

1.4.2.3 Reprofilage :

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes à l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

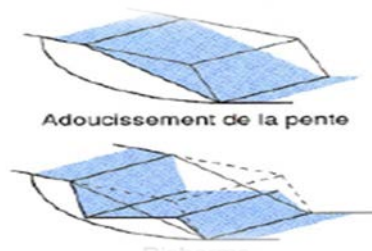


Figure 1.10 : Reprofilage

1.4.2.5 Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

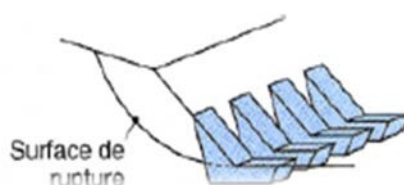


Figure 1.11 : Substitution partielle

1.4.3 Renforcement :

1.4.3.1 Organes résistants en pied :

Cette méthode consiste à stabiliser la masse du sol par l'installation d'un organe résistant dans la partie avale du talus, prenant en compte le contour du cercle de glissement pour assurer que cet organe ne soit pas emporté par le glissement.

On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples

1- Les ouvrages de soutènement rigides :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression

2- Ouvrages de soutènements souples :

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques, ou par pneu....

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides. L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage

1.4.3.1 Techniques de renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

1.4.3.2 Techniques de remblai renforcé :

1- Renforcement par géo synthétiques :

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capable 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, elles agissent donc comme un renfort, et on parle alors de terre renforcée.

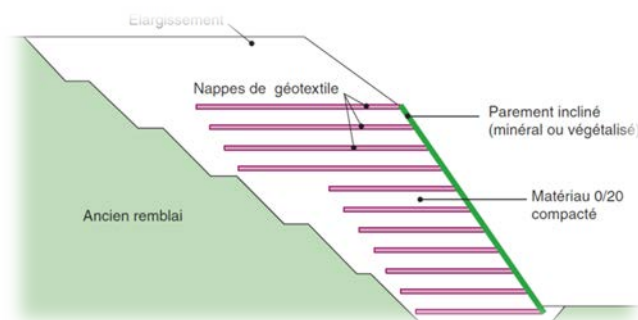


Figure 1.12 : Remblai renforcé par des géosynthétiques

2- Le Pneusol :

Le Pneu sol est formé de l'association de deux éléments : des pneus et du sol. Le mot "pneus" désigne tous les éléments des pneus usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus en entier, associés linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot "sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou déchets divers.



Figure 1.13 : Ouvrage en Pneusol

3- Le Textsol :

Le Textsol est un mélange de sable concassé intimement lié par des fibres synthétiques, (120 km de fils par mètre cube de sable). Le matériau ainsi obtenu présente des propriétés intéressantes, Les applications du Textsol en soutènement sont de deux types. Il peut être utilisé pour former un mur poids, encastré dans le sol de fondation par une bêche, pour retenir un sol de remblai. Le deuxième type d'application concerne la stabilisation de talus raidis.

Un massif de Textsol à la propriété remarquable, par rapport à un mur poids classique en béton, d'être aussi déformable que le sol de déblai ou remblai et il présente l'avantage de pouvoir être construit rapidement sans coffrage

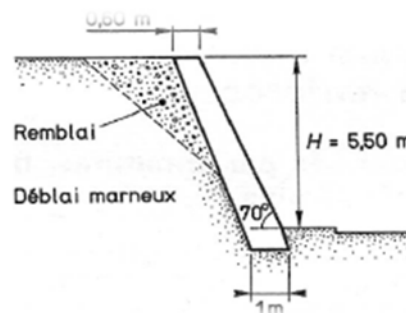


Figure1.14 : mur en Textsol

1-5 Conclusion :

Le glissement de terrain est l'un des risques naturels qui peuvent s'avérer dangereux et dont les dégâts peuvent s'étendre de la perte des biens matériels jusqu'à la perte des vies humaines

Plusieurs méthodes ont été développées pour calculer le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement, qui est le rapport des effets stabilisants (Forces, moment ou simplement Résistance au cisaillement) aux mêmes types d'effets favorisant le glissement. Ces méthodes peuvent être groupées en deux grandes catégories :

- Les méthodes classiques de l'équilibre limite et de l'analyse limite qui suppose un déplacement rigide d'une partie de sol par rapport à une autre partie ;
- les méthodes numériques (MEF et MDF) basées sur la réduction de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à la rupture.

Des méthodes diverses d'amélioration de la stabilité ont été proposés et mises en pratique pour augmenter le facteur de sécurité de la pente vis-à-vis du risque de glissement :

- Des méthodes qui s'appuient sur la modification de la géométrie ou celles des conditions hydrauliques pour réduire les effets déstabilisants comme l'aplatissement de la pente ou le drainage
- Des méthodes servant à augmenter la résistance du sol de la pente soit par l'extérieur (soutènement) ou par l'intérieur (différentes inclusions rigides) qui Incluent l'utilisation des pieux comme moyens de renforcement des pentes sujet traité dans cette l'étude.

Chapitre 02 : Recherche bibliographique

Introduction :

Le glissement des pentes insaturées est un phénomène très répandu dans le monde entier plusieurs causes peuvent le déclencher tel que : la géologie , la topographie , l'action hydrologique et l'effet des infiltrations des eaux des pluie qui est la cause principale des instabilités des pentes .

De nombreux chercheurs ont fait remarquer des ruptures de pentes et de talus dues à l'infiltration des précipitations (Yoshida, Y., Kuwano, J. and Kuwano 1991 et Garcia, E., and Uchimura, T., Estudio 2007).

La rupture des structures du sol peut être causée par un processus de mouillage (Par exemple, à la fois une infiltration courte et longue provoquée par des chutes de pluie ou fonte de neige) d'un état insaturé, résultant de l'augmentation de la teneur en humidité et de la réduction de la succion. Ceci, à son tour, conduit à une diminution de la résistance au cisaillement du sol et à l'apparition de déformations.

L'étude de l'infiltration des eaux pluviales sur le comportement des sols non saturé est très compliqué parce qu'elle est contrôlée par plusieurs variables associé à l'hydraulique non-linéaire et les propriétés des constituants du sol ainsi que les caractéristiques des précipitations , Par conséquent l'infiltration des précipitations devient un sujet intéressant a raison de la nécessité de comprendre ses effets sur l'augmentation de la pression interstitielle de l'eau et la génération de déformation dans les pentes insaturées

2-1 Equations gouvernantes des sols insaturés :

2.1.1 Contrainte du squelette :

Terzaghi a défini le concept d'un tenseur de contrainte pour les matériaux saturés en eau (Terzaghi, K, 1943), cependant dans le cas des sols insaturé, le concept doit être redéfini afin de considérer les matériaux compressibles. La présente formulation de contrainte squelettique est définie et utilisé en suite pour la variable de contrainte dans la relation constitutive pour le squelette du sol. Tenseur total des contraintes σ_{ij} est obtenu comme la somme des contraintes partielles, à savoir :

$$\sum_{\alpha} \sigma_{ij}^{\alpha} = \sigma_{ij} (\alpha = S, W, G) \quad (3)$$

$$\sigma_{ij}^S = \sigma'_{ij} + n^S P^F \delta_{ij} \quad (4)$$

$$\sigma_{ij}^W = n^W P^W \delta_{ij} \quad (5)$$

$$\sigma_{ij}^G = n^G P^G \delta_{ij} \quad (6)$$

avec $n^S = (1 - n)$, $n^W = ns$, $n^G = n(1 - s)$ et $n = n^S + n^W$

Où s est le degré de saturation, P^W et P^G sont la pression interstitielle de l'eau et la pression interstitielle de l'air, respectivement, n est la porosité, n^a est la fraction volumique de la phase a ($a = S$: solide, W : eau, G : Air), et P^F est la pression moyenne calculée selon la saturation s des pores, et qui est donnée par la loi de Dalton formulé comme suit:

$$P^F = sP^W + (1 - s)P^G \quad (7)$$

Des équations 1 à 5 on a

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - P^F \delta_{ij} = \sigma_{ij} - (sP^W + (1 - s)P^G) \delta_{ij} \quad (8)$$

La contrainte du squelette est utilisée comme variable de contrainte de base dans le modèle pour les cas des sols non saturés.

2. 1.2 Conservation de la masse :

La conservation de la masse est donnée par l'équation suivante :

$$\frac{d}{dt}(n^\alpha \rho_\alpha) + (\rho_\alpha V_i^\alpha)_{,i} = 0 \quad (9)$$

Avec $V_i^\alpha = n^\alpha (v_i^\alpha - v_i^S) \quad (9)'$

Dans laquelle le rapport d/dt désigne la dérivée matérielle temporelle, ρ_α est la densité du matériau, et v_i^α la vitesse de la phase α . En supposant que les particules de l'eau sont incompressibles, les lois de conservation pour l'eau et l'air sont exprimées en fonction de s et n , c'est-à-dire

$$s\dot{n} + \dot{s}n = -V_{i,i}^W \quad (10)$$

$$(1 - s)\dot{n} - \dot{s}n + (1 - s)n \frac{\dot{\rho}_G}{\rho_G} = -V_{i,i}^G \quad (11)$$

Où \dot{n} est l'étirement volumétrique et V_i^α est la vitesse apparente de la phase α

2.1-3 équations d'équilibre :

Les équations d'équilibre sont exprimées par les vitesses de contraintes (taux de variation dans le temps) comme suit:

$$\int_V \hat{S}_{j,i,j} dV = 0 \quad (12)$$

Dans laquelle \hat{S}_{ij} est le tenseur nominal de la vitesse de contrainte. L'équation d'équilibre incrémental ci-dessus est utilisé pour la formulation lagrangienne mise à jour du problème de valeur limite.

2-1-4 Courbe caractéristique de l'eau du sol :

La relation entre la saturation et la succion est donnée par l'équation proposée par (VAN GENUCHTEN, 1980.)

$$s = s_{min} + (s_{max} - s_{min}) \{1 + (\alpha P^c)^{n'}\}^{-m} \quad (13)$$

Dans laquelle α, n et m sont des paramètres ajustés qui décrivent la forme caractéristique de l'eau du sol, et la relation $m = 1 - 1/n$ est supposée, s_{max} et s_{min} sont respectivement les valeurs limites maximales et minimales de la saturation.

Les effets du degré de saturation sur la perméabilité pour l'eau et l'air sont supposés comme suit:

$$k^W = k_s^W s^a \left\{ 1 - \left(1 - s^{1/m} \right)^{n'} \right\} \quad (14)$$

$$k^G = k_s^G (1 - s)^b \left\{ 1 - \left(s^{1/m} \right)^{n'} \right\} \quad (15)$$

Où a et b sont des paramètres du matériau, k_s^W est le coefficient de perméabilité pour l'eau dans des conditions de saturation complète et k_s^G est le coefficient de perméabilité pour l'air dans des conditions complètement sèche

2-1-5 Modèle élasto-viscoplastique pour les sols non saturés :

Un modèle élasto-viscoplastique basé sur la sur-contrainte de la théorie viscoplastique avec dégradation de la structure du sol, pour le sol saturé (Kimoto, S. and Oka, F., 2005.), a été étendu au sol non saturé en utilisant la contrainte du squelette solide et l'effet d'aspiration dans le modèle constitutif (Oka, F., Kodaka, T., Kimoto, S., Kim, Y., and Yamasaki, N., 2006.). Dans ce modèle, il est supposé qu'il existe une limite de sur-consolidation qui délimite la région normalement consolidée (NC), $f_b \geq 0$, et la région surconsolidée (OC), $f_b < 0$, elle est décrite comme suit:

$$f_b = \eta_{(0)}^* + M_m^* \ln(\sigma'_m / \sigma'_{mb}) = 0 \quad (16)$$

$$\bar{\eta}_{(0)}^* = \{(\eta_{ij}^* + \eta_{ij(0)}^*)(\eta_{ij}^* + \eta_{ij(0)}^*)\}^{1/2} \quad (17)$$

Où $\eta_{ij}^* = S_{ij} / \sigma'_m$, S_{ij} est le tenseur de contrainte déviatorique, σ'_m est la contrainte moyenne du squelette, M_m^* est la valeur de η^* lorsque l'incrément de déformation volumique passe du rétrécissement à la dilatation, qui égale à M_f^* à l'état critique. Le paramètre de durcissement σ'_{mb} contrôle la taille de la surface limite. L'effet d'aspiration sur le sol insaturé est incorporé comme :

$$\sigma'_{mb} = \sigma'_{ma} \left(\frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} \varepsilon_{kk}^{vp} \right) \left[1 + \left\{ \exp \left\{ S_d \left(\frac{P_i^C}{P^C} - 1 \right) \right\} \right\} \right] \quad (18)$$

où ε_{kk}^{vp} est la déformation volumétrique viscoplastique, λ et κ sont respectivement les indices de compression et de dilatation, et e_0 est l'indice des vides initial. Différents paramètres sont utilisées pour inclure l'effet de la succion : P_i^C est la valeur d'aspiration initiale, P^C est la valeur de la succion actuelle, S_f est le paramètre matériel qui indique l'incrément de force lorsque la succion est égale à P_i^C et S_d est le paramètre qui contrôle le taux d'augmentation ou diminution

de la force . Enfin, σ'_{ma} est un paramètre d'adoucissement des contraintes utilisé pour décrire la dégradation du matériau causée par les changements structurels

La fonction d'écoulement statique est donnée par

$$f_b = \bar{\eta}_{(0)}^* + M_m^* \ln(\sigma'_m / \sigma'^{(s)}_{my}) = 0 \quad (19)$$

De même, sur la surface limite de la sur-consolidation, l'effet d'aspiration est introduit dans la valeur σ'_{my}

$$\sigma'^{(s)}_{my} = \frac{\sigma'_{myi}}{\sigma'_{mai}} \sigma'_{mai} \left(\frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} \varepsilon_{kk}^{vp} \right) \left[1 + \left\{ \exp \left\{ S_d \left(\frac{P_i^C}{PC} - 1 \right) \right\} \right\} \right] \quad (20)$$

Le tenseur d'étirement viscoplastique est donné par l'équation suivante basée sur la forme de Perzyna de la théorie viscoplastique :

$$D_{ij}^{vp} = C_{ijkl} \langle \Phi_1(f_y) \rangle \frac{\partial f_p}{\partial \sigma'_{kl}} \quad (21)$$

Dans laquelle f_p est la surface potentiel viscoplastique, Φ_1 dénote une fonction matérielle pour la sensibilité au taux, C_{ijkl} est le paramètre viscoplastique. Plus de détails sur la formulation peuvent être trouvés dans Garcia et al.

2.2 Aperçu sur les travaux de recherche concernant l'infiltration des précipitations :

Certaines études ont abordé l'effet des précipitations et de l'infiltration sur la stabilité de la pente du point de vue approche statistique (S.W.C. Au 1993, Okada, K. and Sugiyama, T 1994). D'autres chercheurs ont mis en œuvre une approche numérique pour l'analyse de l'effet des caractéristiques hydraulique sur l'instabilité des pentes insaturées (Ng, C., and Shi, Q., 1998), (Tsaparas, I., Rahardjo, H., Toll, D., and Leong, E., 2002), (Cai, F. and Ugai, K., 2004), (Rahardjo, H., Ong, T., Rezaur, R. and Leong, E 2007).

Dans ces formulations, les effets de l'infiltration des précipitations sur la génération de pression d'eau interstitielle et sur la stabilité des pentes sont généralement évalués par une

analyse d'infiltration utilisant la méthode des éléments finis suivie d'une analyse de stabilité des pentes. Ainsi, l'étude du couplage de la déformation et du flux transitoire est ignorée.

Cependant, le comportement de déformation du sol non saturé dépend fortement du flux d'infiltration et vice versa. En conséquence, les problèmes d'infiltration des précipitations sont mieux formulés par l'utilisation de méthodes couplées de déformation par infiltration.

Des méthodes numériques permettant de considérer simultanément le flux d'infiltration insaturé et la déformation des structures du sol ont été utilisées pour étudier le processus d'infiltration (Alonso, E., Gens, A., and Delahaye, C., 2003),(Cho, S. and Lee, S., 2001.) ;(Oka, F., Kimoto, S., Takada, N. and Higo, Y., 2009.).

Bien que les méthodes couplées de déformation par infiltration soient devenues plus populaires pour l'étude du flux d'infiltration insaturé; le cas particulier du problème de l'infiltration des pluies et de ses effets sur le développement des déformations dans les pentes insaturées n'a pas encore été entièrement traité ou compris.

Gracia et al ont adopté le modèle élasto-viscoplastique couplé multi-phase, formulé par éléments finis proposée par Oka et al pour décrire le processus d'infiltration des précipitations et leurs effets sur le développement de la pression interstitielle de l'eau et la déformation dans une pente insaturée. Une importante caractéristique de la méthode numérique abordée dans leur étude, est l'utilisation d'un modèle couplé infiltration-déformation qui permet le calcul des déplacements le long de la réduction de la succion ou l'augmentation de la pression interstitielle de l'eau. L'analyse numérique utilisée est basée sur la théorie des milieux poreux (par exemple,(Boer, R., 1998)). Les matériaux sont supposés être composé de phases solides, d'eau et de gaz, et supposés être distribués en continu tout au long de l'espace au niveau macroscopique. Un modèle élasto-viscoplastique constitutif est adopté pour le squelette du sol. La contrainte du squelette, qui est déterminé à partir de la différence entre la contrainte totale et la pression interstitiel moyenne du fluide, est utilisée comme variable de contrainte dans le modèle constitutif. En outre, l'effet de l'aspiration est exprimé comme le rétrécissement ou l'expansion de la surface limite de la sur-consolidation (OC) et la surface statique d'écoulement plastique. Une analyse numérique, qui est basé sur une étude paramétrique y compris les différentes intensités de précipitations et la perméabilité de l'eau dans le cas saturé, est réalisée pour observer l'influence ces caractéristiques hydrauliques sur les changements de la pression de l'eau des pores et la progression des déplacements latéraux lors de l'infiltration des précipitations dans les pentes insaturées (Garcia, E. F. A., Jerez, C. A. R., and Brand, M. A. B. (2011).)

Le modèle de la pente étudiée est présenté ci-dessous

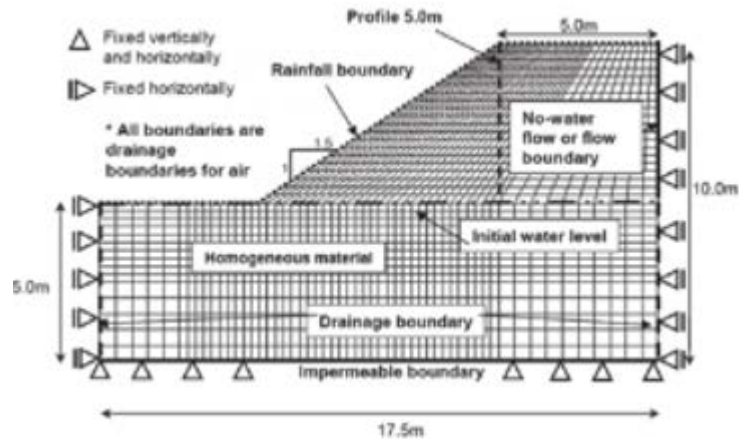


Figure 2.1 : maillage et conditions aux limites

En supposant qu'il y a toujours de l'eau disponible sur la surface du sol due aux précipitations, au stade initial de l'infiltration, le sol non saturé a assez d'espace pour permettre à toute l'eau de s'infiltrer dans le sol ; cependant, une fois la surface du sol est saturée, l'accumulation se produit et l'excès de l'eau soit accumulé sur la surface ou dissipé comme ruissellement. Deux limites différentes sont utilisées pour simuler ce genre de comportement : la frontière de la pluie est commutée d'une limite d'écoulement à une limite de pression d'eau interstitielle et vice versa selon l'intensité des précipitations et la saturation de la surface du sol, comme suit :

- Limite d'écoulement. Si l'intensité des précipitations est plus petite ou égale à la perméabilité à l'eau saturée et la saturation de la surface est plus petite que la saturation maximale, C'est-à-dire $I \leq k_s^w$ et $S_{surface} < S_{max}$, une limite d'écoulement prescrite est utilisée et tous les eaux s'infiltreront dans le sol.

Si l'intensité de la pluie est supérieure à la perméabilité à l'eau saturée et la saturation de la surface est égale à la saturation maximale; c'est-à-dire, $I > k_s^w$ et $S_{surface} = S_{max}$ \rightarrow , une limite de pression de l'eau interstitielle est prescrite sur la surface; dans ce cas, l'arrivée d'eau dans le sol est contrôlée par le gradient de la succion matricielle. La pression de l'eau interstitielle attribuée à la surface est calculée en fonction de l'intensité de la pluie. Dans la simulation, on suppose que l'excès d'eau est dissipé sous forme de ruissellement.

Les déformations calculées ont été associées au changement de volume des sols à mesure que la saturation augmente pendant l'infiltration des précipitations.

Les résultats de la simulation ont montré que des pressions d'eau interstitielles plus grandes sont obtenues à de faibles profondeurs lorsque les intensités pluviométriques sont plus grandes que les perméabilités à l'eau saturée; en revanche, dans le cas d'intensités pluviométriques inférieures aux perméabilités, les pressions interstitielles à la surface sont plus faibles. Ce comportement est inversé lorsque la profondeur du sol augmente; à de plus grandes profondeurs, les pressions d'eau interstitielle sont plus grandes pour les sols ayant une plus grande perméabilité. L'analyse des déformations a montré que les déplacements latéraux maximaux sont obtenus dans les cas où l'intensité de la pluie est plus proche de la perméabilité à l'eau saturée; c'est-à-dire $I/k_s^W \approx 1$. Le rapport entre l'intensité des précipitations et la perméabilité à l'eau saturée est une propriété fondamentale dans la réaction de déformation des sols insaturés soumis à l'infiltration des précipitations.

2.3 Conclusions :

Plusieurs sont les causes qui peuvent engendrer la rupture des pentes, parmi les causes figurent l'infiltration des eaux pluviales qui provoquent une diminution de la résistance au cisaillement donnant par cela lieu à la rupture des pentes.

L'étude de ces infiltrations est assez difficile car ils sont contrôlés par plusieurs variables associées à l'hydraulique non-linéaire et aux propriétés des constituants du sol ainsi que les caractéristiques des précipitations .

Dés modèles ont été proposés pour l'étude des infiltrations dans les milieux non saturés, Un des modèles les plus acceptés et utilisés est le modèle de Van Genuchten qui est implémentée dans la logique de l'écoulement à deux phases (TPFLOW), du logiciel Flac 2D utilisé.

Compte tenu de l'importance de l'étude de ce phénomène plusieurs études ont été effectuées sur ce sujet, en adaptant des approches diverses tel que l'approche statique et l'approche numériques basées sur la méthode des éléments finis.

La simulation des infiltrations pluviales comporte : une limite d'écoulement, cela veut dire que si $I_{précipitation} \leq k_s^W$ et $S_{surface} < S_{max}$ une limite d'écoulement est prescrite et l'eau s'infiltrera carrément (k_s^W : perméabilité d'eau saturé, $S_{surface}$:saturation de la surface, S_{max} :saturation maximale).

Dans le cas contraire : l'eau est contrôlée par un gradient de succion matricielle. L'eau en excès est supposé ruisseler. La simulation a mis en évidence que les rapports de l'intensité des précipitations et la perméabilité à l'eau saturée est primordiale dans la réaction des sols insaturés soumis à l'infiltration des précipitations.

Introduction :

La campagne d'investigation qui a été effectuée par le LTPE dans le cadre de l'étude de la zone de Bouta souvent infestée par le problème des glissements de terrains a permis l'obtention d'un recueil des données importants sur cette zone à savoir la géologie ,l'hydrogéologie de la zone ,des essais de laboratoire et des essais in situ donnant par cela une aperçu détaillé sur cette zone.

L'ensemble de ces essais peut être récapitulé comme suit :

3.1 SITUATIONDU SITE

Le lotissement BENI KHELLIF est situé à la sortie Ouest de la ville de BOUGAA, en aval de la RN74. Il est constitué de maisons individuelles en R+1 et R+2, sur un versant de pente moyenne 20 à 30°, délimité à l'Est par un talweg peu profond.

3.2 CADRE GEOGRAPHIQUE

La ville de BOUGAA se situe à l'altitude 800 à 900m .Elle est dominée au Sud par le massif de guergour s'étageant entre 1000 et 1613m avec un relief escarpé couronné par de puissantes formations calcaires et dolomies dont les falaises hautes de plusieurs dizaines de mètres dominant un vaste versant raviné et fortement pente vers le Nord .

En bas, sur le flanc du versant devenu moins raide, s'est établie la zone d'activité humaine formant le noyau de la ville de Bougâa. La RN 74 recoupe le bas versant dans sa partie médiane aux environs de 800m d'altitude. Au pied de ce relief escarpé prennent place les vallées de Oued Kef Annker et Sidi Ali affluent de l'Oued Bousselam

3.3 CADRE GEOLOGIQUE

De point de vue géologique, le versant est constitué de trois unités géologiques.

UNITE 1 :

Au sommet, un ensemble de terrain d'âge jurassique, Néocomien, Barrémien, Cénomaniens et Turonien formant les séries néritiques du Djebel Guergour. –

-Jurassique : à cet étage correspond des dolomies massives

-Néocomien : marnes et marno-calcaires

Barremo-aptien : à ces étages correspondent des marnes, calcaires et grés .

- Vraconien : représenté par des marnes, grés et marno-calcaires.
- Cénomaniens et Turoniens : la série se termine par des dolomies et calcaires

UNITE 2

Au-dessus de la fenêtre de DJEBEL guergour, des formations de la nappe de Djemila, et composées de

Eocène moyen (e⁶⁻⁷) : marnes noires à boules et lentilles jaunes

Maestrichtien (C₆) : marnes noires avec quelques alternance calcaires

UNITE 3

A l'exception d'un affleurement rocheux (e⁴⁻⁵) et de quelques talwegs profonds représentés par des marnes, pratiquement l'ensemble de ce flanc de montagne est tapissé de formations récentes. Leurs origines sont diverses : éboulis de falaises, sols argileux provenant de l'altération des pélites sous-jacentes.

La plupart de ces terrains quaternaires ont été déplacés du fait de nombreux mouvements qui se sont produits antérieurement. Les pentes sont recouvertes de colluvions à matrice argileuse contenant des graves et blocs de diverses grosseurs.

3.4 HYDROLOGIE – HYDROGEOLOGIE

La zone Nord sétifienne est formée de terrains de nappes épi tellienne et sous numidienne. La ville de Bougaa se trouve à la limite Septentrionale d'une fenêtre de terrain jurassique et créacé autochtones. Après la mise en place des nappes au miocène inférieur, les bombements tardi-tectonique ont fait ressortir en fenêtre les terrains calcaires dolomitique et marneux du jurassique et du créacé formant les reliefs au sud de la ville, des argilites et calcaires datés du miocène de la nappe forme l'assise de la ville. De plus des éboulis de pente dont l'épaisseur et très variable recouvrent en partie ces argilites.

De par leur structure et leur disposition les calcaires du Guergour forment un réservoir aquifère dans les eaux s'écoulent au contact des terrains imperméables encaissants.

La circulation d'eau s'effectue au niveau des éboulis de pente et de la couche d'altération des argilites, créant ainsi des zones de glissement et d'instabilité.

3.5 DESCRIPTION DU GLISSEMENT

Le glissement de terrain s'est produit en janvier 2005, à la faveur de fortes pluies, sur la partie aval du versant. Ce glissement qui couvre une surface de l'ordre de 1,5 ha, s'est exprimé par de nombreuses fissures du terrain et bourrelets que l'on peut suivre sur près de 250m de large.

Dans sa partie centrale (Nord), un escarpement principal de 1,00 à 1,50m de rejet et long de 150m, frange quelques maisons qui ont été sérieusement affectées et la voie d'accès à ces constructions endommagée (photos 1 et 2). Cet escarpement se poursuit par une fissure longue de 100m.

L'examen géologique des lieux a permis de conclure que le mouvement est causé par l'abandon ou le dépôt d'un grand volume de matériaux d'apport résultant des travaux de viabilisation et de terrassement des assiettes destinées à la construction .

D'autre part, d'après les renseignements recueillis sur place, le rejet de l'égout des eaux usées a été également enterré par ces grandes masses de remblais.

A la fin du glissement, la situation était la suivante :

Ses limites extrêmes sont :

- à l'Ouest, les constructions regroupant le dernier îlot.
- à l'Est, le talweg orienté Nord /Sud.

L'ensemble des observations est reporté sur le plan morphologique (morphologie de site)



Figure 3.1 : Vue d'ensemble du glissement de Beni Khellif

3.6 RECONNAISSANCE IN-SITU :

3.6.1 Organisation :

L'étude géologique, géotechnique et hydrogéologique a été effectuée en deux phases.

- Première phase d'étude :

Elle a porté sur une investigation par trois sondages carottés équipés en piezomètres (S1.S2. et S3) et huit essais au pénétromètre dynamique . Cette phase a fait l'objet d'un premier rapport

- Deuxième phase d'étude :

Elle a consisté en la réalisation d'une campagne d'investigation complémentaire par des sondages carottés, destinés à reconnaître avec précision la lithologie des formations superficielles et profondes sur 26 à 42m de profondeur, et à prélever des échantillons intacts, et enfin, à poser des piézomètres et des inclinomètres.

Les deux sondages (S_A et S_D) ont été équipés de piézomètre et les sondages (S_B et S_C) d'inclinomètres .

Cette reconnaissance a été complétée par quatre essais de pénétration dynamique réalisés tout près du talweg pour apprécier la résistance du sol de fondation.

3.7 RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE

3-8-1 Sondage carotté :

L'interprétation globale des sondages, fait ressortir la structure du sous-sol et la lithologie suivante :

Matériau d'apport :

Les remblais sont constitués par des argiles graveleuses déposés dans la masse instable leur épaisseur est généralement variable (1 à 3.50m).

3.8.2 Formation de pente :

Nous distinguons :

Les dépôts de pentes fins

Ils sont représentés par :

Des argiles brunes à jaunâtres, remaniées, renfermant souvent des graves et cailloux dispersés ou encore des fragments rocheux (petits blocs) peu usés. Cette formation a été recoupée par tous les sondages, sur 5 à 10.00m d'épaisseur.

Des argiles noires graveleuses et moins remaniées, assez comparable aux argiles précédentes pouvant atteindre 15.00m d'épaisseur.

Les dépôts de pente grossiers :

Ils sont constitués par des galets et graves hétérogènes, à éléments de l'éocène marneux, forment une couche épaisse à 12.00m, au droit des sondages S_B et S_C. Cette formation mal récupérée par les sondages, paraît renfermer une matrice argileuse en faible proportion.

Substratum :

Le substratum marneux compact correspond à la formation éocène allochtone. Ce substratum est profond : 32 à 35m au droit des sondages S_A, S_B et S_C. Il remonte jusqu'à 22.00m de profondeur en S_D.

3.9 ESSAIS DE LABORATOIRE

3.9.1 Organisation

Ils ont été réalisés sur échantillons intacts provenant des sondages à différentes profondeurs.

- essais d'identifications :

- teneur en eau
- densité sèche
- degré de saturation
- granulométrie
- sédiment-métrique
- limites d'Atterberg :

- Essais mécaniques

- mesures de la cohésion et l'angle de frottement (court terme et long terme)

- teneur en carbonates, sulfates

3.9.2 INTERPRETATION DES RESULTATS

- Caractéristiques géotechniques

La synthèse de l'ensemble des essais physico-mécaniques et chimiques, effectués en première et deuxième phase de cette étude, fait ressortir les caractéristiques suivantes :

Type d'essais	Argiles jaunes à brunes, remaniées	Argiles jaunes, peu remaniées	Substratum marneux, éocène
Poids vol. sec	1.6 à 1.7 Tf/m ³	1.7 à 1.8	
Degré de saturation (%)	80	90 à 100	
Passants inférieurs à 80microns (%)	70 à 90	60 à 70	
Limites de liquidité (%)	55 à 75	55 à 65	
Indices de plasticité (%)	30 à 38	25 à 35	
Cohésion Cuu (essais non consolidé, non drainé)	0.5	0.5 à .8	
Angle de frottement ϕ_{uu}	0 à 5	6 à 12	

Résistance à la compression simple Rc (bars)			188 à 195
Coef. De compressibilité Ct	0.19		
Coef. de gonflement	0.06		
Résistance au pénétromètre dynamique Rd (bars)	10 à 40	40 à 60	
Teneurs en insolubles (% Argiles)	75 à 85	60 à 70	55 à 60
Teneurs en carbonates : Ca Co3 (%)	8 à 12	20 à 30	35 à 40

Tableau 3.1: Synthèse des caractéristiques géotechniques (glissement de beni Khellaf, Bougaa)

Du point de vue géotechnique, on peut grossièrement distinguer deux formations couvrant le substratum marneux.

- une formation remaniée constituée de remblais et colluvions argileuses brunâtres à jaunâtres avec galets et blocs, ces argiles mal récupérés par les sondages et atteignant 10 à 11.00m de profondeur environ présentent les caractéristiques suivantes :

Densité sèche : $1.59 < \gamma_d < 1.78 \text{ t/m}^3$,

Teneur en eau : $13.32 < W < 25.66\%$,

Degré de saturation : $78.64 < Sr < 100\%$,

Limite de liquidité : $55 < Wl < 75\%$,

Indice de plasticité : $28.3 < Ip < 38.5$,

Taux de carbonates : $8 < CaCo_3 < 20\%$,

Cohésion : $0.56 < Cu < 0.87\text{bar}$,

Angle de frottement : $0 < \phi_u < 06^\circ$,

- une deuxième formation rencontrée à partir de 10.00m environ et constituée d'argiles jaunâtres graveleuses.

Densité sèche: $1.59 < \gamma_d < 1.82 \text{ t/m}^3$,

Teneur en eau : $15.07 < W < 25 \%$,

Degré de saturation : $93.47 < S_r < 100\%$,

Limite de liquidité : $55 < W_l < 78\%$,

indice de plasticité : $28.3 < I_p < 37.8\%$,

taux de carbonates : $35 < \text{CaCo}_3 < 40\%$,

cohésion : $0.49 < C_u < 1.03 \text{ bar}$,

angle de frottement : $6 < \varphi_u < 12^\circ$.

- un substratum marneux $188 < R_c < 195 \text{ bars}$

On peut constater la légère dispersion des résultats obtenus notamment les caractéristiques mécaniques sur les deux formations.

Pour la suite de l'étude il a été adopté le profil CD.

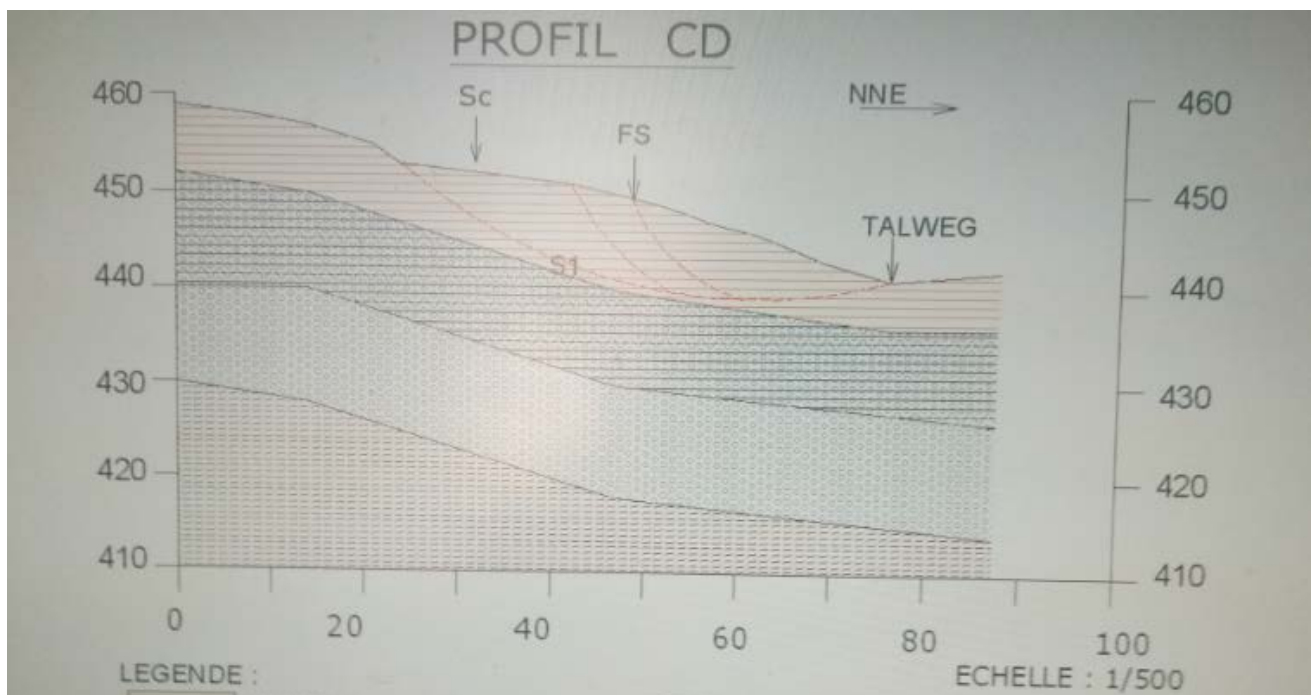


Figure 3.2 : le profil CD étudié

Chapitre 4 : Analyse et interprétation

Introduction :

Dans ce travail, la stabilité de la pente du glissement de Beni Khellif , bouгаа (Sétif) est analysée pour deux événements pluvieux successifs d'intensité croissante et de durée décroissante. Lors de la première averse, une pluie de (500 mm) s'accumule sur une période de 7 mois. Dans le deuxième cas, une pluie de (200 mm) tombe intensivement dans 4 quatre jours. Le but de cette analyse est de déterminer l'effet de chaque événement sur la stabilité de la pente.

4.1 Logique du Flac 2D pour les sols non saturés et ses bases théoriques :

La présence de pression capillaire dans les sols non saturés peut avoir un impact important sur la stabilité d'une pente. Les forces capillaires maintiennent les particules fines ensemble et peuvent fournir une cohésion supplémentaire au sol. La cohésion apparente fournie par les forces capillaires diminue habituellement à mesure que la saturation du sol augmente. Alors qu'un événement de faible intensité et de longue durée peut, dans certaines conditions, être bénéfique pour la stabilité de la pente, un événement de forte intensité et de courte durée peut favoriser une saturation et induire une rupture de pente.

Les eaux souterraines non confinées dans le sol sont généralement caractérisées par l'apparition d'une zone capillaire dans laquelle le sol n'est pas complètement saturé. Une hypothèse courante dans l'étude de l'écoulement des fluides dans les aquifères non confinés est que l'air est à pression atmosphérique constante dans l'espace vide; l'eau est alors le seul fluide préoccupant dans la formulation. Les effets capillaires ne sont pas pris en compte dans l'écoulement fluide standard de FLAC. Pour tenir compte de la capillarité, nous utilisons les capacités de l'écoulement à deux phases. Nous modélisons l'écoulement d'eau souterraine non saturée en considérant une valeur de module de compression pour la phase fluide non mouillant (l'air) inférieure de plusieurs ordres de grandeur à celui de l'eau, empêchant ainsi toute génération significative de pression d'air.

La logique d'écoulement à deux phases utilise une forme étendue de loi de Darcy pour le transport de fluide, avec une perméabilité comme fonction empirique de la saturation. De plus, la pression interstitielle dans la zone non saturée est négative et liée à la saturation par une loi empirique. Les lois de la perméabilité et de la pression capillaire sont toutes deux de la forme

van Genuchten, communément admise pour les sols. De plus, un couplage mécanique fluide est effectué sur la base de la contrainte effective de Bishop.

4.1.1 Cohésion apparente

Considérons le cas d'un matériau Mohr-Coulomb, partiellement saturé d'eau. Lorsque la logique d'écoulement à deux phases est active, le critère d'écoulement plastique dans FLAC est

$$\tau^{max} = \sigma^b \tan \varphi + C \dots \dots \dots 1$$

où τ^{max} est la résistance au cisaillement du matériau, σ^b est la contrainte effective de Bishop (compression positive), C, est la cohésion, et φ est l'angle de frottement. La contrainte effective de Bishop est définie comme

$$\sigma^b = \sigma - (S_w P_w + S_a P_a) \dots \dots \dots 2$$

où σ est la contrainte totale, S_w est la saturation de l'eau, $S_a = 1 - S_w$ est la saturation de l'air, et P_w et P_a sont respectivement la pression de l'eau et de l'air. Après substitution de l'équation 2 dans l'équation 1, et une certaine manipulation, le critère de l'écoulement plastique peut être exprimé comme suit :

$$\tau^{max} = (\sigma - P_a) \tan \varphi + S_w (P_a - P_w) \tan \varphi + C \dots \dots \dots 3$$

Comme on peut le voir à partir de cette formule, le critère Mohr-Coulomb classique est récupéré lorsque le sol est complètement sec au départ, ou lorsque la saturation en eau, S_w , atteint la valeur 1. Dans les conditions insaturées, le terme $S_w (P_a - P_w) \tan \varphi$ joue le rôle d'une cohésion supplémentaire C_c apportée au sol par les forces capillaires. La pression capillaire est définie comme $P_c = P_a - P_w$, et la cohésion, C_c , peut être exprimée comme

$$C_c = S_w P_c \tan \varphi \dots \dots \dots 4$$

La pression capillaire est une fonction décroissante de la saturation; elle est représentée dans FLAC par une loi empirique de la forme de van Genuchten

$$P_c = P_0 [S_e^{-1/a} - 1]^{1-a} \dots \dots \dots 5$$

Où S_e est la saturation effective, et P_0 et a sont des paramètres à déterminer expérimentalement. Le paramètre P_0 donne une mesure de la force capillaire du sol et il est plus élevé pour un

matériau à grains fins. Le paramètre a caractérise la pente de la courbe capillaire; Il est proche de 1 pour les sols mal calibrés et proche de zéro pour les sols bien calibrés.

La fonction P_c / P_0 est tracée en fonction de la saturation effective, S_e , pour différentes valeurs de a (0,336 et 0,6) sur la figure (4.1)

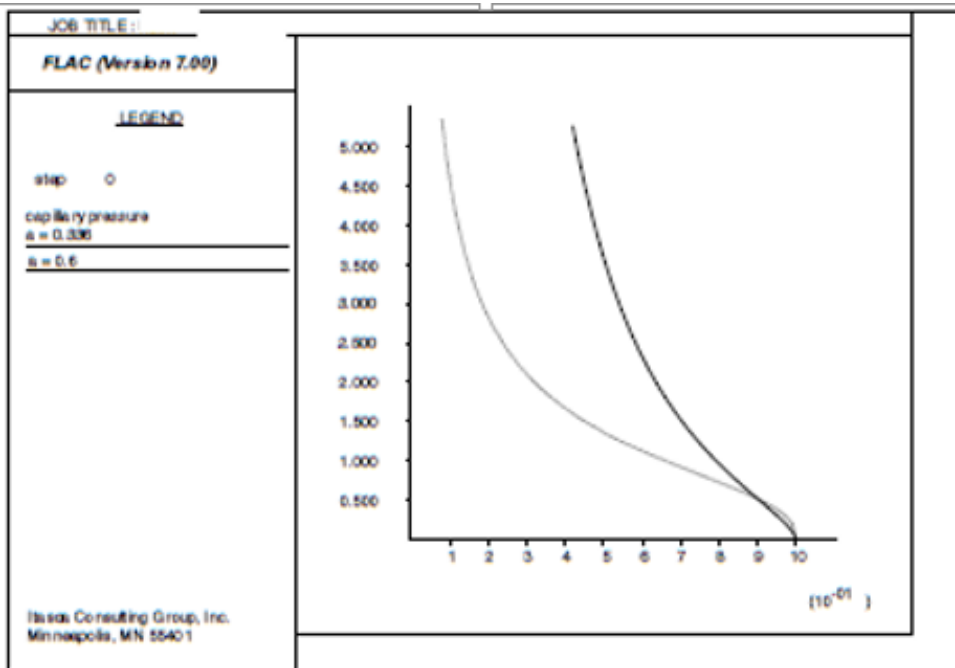


Figure 4.1 : courbe capillaire P_c / P_0 en fonction de la saturation effective S_e pour $a=0.336$ et $a= 0.6$

La fonction $C_c / (P_0 \tan \phi)$ est tracée en fonction de la saturation effective pour les mêmes valeurs de a sur la figure (4.2).

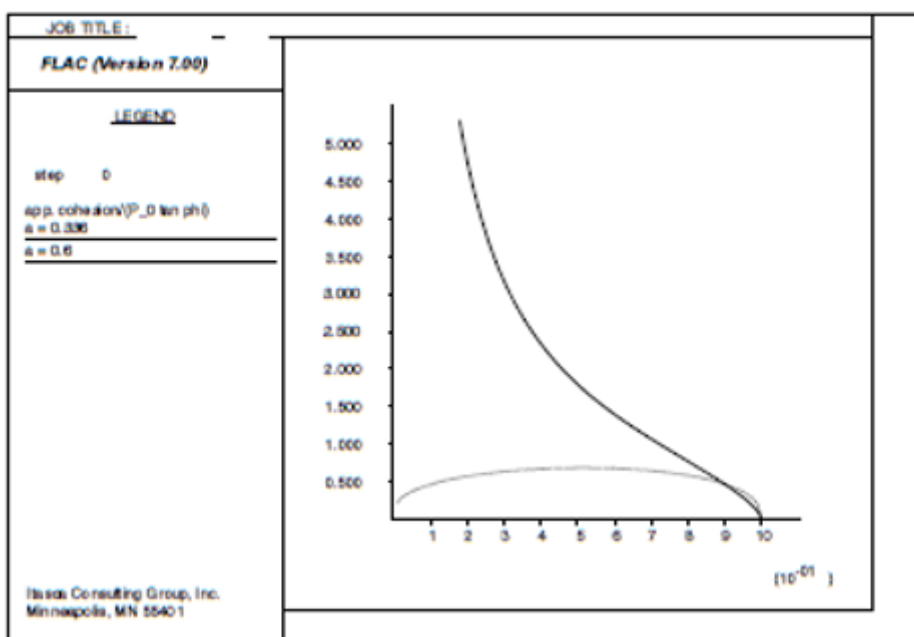


Figure 4.2 : courbe de cohésion $C_c / (P_0 \tan \phi)$ en fonction de saturation effective S_e pour $a=0.336$ et $a=0.6$

Des courbes capillaires typiques pour les sols peuvent être trouvées dans Bear (1979). La courbe en trait plein de la figure (4.1), ($a = 0,336$) est représentative d'un matériau argileux et la courbe en pointillés ($a = 0,6$) est représentative du sable. La courbe capillaire pour le matériau argileux indique que, une fois que le sol a été mouillé, il est très difficile d'en extraire de l'eau.

C'est le type de sol que nous considérons dans notre travail de simulation. Dans la Figure (4.2), la cohésion $C_c / (P_0 \tan \phi)$ est tracée en fonction de la saturation pour les mêmes valeurs de a . Pour les sols caractérisés par un coefficient, $a > 0,5$, il y a, selon les équations considérées ci-dessus, une saturation optimale qui offre la plus grande cohésion au matériau C_c serait le cas pour un château de sable humide sur la plage ($C = 0$). Si le sable est trop humide ou trop sec, le château ne pourra pas garder sa forme et s'effondrera. Pour les types de sol avec $a \leq 0,5$, une faible quantité d'humidité est suffisante pour fournir une force de cohésion supplémentaire substantielle au sol. Cela pourrait être le cas pour les sols de notre cas. Dans les deux cas, si la saturation du sol devient suffisamment élevée, la cohésion du sol, C_c , devrait diminuer. Dans le cas d'une pente, l'augmentation de la saturation peut se produire, par exemple, après une forte pluie, ce qui peut entraîner l'effondrement de la pente dans certaines conditions.

4.1.2 Saturation et pression des pores à l'état stationnaire :

Nous allons d'abord considérer l'état de la pente sous une infiltration constante à long terme due aux précipitations. Les estimations de saturation et de pression interstitielle utilisées pour l'initialisation du modèle sont calculées comme suit.

La saturation à l'état stationnaire pour un niveau donné de précipitation, q , peut être estimée en considérant un milieu de grande étendue verticale (par rapport à la racine carrée de la perméabilité intrinsèque $\sqrt{k\mu}$, où μ est la viscosité dynamique de l'eau. Le gradient de pression interstitielle dans le sens de la pesanteur est négligeable dans ce cas, et la loi de transport se simplifie à :

$$q = k \kappa^w(S_w)\rho_w g \quad (6)$$

Où k est le coefficient de mobilité isotrope, et dans le cas d'une saturation résiduelle nulle, la perméabilité relative, κ^w , est donnée par :

$$\kappa^w = S_w^b [1 - (1 - S_w^{1/a})^a]^2 \quad (7)$$

Les paramètres a et b de la loi sont déterminés expérimentalement. Après substitution de l'équation 7 dans l'équation 6, on obtient l'équation

$$S_w^b [1 - (1 - S_w^{1/a})^a]^2 = q / \rho_w g k \quad (8)$$

Cette équation peut être résolue pour S_w pour estimer la saturation initiale (état stationnaire). De plus, la pression de l'eau dans la zone insaturée (appelée aspiration du sol dans la littérature) est donnée en termes de saturation par la loi capillaire. Pour la saturation résiduelle nulle (et la pression de l'air atmosphérique), la forme Van Genuchten de la loi est (voir l'équation 5) :

$$-P_w = P_0 [S_e^{-1/a} - 1]^{1-a} \quad (9)$$

Cette formule peut être utilisée pour calculer la pression interstitielle initiale (négative) à partir de la saturation initiale connue et de la pression capillaire de référence, P_0 .

4.2 Procédure de modélisation :

L'analyse FLAC est réalisée en utilisant la configuration d'écoulement à deux phases (CONFIG TPFLOW) afin d'évaluer l'effet des pressions capillaires. (Le fichier de données pour le modèle de l'étude sera donné en annexe) La géométrie de la pente et la grille FLAC pour les simulations sont représentées ci-dessous :

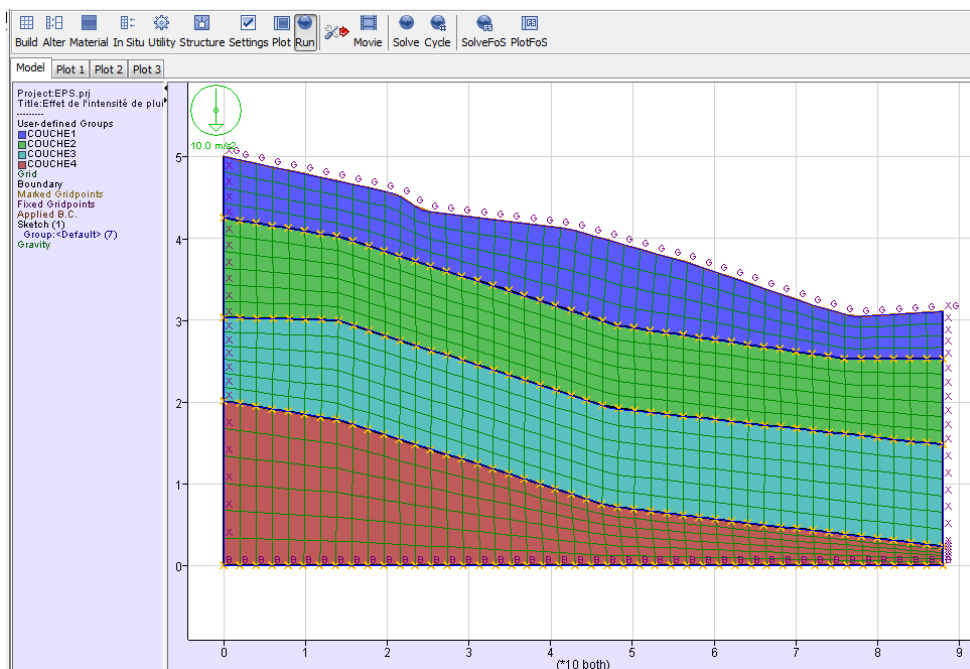


Figure 4.3 : La géométrie de la pente et la grille FLAC pour les simulations

Le modèle mesure 88 m de large, l'élévation la plus élevée de la base est de 50 m (côté gauche du modèle) et la plus courte est de 32 m (côté droit du modèle).. La grille FLAC pour les simulations contient un total de zones.

La pente est composée de 4 quatre couches qui sont modélisé comme matériau Mohr-Coulomb, le fluide mouillant est de l'eau et le fluide non mouillant est de l'air, Les propriétés des couches de sols et celles des fluide pour ce cas sont énumérées dans le tableau suivant.

	Argile remaniée	Argile non remanié	Gravier peu argileux	substratum
Densité sèche (kg/m ³)	17	18	20	20
Module de compression drainé (MPa)	2*10 ⁸	2*10 ⁸	2*10 ⁸	2*10 ⁸
Module de cisaillement (MPa)	9*10 ⁷	9*10 ⁷	9*10 ⁷	9*10 ⁷
Cohésion drainée (Pa)	14000	80000	120000	20000
Angle de frottement drainé (degrés)	6	12	20	30
Angle de dilatation (degrés)	0	0	0	0

Tableau 1 : Propriétés des couches de sol constituant la pente

Coefficient de mobilité (m ² /(Pa·sec))	1*10 ⁶	1*10 ⁶	1*10 ⁶	1*10 ⁶
Porosité	0.2	0.12	0.1	0.06
Densité du fluide mouillant (kg/m ³)	1000			
Densité du fluide non mouillant (kg/m ³)	0			
Paramètre, <i>a</i> de van Genuchten	0.344	0.336	0.328	0.316
paramètre, <i>b</i> de van Genuchten	0			
paramètre, <i>c</i> de van Genuchten	0.5			
Paramètre, <i>P</i> ₀ de van Genuchten (MPa)	0.015	0.015	0.015	0.015
module du fluide mouillant (MPa)	1			
Module du fluide non mouillant (Pa)	1			
Coefficient non drainé	0			
Saturation résiduelle	0			
Perméabilité de l'eau w	1*10 ⁻⁹	0.8*10⁻⁹	0.5*10⁻⁹	0.2*10⁻⁹

Tableau 4.2 : Propriétés des fluides du sol de la pente

Les courbes de capillarité et de cohésion pour les paramètres supposés dans le modèle sont représentées par les courbes supérieures de la figure (4.1) et (4.2). En outre, la saturation partielle est maintenue par une précipitation stable à un taux, $q = 1, 71.43 \text{ mm / mois}$).

Pour un taux d'infiltration de 500 mm / 7 mois ($2.755 \cdot 10^{-5} \text{ m / s}$) et les valeurs de propriétés indiquées dans le tableau 1, la saturation à l'état stationnaire est évaluée pour chaque couche

Il a été montré ci-dessus comment, un changement de saturation (par exemple entre deux pluies consécutives) affecte directement la valeur de la cohésion apparente du sol, C_c . Cette observation peut être utilisée pour évaluer l'impact potentiel d'un changement de saturation sur la stabilité de la pente.

Cette simulation est effectuée en trois étapes. Tout d'abord, la condition initiale d'écoulement permanent est calculée pour un taux d'infiltration constant d'intensité de mm / mois. Ensuite, le premier événement pluvieux est modélisé pour simuler une accumulation de pluie de $5.511 \cdot 10^{-5}$ mm sur 3.5 mois. Enfin, un second épisode de précipitations de $5.787 \cdot 10^{-4}$ mm sur 4 jours est simulé. Une analyse non couplée est effectuée pour les deux premières étapes, dans lesquelles le module du fluide de mouillage est réduit à 0,1 MPa afin d'accélérer le calcul. Une analyse couplée est effectuée pour la troisième étape, avec le module de fluide réglé à la valeur réelle de 1 MPa.

4.3 Résultats et discussion:

4.3.1 Conditions initiales

Les conditions initiales pour les simulations FLAC correspondent à un écoulement en régime permanent avec un taux d'infiltration constant d'intensité q_1 (71.43 mm/mois). En outre, initialement, la base du modèle comprend une région saturée avec une épaisseur d'environ 5 mètre (au-dessous de ce que l'on appelle la nappe phréatique). Pour accélérer le processus de calcul, la saturation initiale (en régime permanent) pour le débit q_1 est estimée à partir de l'équation. (8) pour chaque couche en utilisant la fonction solve du Matlab. De plus, une pression d'eau correspondante est dérivée de la loi de pression capillaire Eq. (9), et assigné comme valeur initiale dans le modèle les valeurs de la saturation et de la pression capillaire aux conditions initiales pour chaque couche sont présentés dans le tableau 4.3

	Couche1	Couche2	Couche3	Couche4
Saturation S_w	0.5148	0.5456	0.5990	0.7020
Pression P_0	-48009.0	-44071.0	36597.0	-24623.0

Tableau 4.3 Saturation en fluide mouillant (eau) et pression capillaires
aux conditions initiales

Pour tenir compte de la présence de la surface phréatique initiale dans le modèle, nous utilisons un scénario de calcul artificiel, au terme duquel l'épaisseur de l'aquifère saturé est d'environ 5 mètre. Dans ce scénario, les côtés inférieur et latéral du modèle sont maintenus imperméables, et un taux d'infiltration constant d'intensité q_1 est appliqué pendant une période de temps appropriée. L'infiltration constante, q_1 , est appliquée le long de la face de la pente à l'aide des commandes APPLY discharge avec des ajustements pour tenir compte de l'angle de la pente pour laquelle on a implémenté la fonction "ajust_decharge.fis" donnée en annexe, son appel à partir du flac permet d'en tenir compte..

Pendant le calcul, la saturation et la pression d'eau restent égales à leur valeur initialisée dans la majeure partie de la région insaturée, à l'exception d'une zone de transition au-dessus de la surface phréatique.

- La distribution de la pression interstitielle résultante est représentée ci-dessous :

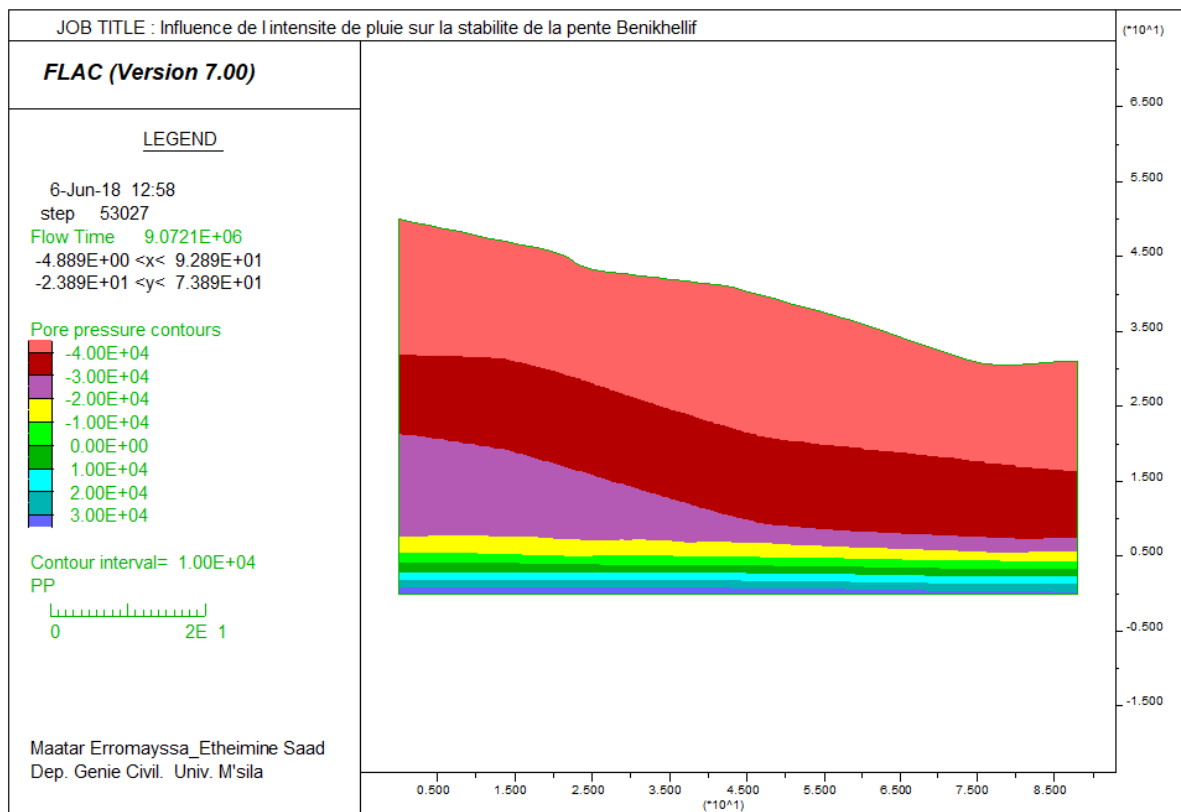


Figure 4.4 Distribution de la pression interstitielle (conditions initiales)

On remarque que les pressions interstitielles prennent des valeurs proches de ceux initiales sauf au bas du modèle où ces pressions deviennent positif par suite de l'augmentation de la saturation

dans cette zone comme le montre la figure ci-dessous qui présente la distribution de la saturation :

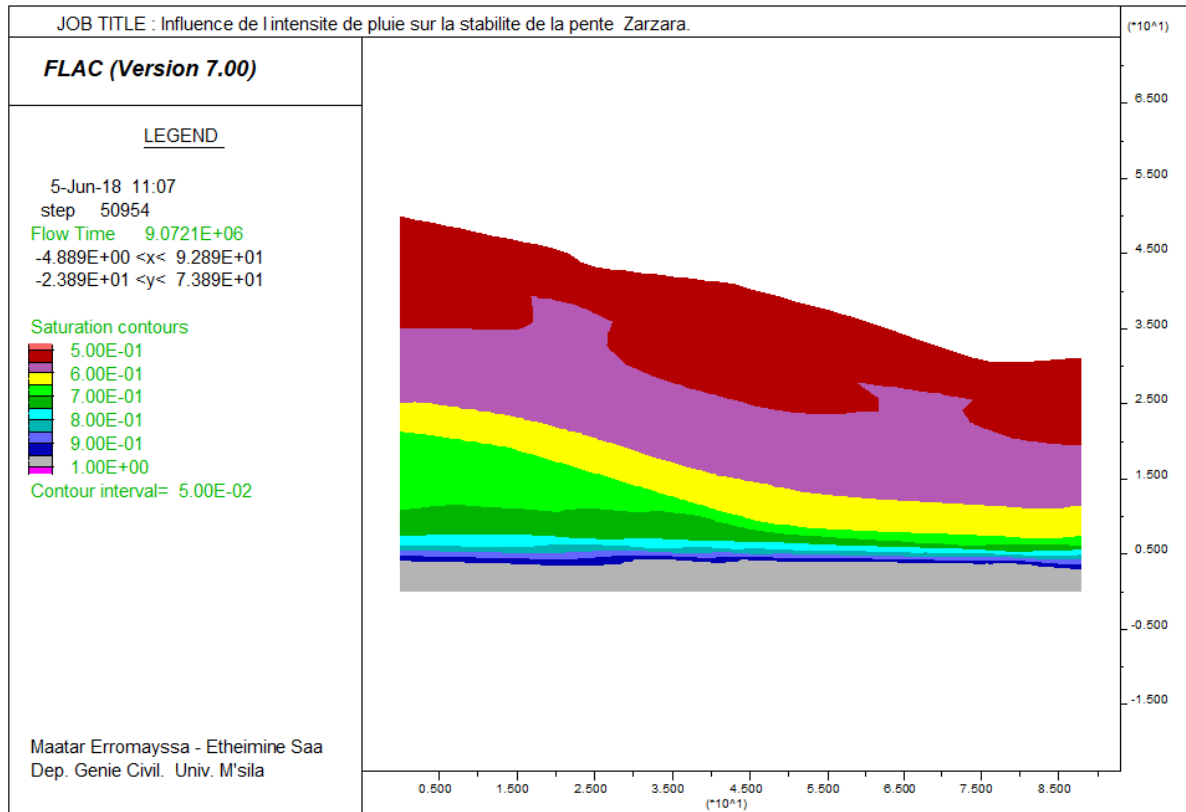


Figure 4.5 Distribution de la saturation résultante (conditions initiales)

La saturation complète ne touche que la couche juste au-dessus de la nappe phréatique et le niveau hydrostatique reste proche du niveau de la nappe phréatique initiale

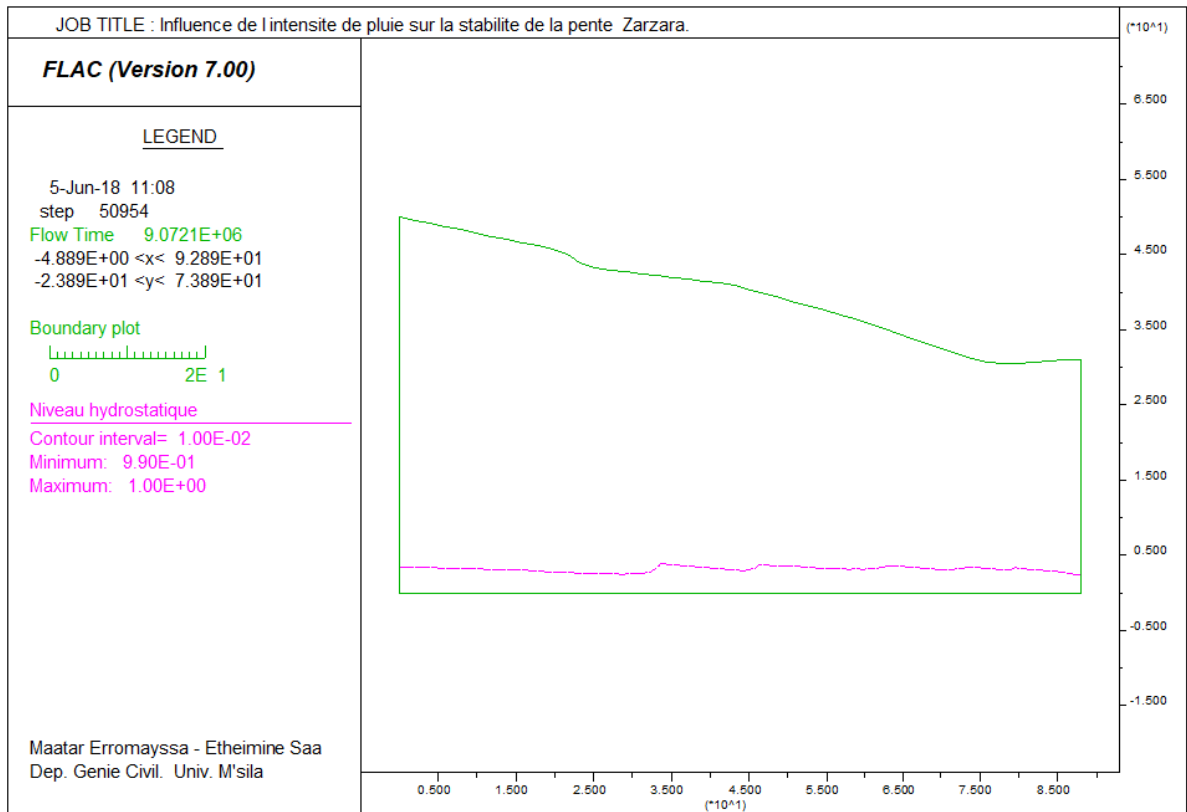


Figure 4.6 : Niveau hydrostatique (niveau de saturation totale) (conditions initiales)

Le modèle est ensuite conduit à l'équilibre mécanique sous gravité. Les conditions aux limites : déplacements fixes selon x sont utilisées sur les côtés latéraux du modèle, et les déplacements fixes (x et y) à la base.

Les vecteurs de déplacements sont quasi verticaux comme le montre la figure ci-dessous

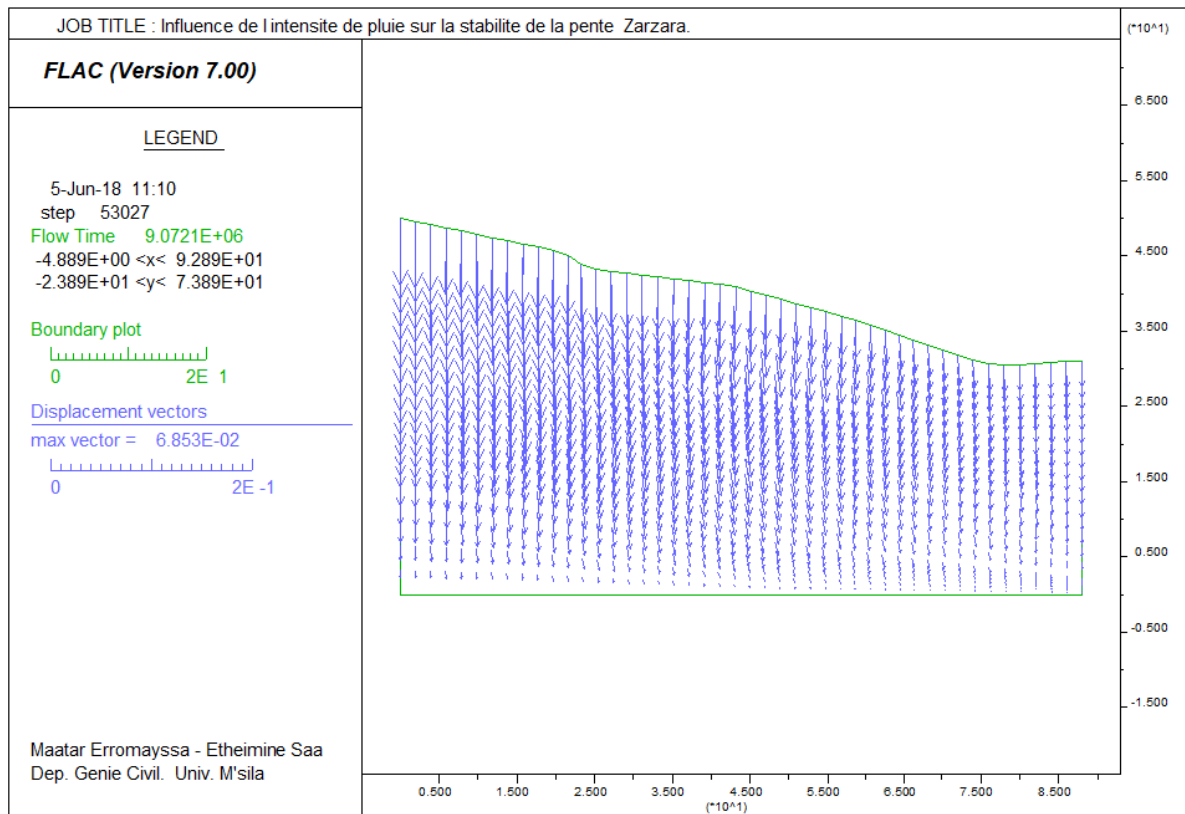


Figure 4.7 : Déplacements totaux (conditions initiales)

la distribution des contraintes selon x σ_{xx} , selon y σ_{yy} et dans le plan xy σ_{xy} sont représentées ci-dessous

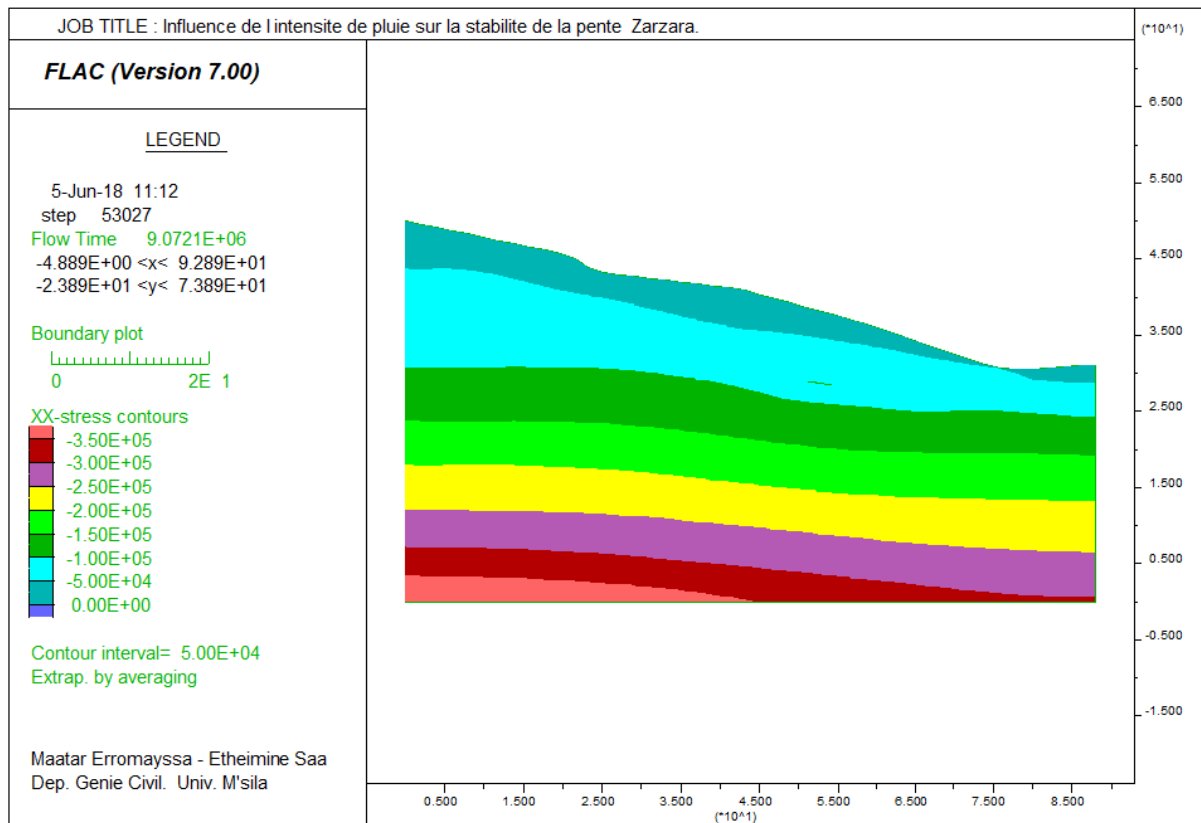


Figure 4.8 Distributions des contraintes horizontales (conditions initiales)

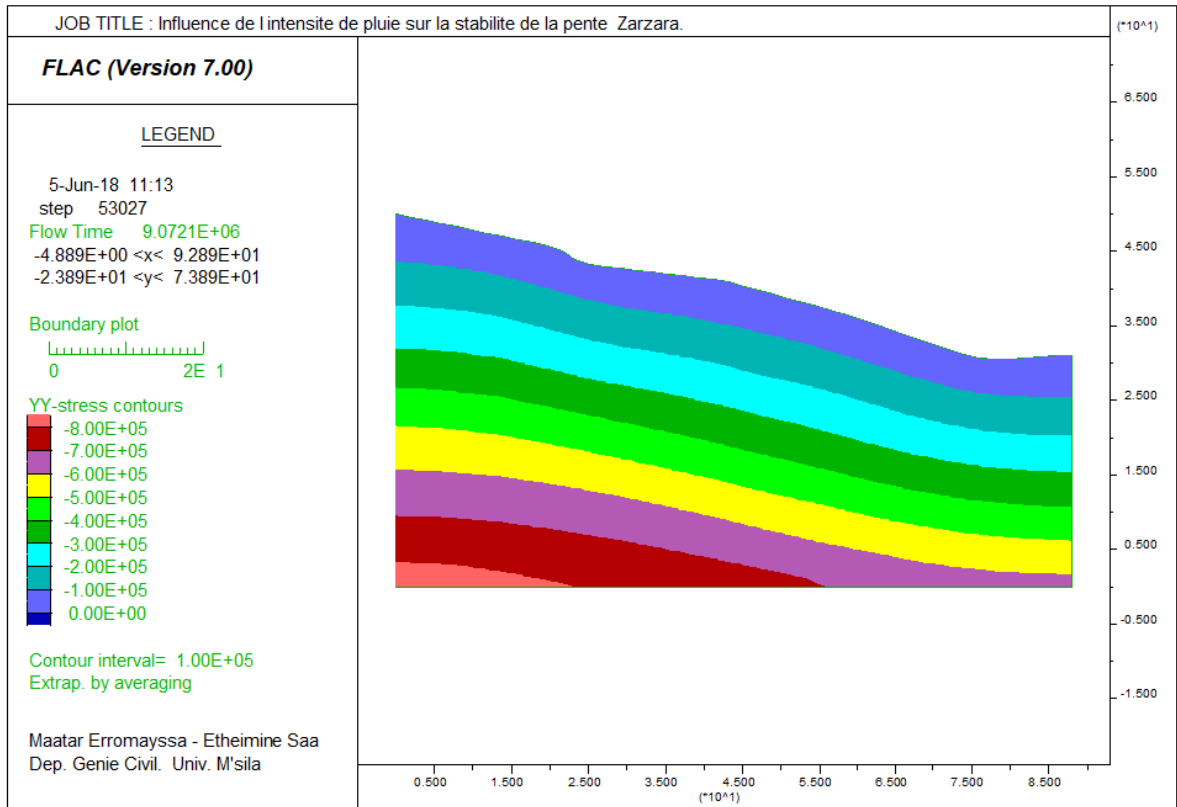


Figure 4.9 Distributions des contraintes verticales (conditions initiales)

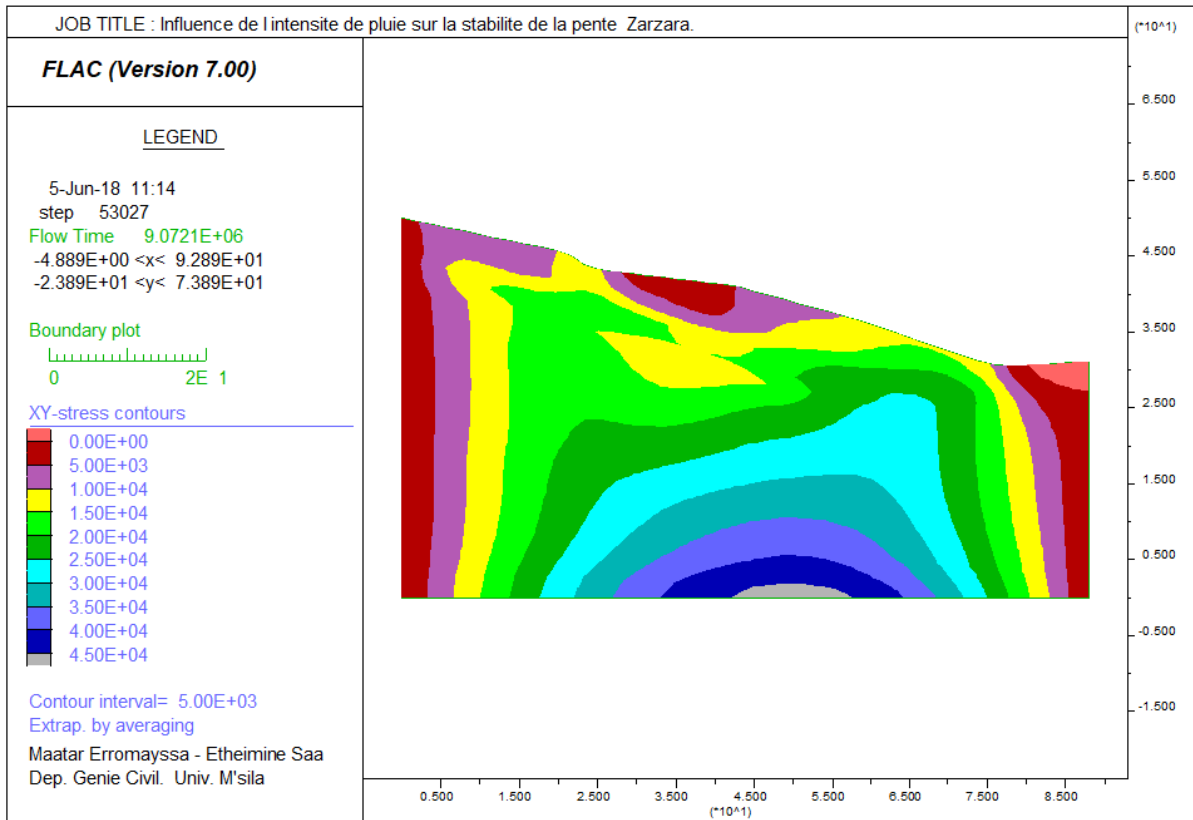


Figure 4.10 : Distributions des contraintes tangentielle (conditions initiales)

Le calcul du facteur de sécurité à l'état stationnaire montre une stabilité suffisante avec FS= 1.38 comme le montre la figure ci-dessous

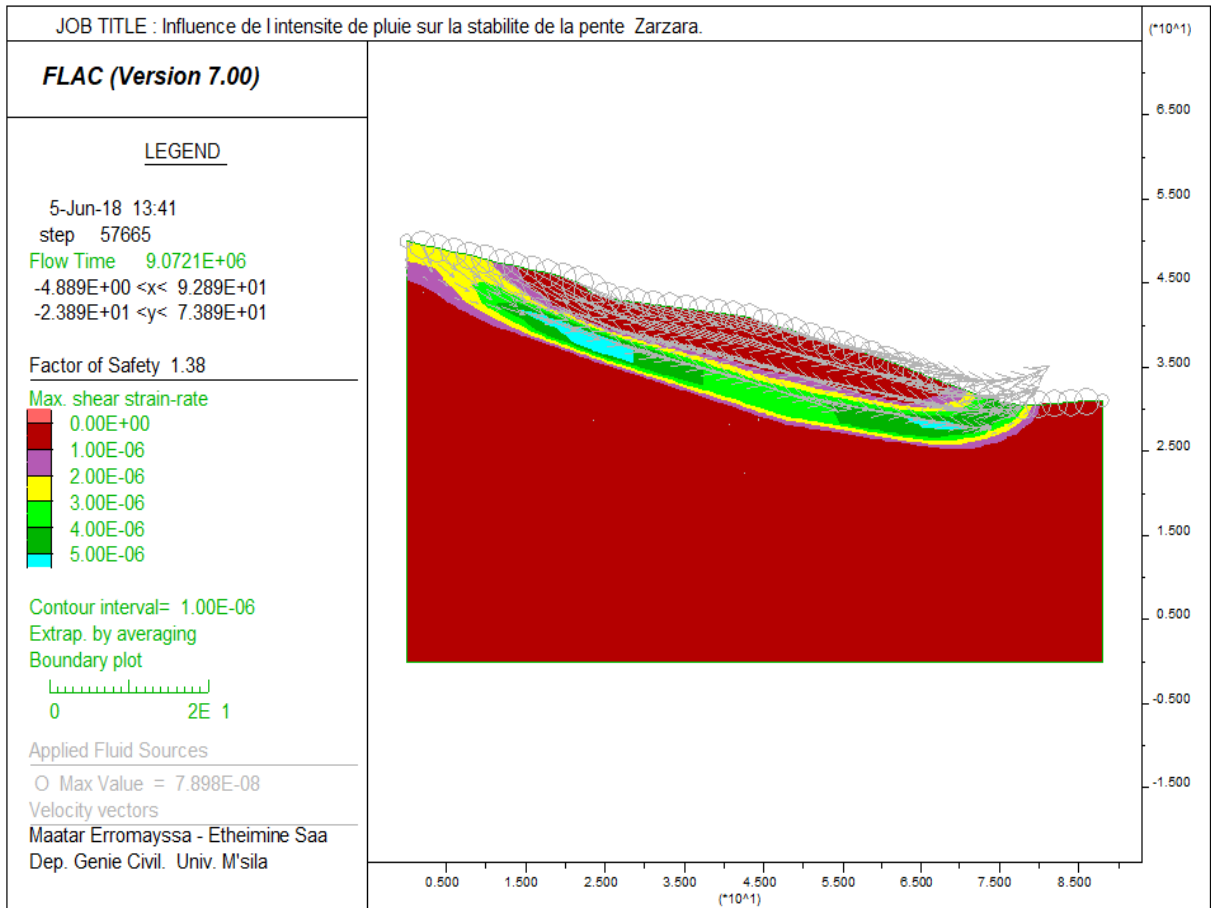


Figure 4.11 Facteur de sécurité (conditions initiales)

4.3.2 Premier événement de pluie: faible intensité, longue durée :

En commençant par les conditions initiales (établies ci-dessus), la pression interstitielle est fixée sur la partie saturée de l'aquifère du côté droit du modèle (hauteur de 5 mètre), tandis que le côté gauche du modèle est maintenu imperméable. La décharge d'intensité q_1 (71.42 mm / mois) est appliquée sur la surface supérieure du modèle pendant 7 mois, pour atteindre une précipitation cumulative de 500 mm au cours de cette période. La distribution de la pression interstitielle à la fin des 7 mois consécutifs de précipitations est illustrée ci-dessous :

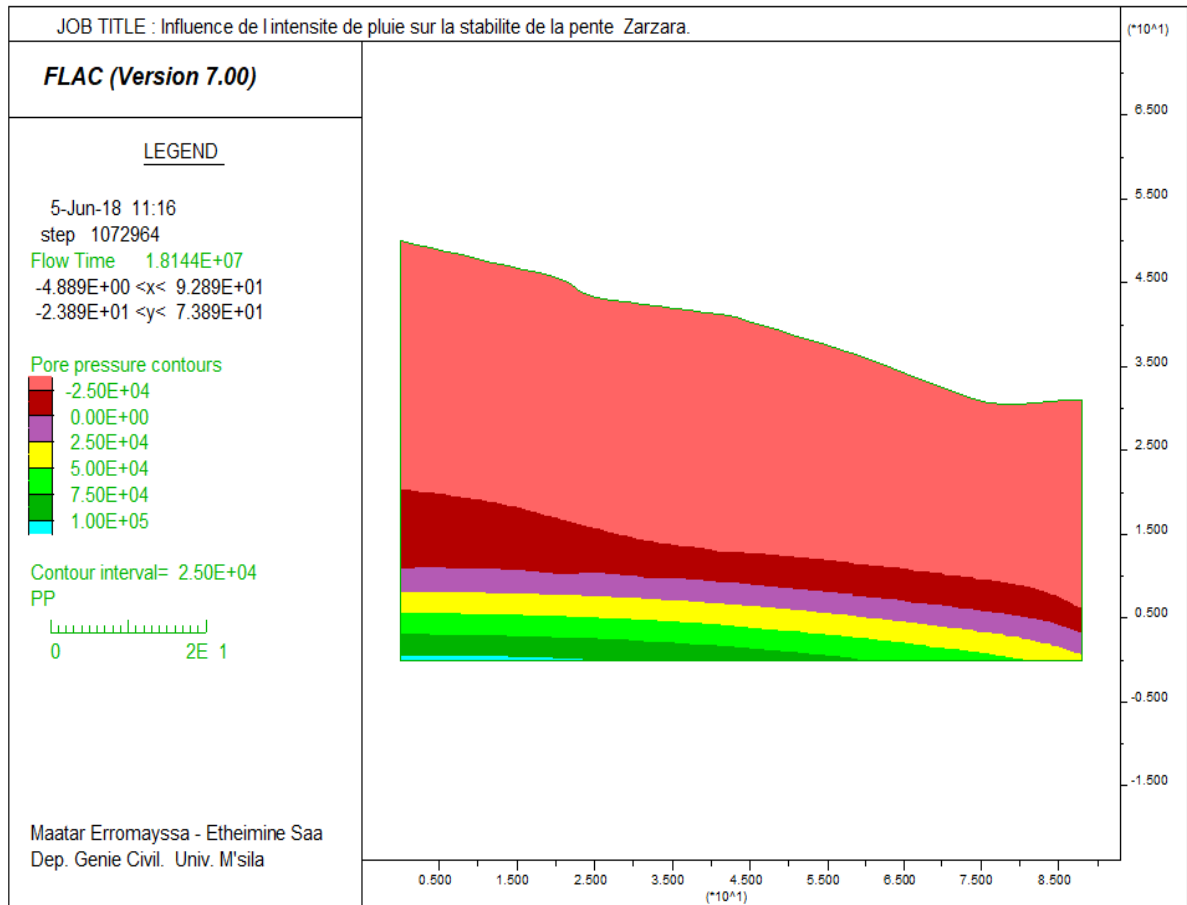


Figure 4.12: Pression interstitielle (Premier évènement de Pluie)

On constate que la majorité de la couche demeure avec des pressions interstitielles négatives ce qui ne compromet pas sa résistance initiale,

La distribution de la saturation résultante de cet évènement qui est représentée dans la figure suivante montre que la saturation est plus grande en profondeur qu'en surface

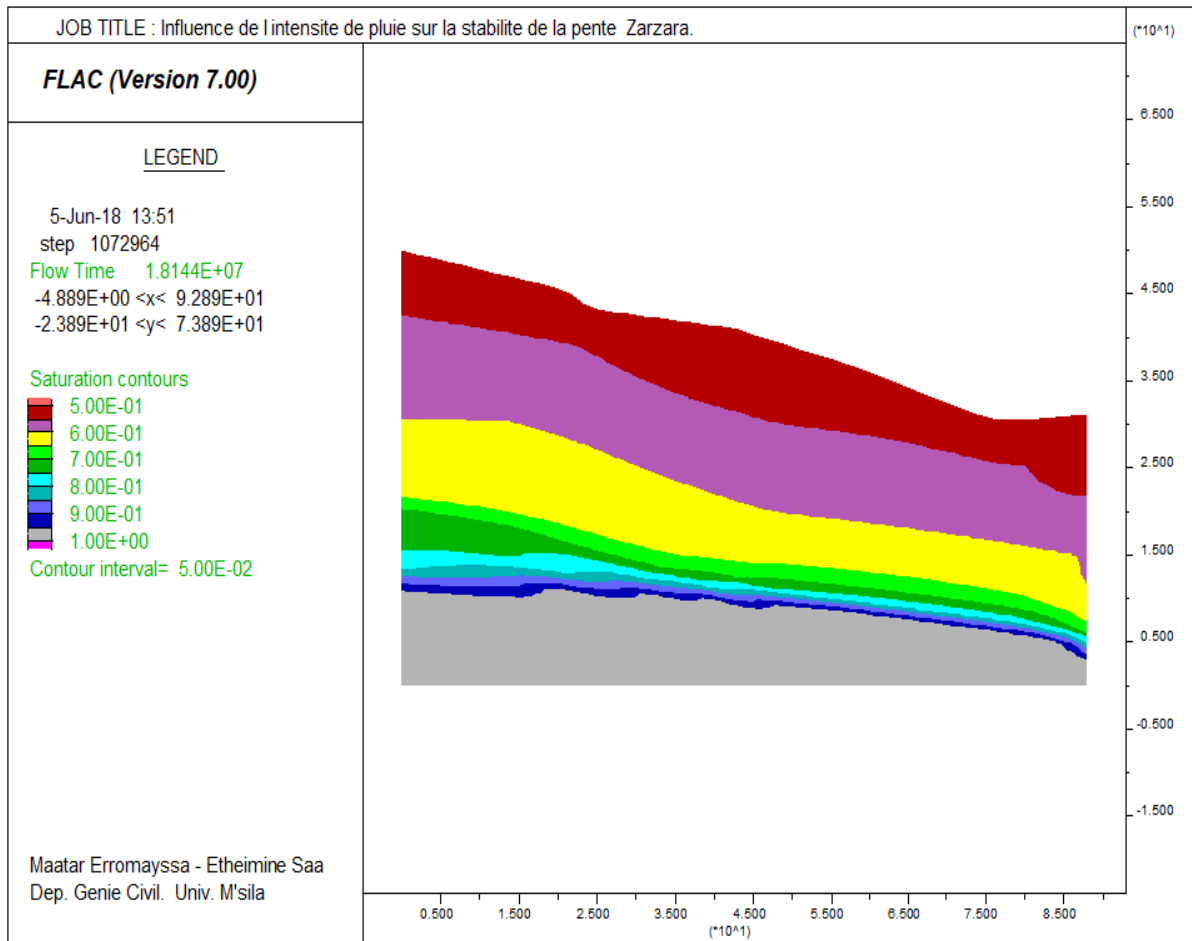


Figure 4.13: Distribution de la saturation (Premier évènement de Pluie)

. Les contours de la saturation à la fin de la première occurrence de pluie sont représentés ci-dessous :

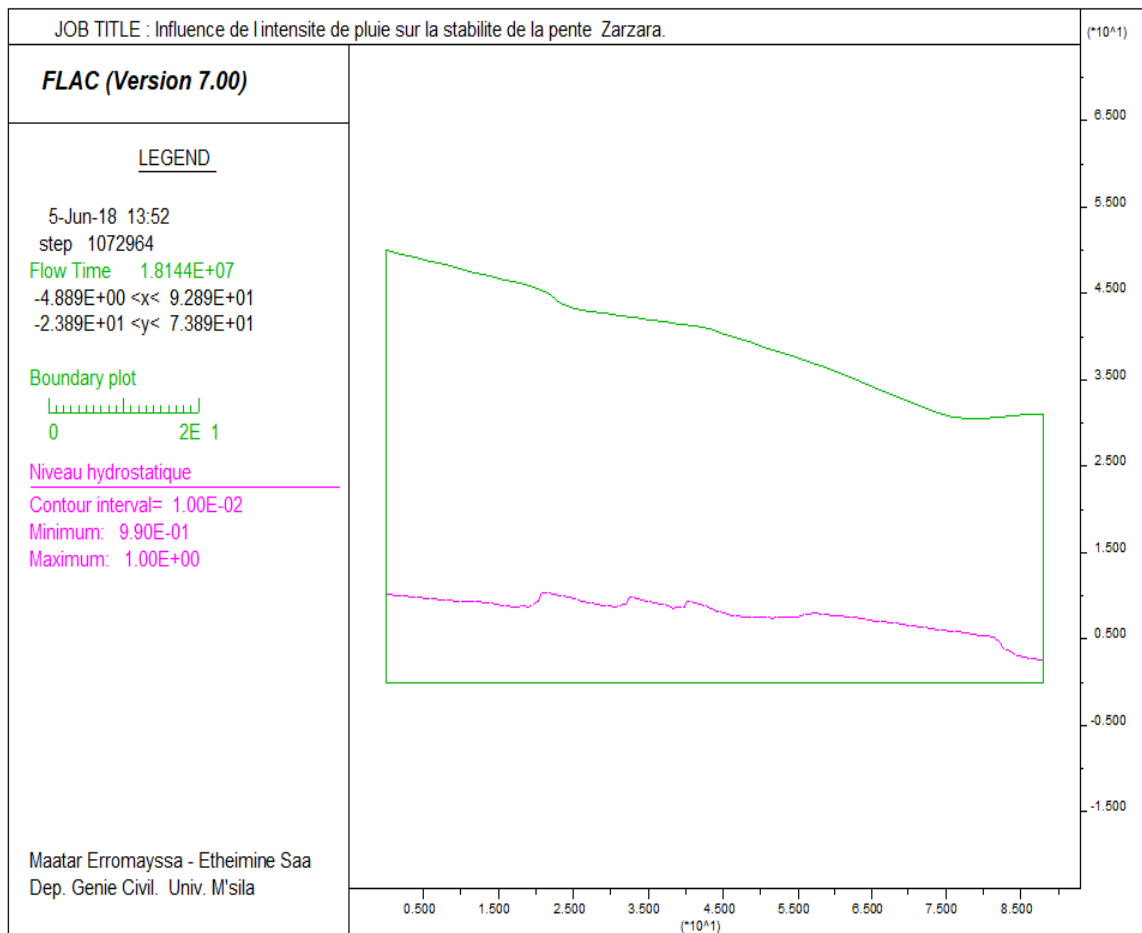


Figure 4.14: Niveau hydrostatique (Premier évènement de pluie)

La saturation reste assez uniforme et égale à la valeur d'équilibre sur la majeure partie de la pente. En effet, la hauteur saturée de l'aquifère vers le côté gauche du modèle a augmenté de moins de 2 m au cours des sept derniers mois de l'épisode pluvieux. En outre, la réponse au problème est dominée par la gravité, et l'épaisseur de la zone de transition (où la saturation évolue entre la valeur de l'état stationnaire à un) est relativement faible. Le paramètre capillaire, $\eta = P_0 / (\rho_w g) = 1,5$ mètre, est une petite valeur comparée à la hauteur maximale du modèle de 50 mètres.

Le modèle est ensuite passé à l'équilibre mécanique pour évaluer les vecteurs de déplacement de vitesse ainsi que la distribution des contraintes

La pente se trouve stable à la fin de ce premier évènement de pluie avec un facteur de sécurité très proche de celui des conditions initiales $F_s=1.37$, Comme le montre la figure ci-dessous

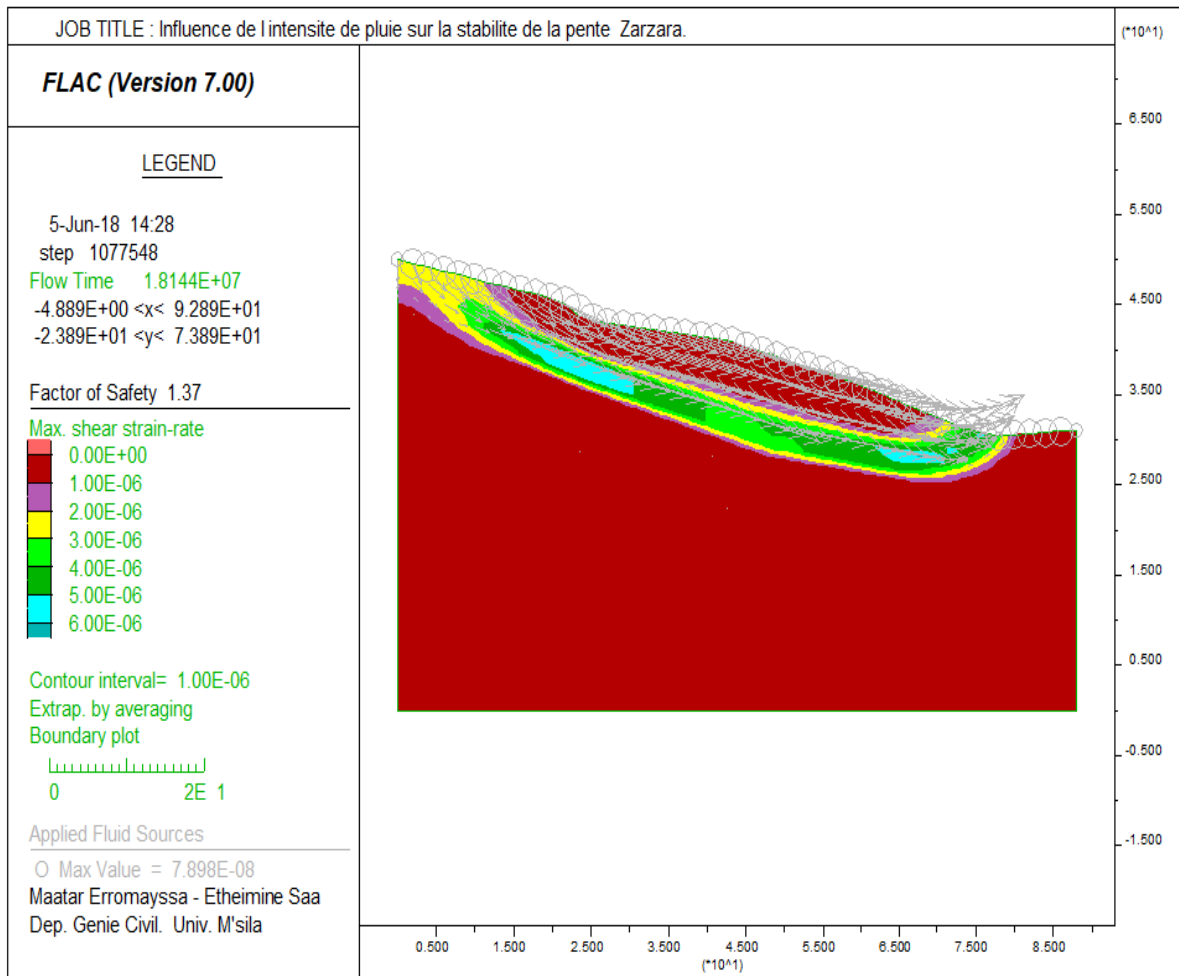


Figure 4.15 Facteur de sécurité (Premier avènement de Pluie)

4.3.3 Deuxième événement de pluie: intensité élevée de courte durée

Le deuxième événement pluvieux correspond à 200 mm supplémentaires de précipitations sur une période de 4 jours. La simulation numérique réalisée pour couvrir la période du temps de cet événement donne pour les pressions interstitielles la figure ci-dessous qui montre un passage pour la couche proche de la surface du sol des valeurs négatives des pressions des pores dues aux forces capillaires favorisant la résistance aux valeurs positifs,

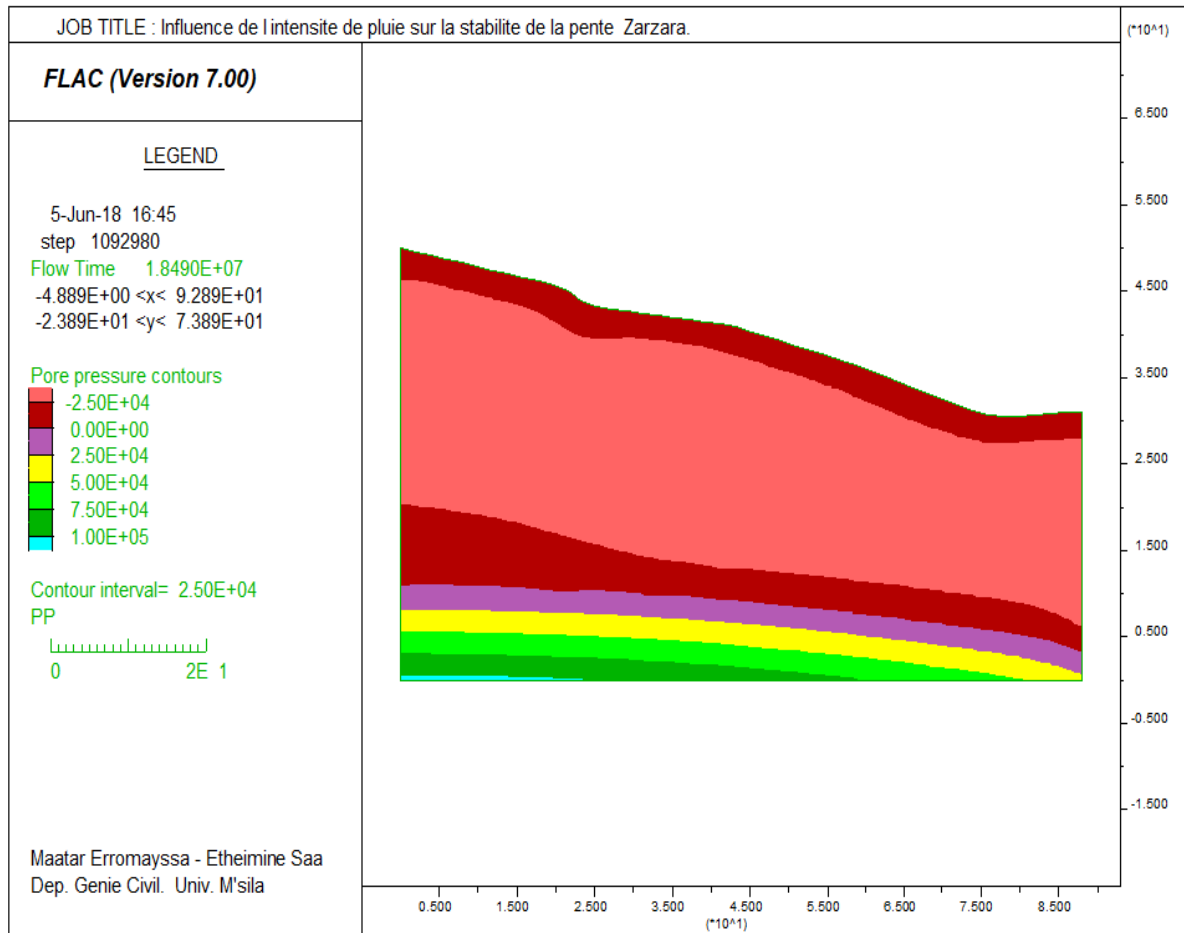
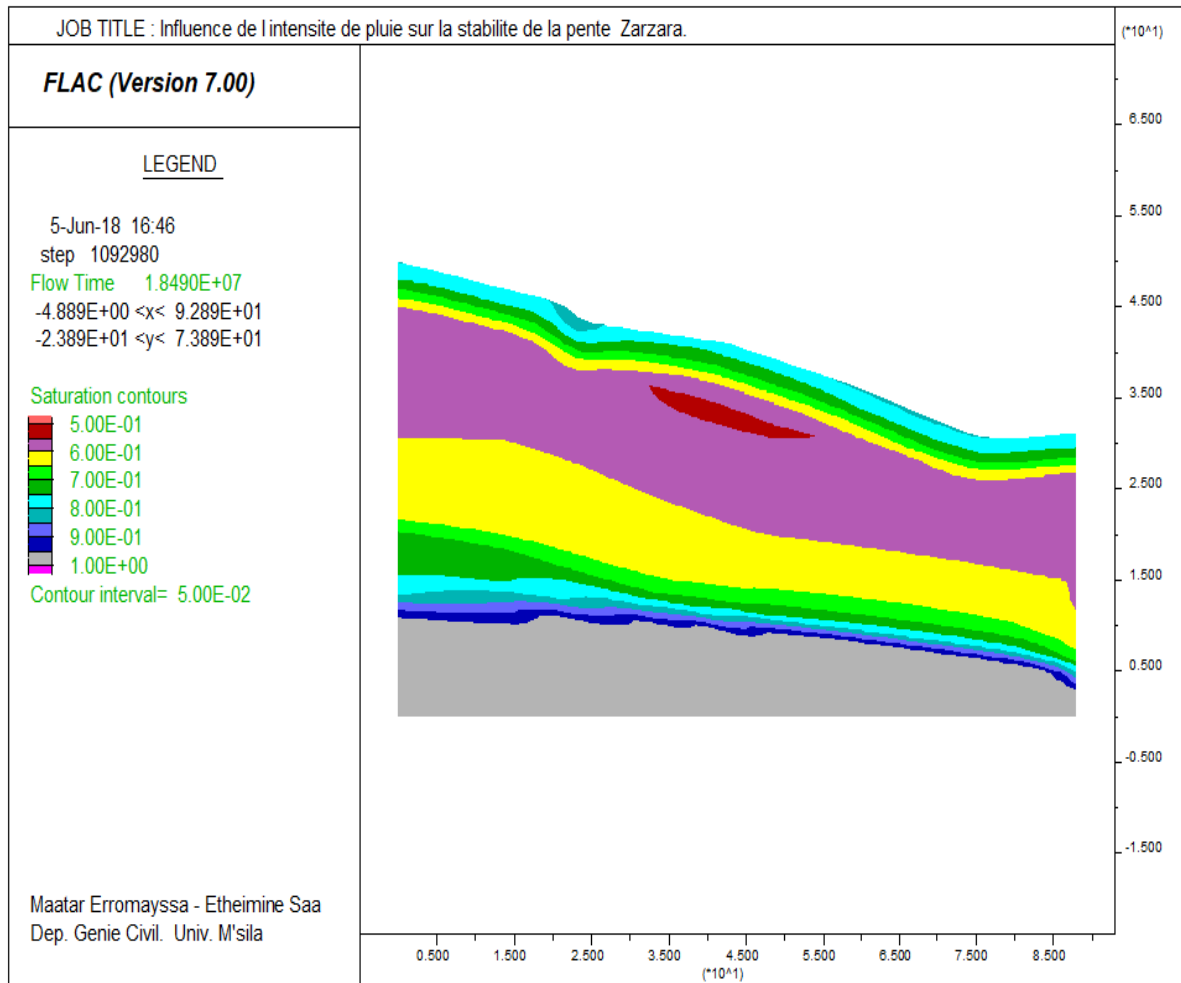


Figure 4.16 Pressions interstitielles (Deuxième évènement de Pluie)

ce qui montre que ces forces capillaires sont éliminés par l'augmentation de la saturation comme le montre la figure suivante



. Figure 4.17 Distribution de la saturation (Deuxième évènement de Pluie)

On voit aussi que le niveau hydrostatique ne varie pas clairement par rapport au cas précédent, car la saturation de la couche superficielle

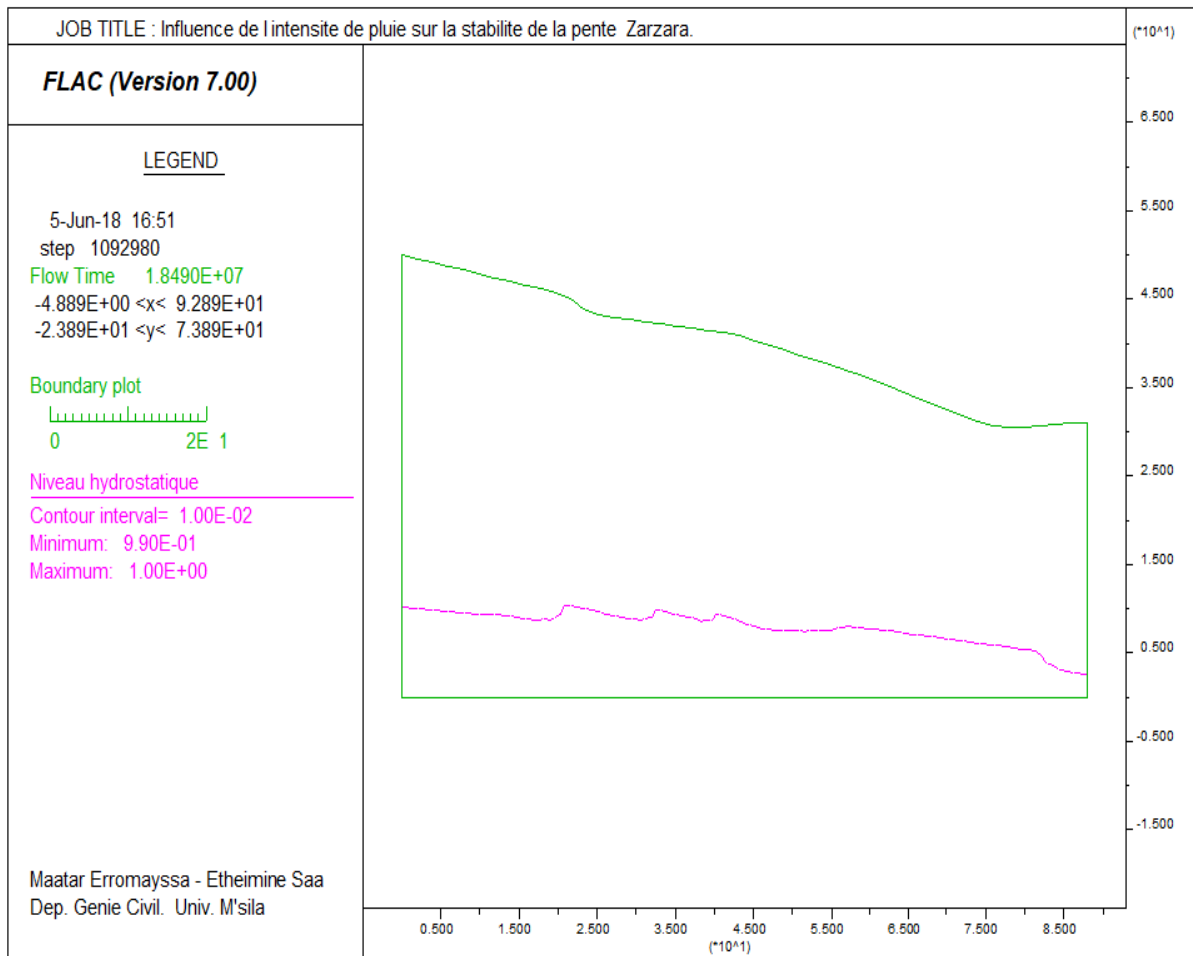


Figure 4.18 Niveau hydrostatique (Deuxième évènement de Pluie)

En examinant les vitesses des déplacements présentés ci-dessous On constate une grande vitesse de déplacement à la surface du sol

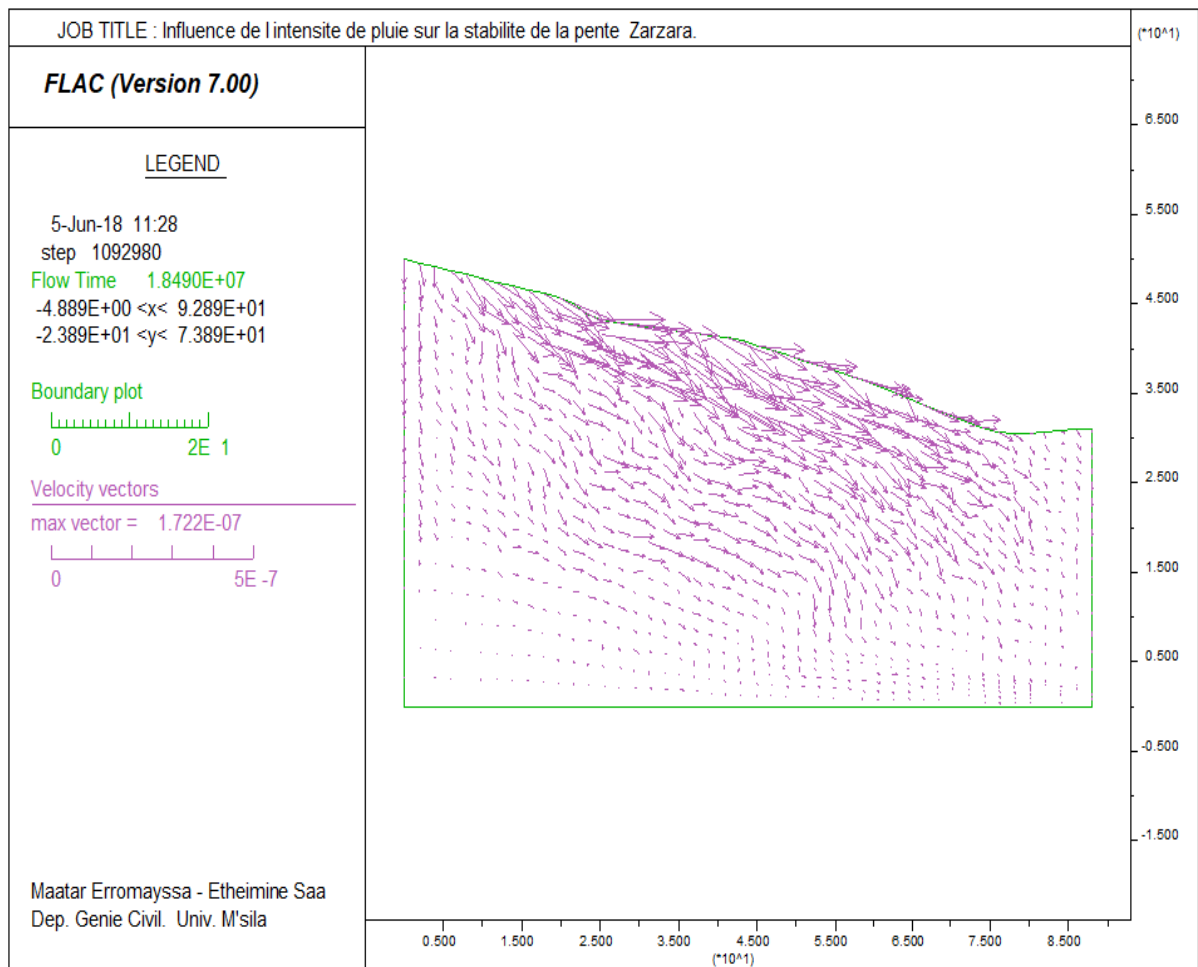


Figure 4.19 Vitesses de déplacements (Deuxième évènement de Pluie)

et en calculant le facteur de sécurité on voit que la pente passe à un état critique car ce facteur chute de sa valeur précédente de 1.37 à la valeur de 1.12

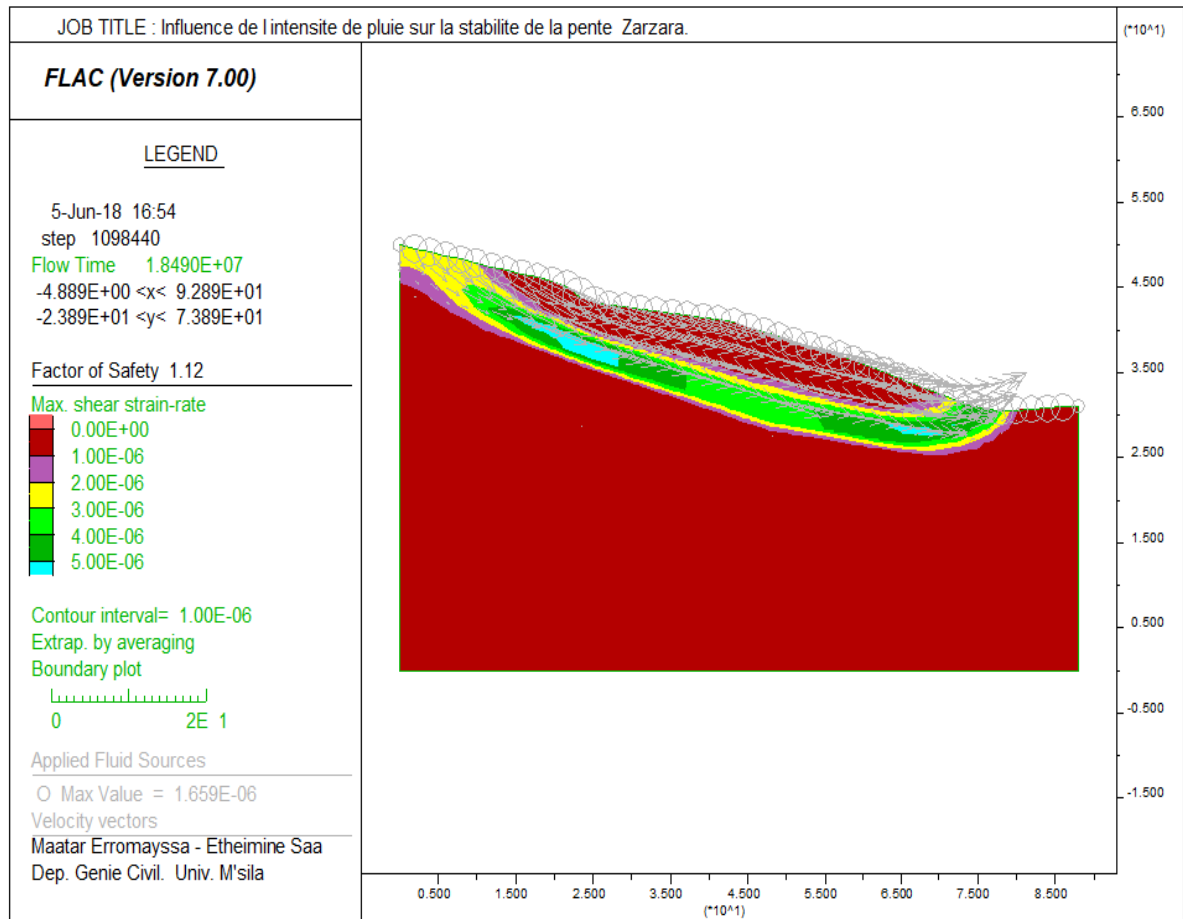


Figure 4.20 Facteur de sécurité (Deuxième évènement de Pluie)

Conclusion :

Des simulations numériques couplées de flux d'infiltration insaturés ont été effectuées pour montrer l'impact de l'intensité et de la durée d'un évènement pluvieux sur la stabilité d'une pente. Il a été montré qu'une pluie de faible intensité et de longue durée ne nuisait pas à la stabilité de la pente, à condition que la cohésion supplémentaire apportée au sol par les forces capillaires soit suffisante. D'autre part, un évènement de pluie de haute intensité et de courte durée était responsable de faire passer la pente à un état critique car son facteur de sécurité chute considérablement. Dans ce cas, le comportement a été expliqué par une augmentation de la saturation du sol, accompagnée d'une diminution de l'intensité des forces capillaires, entraînant une diminution apparente de la cohésion du sol

Conclusions générales

Les résultats de ce travail nous ont permis de déduire quelques conclusions tel que:

- Une infiltration faible des eaux de pluie peut être bénéfique au sol en créant dans les zones du sol non saturées des pressions interstitielles négatives augmentant ainsi sa résistance.
- la frontière de la pluie est commutée d'une limite d'écoulement à une limite de pression d'eau interstitielle et vice versa selon l'intensité des précipitations et la saturation de la surface du sol, comme suit : Limite d'écoulement. Si $I \leq k_s^w$ et $S_{surface} < S_{max}$, une limite d'écoulement prescrite est utilisée et tous les eaux s'infiltrent dans le sol. Par contre si $I > k_s^w$ et $S_{surface} = S_{max}$, une limite de pression de l'eau interstitielle est prescrite sur la surface
-
- les intensités faibles des pluies ne portent en général aucun préjudice à la stabilité quelques soit la durée des précipitations si toutefois la sur cohésion apportée par les forces capillaires soient suffisantes.
- les intensités fortes des pluies même de courte durée augmentent la saturation des couches superficielles et diminuent ainsi les forces capillaires pouvant mettre la stabilité en risque

Bibliographie

- Alonso, E., Gens, A., and Delahaye, C., Influence of rainfall on the deformation and stability of a slope in over consolidated clays: a case study, *Hydrogeol. J.*, 11, pp. 174-192, 2003
- Boer, R., Theory of porous media – past and present, *Z. Angew. Math. Mech.*, 78(7), pp. 441-466, 1998
- Cai, F. and Ugai, K., Numerical analysis of rainfall effects on slope stability, *Int. J. Geomech.*, 4(2), pp.69-78, 2004
- Cho, S. and Lee, S., Instability of unsaturated soil slopes due to infiltration, *Comput. Geotech.*, 28, pp.185-208, 2001.
- D.V. Griffiths and P.A. Lane Colorado. Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique* 49. No 3. (1999)
- Garcia, E., Oka, F. and Kimoto, S., Numerical analysis of a one-dimensional infiltration problem in unsaturated soil by a seepage-deformation coupled method, *Int. J. numer. Anal. Methods Geomech.*, 35(5), pp.544-568, 2011
- Garcia, E., and Uchimura, T., Estudio del mecanismo de falla de terraplenes debido a la infiltration de aguas lluvias mediante el monitoreo de presiones de poros y contenidos De agua, *Dyna*, 152, pp. 125-135, 2007
- Kimoto, S. and Oka, F., An elasto-viscoplastic model for clay considering destructuralization and consolidation analysis of unstable behavior, *Soils Found.*, 45(2), pp. 2942, 2005
- KHEMISSA M. (2006). : Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement".INSA – Lyon, France, 27-29 juin 06 (accepté).
- Karal K. 1977. « Energy method for soil stability analyses », *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*
- Ng, C., and Shi, Q., A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage, *Comput. Geotech.*, 22(1), pp. 1-28, 1998
- Oka, F., Kimoto, S., Takada, N. and Higo, Y., A multiphase elasto-viscoplastic analysis of an unsaturated river embankment associated with seepage flow, *Proceedings of the International Symposium on Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitigation.* Kyoto, Japan, pp.127132, 2009
- Okada, K. and Sugiyama, T., A risk estimation method of railway embankment collapses due to heavy rainfall, *Struct. Saf.* 14, 131-150, 1994
- Rahardjo, H., Ong, T., Rezaur, R. and Leong, E., Numerical analysis of rainfall effects on slope stability, *Int. J. Geotech. Geoenv. Eng.*, 133(12), pp. 1532-1543, 2007

R.B.J. Brinkgreve, Delft; 2010 Plaxis_products2, Rédacteur University of Technology & PLAXIS

Tsagaras, I., Rahardjo, H., Toll, D., and Leong, E., Controlling parameters for rainfall-induced landslides, *Comput. Geotech*, 29, pp. 1-27, 2007

VAN GENUCHTEN, M.T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, pp. 892-898, 1980

yoshida, Y., Kuwano, J. and Kuwano, R. Rain-induced slope failures caused by reduction in soil strength, *Soils Found*, 31(4), pp. 187-193, 1991

Annexe 1 : Fichier Data

```
;Project Record Tree export
;File:C:\Users\AMAR\Desktop\Maatar_Eteimine\Fichier
data_Maatar_aaaaetheimine.dat
;Units: SI: meter-kilogram-second;Title:Influence de l intensite de
pluie sur la stabilite de la pente du glissement Benikhllif Bouga
Sétif
;Branch 1:EP_SAT_INI
; Source: <no name>
config tpflow extra 5
grid 45,22
gen 0.0,0.0 0.0,20.1 88.0,2.33 88.0,0.0 i=1,46 j=1,7
gen 0.0,20.1 0.0,30.3 88.0,14.74 88.0,2.33 i=1,46 j=7,13
gen 0.0,30.3 0.0,42.5 88.0,25.2 88.0,14.74 i=1,46 j=13,19
gen 0.0,42.5 0.0,50.0 88.0,31.08 88.0,25.2 i=1,46 j=19,23
; Define nonlinear edges and interpolate subgrids
gen row 2,7 1.9762967 19.775322 3.9525933 19.450645 5.9288898
19.125969 &
 7.9051867 18.80129 9.881483 18.476612 11.8577795 18.151936
13.834078 &
 17.827257 15.747931 17.242643 17.656061 16.634203 19.564192
16.025763 &
 21.47232 15.417323 23.380455 14.808884 25.288586 14.200445 27.19672
&
 13.592005 29.10485 12.983564 31.012978 12.375126 32.921112
11.7666855 &
 34.829243 11.158247 36.737373 10.549807 38.645504 9.941367 40.55363
&
 9.332929 42.461765 8.724489 44.369896 8.116048 46.278027 7.5076084
&
 48.228577 7.0943866 50.217144 6.8561673 52.20572 6.617948 54.19429
&
 6.379729 56.18286 6.141509 58.171432 5.9032893 60.160004 5.66507
62.148575 &
 5.426851 64.137146 5.1886315 66.12572 4.9504128 68.11429 4.7121935
&
```

70.10285 4.473974 72.09143 4.2357545 74.079994 3.9975357 76.06857
3.759316 &
78.057144 3.5210967 80.045715 3.282877 82.03429 3.0446582 84.02286
&
2.8064384 86.01143 2.56822
gen row 2,13 1.998125 30.25675 3.99625 30.213501 5.9943748 30.17025
7.9925 &
30.127003 9.990623 30.083752 11.9887495 30.040503 13.980819
29.961174 &
15.883572 29.349695 17.786324 28.738218 19.689075 28.126741
21.59183 &
27.515266 23.494583 26.903786 25.397335 26.29231 27.30009 25.680832
&
29.202843 25.069355 31.105595 24.457878 33.008347 23.846401 34.9111
&
23.234924 36.81385 22.623447 38.716606 22.01197 40.619358 21.400494
&
42.52211 20.789017 44.424866 20.177538 46.327618 19.566061 48.27215
&
19.14987 50.258537 18.929375 52.244934 18.708881 54.231323
18.488388 &
56.21772 18.267895 58.20411 18.047401 60.190506 17.82691 62.176895
&
17.606415 64.16329 17.385921 66.14968 17.165428 68.13608 16.944935
&
70.12247 16.724442 72.108864 16.503948 74.09525 16.283455 76.08165
&
16.06296 78.06804 15.842467 80.054436 15.621973 82.04082 15.40148
84.02722 &
15.180986 86.01361 14.960493
gen row 2,19 1.9782914 42.180065 3.9565828 41.86013 5.934875
41.54019 &
7.9131656 41.220257 9.891457 40.900322 11.86975 40.580387 13.84804
&
40.260452 15.767519 39.69506 17.67599 39.083717 19.584457 38.472378
&
21.492928 37.861034 23.4014 37.249695 25.309868 36.63835 27.218338
&

36.02701 29.126808 35.415665 31.035276 34.80433 32.943745 34.192986
&
34.85222 33.581642 36.760685 32.9703 38.669155 32.35896 40.57762
31.747618 &
42.48609 31.136276 44.39456 30.524935 46.303032 29.913591 48.219776
&
29.338001 50.202858 29.049263 52.185944 28.760525 54.16903
28.471788 &
56.15211 28.183048 58.135197 27.89431 60.11828 27.605572 62.101364
&
27.316833 64.08446 27.028095 66.067535 26.739357 68.05063 26.450619
&
70.03371 26.16188 72.016785 25.873142 73.99988 25.584404 75.982956
&
25.295668 77.98003 25.2 79.984024 25.2 81.98802 25.2 83.99201 25.2
85.996 &
25.2
gen row 2,23 1.9751862 49.576748 3.9503725 49.153492 5.9255586
48.730236 &
7.900745 48.306984 9.875931 47.883728 11.851117 47.460476
13.8263035 &
47.03722 15.80149 46.613968 17.776674 46.190712 19.751862 45.76746
&
21.620136 45.089756 23.304876 43.975235 25.130081 43.240963
27.134783 &
42.992607 29.13948 42.744244 31.144184 42.495888 33.14888 42.247528
&
35.153584 41.99917 37.15828 41.750805 39.16298 41.50245 41.16768
41.254086 &
43.14447 40.867485 45.08852 40.31867 47.032562 39.76985 48.97661
39.22104 &
50.920647 38.672222 52.86469 38.123405 54.80874 37.574593 56.752785
&
37.025776 58.673897 36.40348 60.585087 35.749382 62.49629 35.095284
&
64.40748 34.441185 66.31867 33.787086 68.229866 33.132988 70.14106
&

```

32.47889 72.05225 31.82479 73.993614 31.267952 75.93947 30.725595
77.91747 &
30.484215 79.93398 30.60337 81.95049 30.72253 83.966995 30.841686
85.9835 &
30.960844
gen bilinear i=1,46 j=1,7
gen bilinear i=1,46 j=7,13
gen bilinear i=1,46 j=13,19
gen bilinear i=1,46 j=19,23
model elastic i=1,45 j=1,6
model elastic i=1,45 j=7,12
model elastic i=1,45 j=13,18
model elastic i=1,45 j=19,22
; Define edge marks
mark i=1,46 j=7
mark i=1,46 j=1
mark i=1,46 j=13
mark i=1,46 j=19
group 'Argile brune_jaunatre remaniee a gallets' region 32 21
model mohr notnull group 'Argile brune_jaunatre remaniee a gallets'
prop density=1700.0 bulk=2E8 shear=9E7 cohesion=14000.0 friction=6.0
&
dilation=0.0 tension=0.0 notnull group &
'Argile brune_jaunatre remaniee a gallets'
group 'Argile brune_jaunatre graveleuse non remaniee' region 33 17
model mohr notnull group 'Argile brune_jaunatre graveleuse non
remaniee'
prop density=1800.0 bulk=2E8 shear=9E7 cohesion=80000.0
friction=12.0 &
dilation=0.0 tension=0.0 notnull group &
'Argile brune_jaunatre graveleuse non remaniee'
group 'gravier peu argileux' region 22 9
model mohr notnull group 'gravier peu argileux'
prop density=2000.0 bulk=2E8 shear=9E7 cohesion=120000.0
friction=20.0 &
dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'gravier peu argileux'
group 'substratum marneux' region 16 4
model mohr notnull group 'substratum marneux'

```



```

prop density=1700.0 bulk=2E8 shear=9E7 cohesion=200000.0
friction=30.0 &
  dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'substratum marneux'
initial poro 0.2 region 30 21
initial poro 0.12 region 27 16
initial poro 0.1 region 13 10
initial poro 0.06 region 6 4
initial wpermeability 1.0E-9 region 34 22
initial wpermeability 0.8E-9 region 33 16
initial wpermeability 0.5E-9 region 8 9
initial wpermeability 0.2E-9 region 6 3
initial visrat 1.0
initial vga 0.344 region 36 21
initial vga 0.336 region 9 18
initial vga 0.328 region 8 11
initial vga 0.314 region 6 4
initial vgpcw 0.0
initial vgpcnw 0.5
initial vgp0 15000.0
initial rsat 0.0
initial fmodulus 100000.0
initial f2modulus 1.0
initial udcoe 0.0
water density=1000.0
fix x i 1
fix x i 46
fix x y j 1
set gravity=10.0
set step=10000000
initial saturation 0.5148 region 31 21
initial pp -48009.0 region 31 21
initial saturation 0.5456 region 36 16
initial pp -44071.0 region 36 16
initial saturation 0.5990 region 13 10
initial pp -36597.0 region 13 10
initial saturation 0.7020 region 15 4
initial pp -24623.0 region 15 4
call 'ajust_decharge.fis'

```

```

set _q1=2.7557e-8 _q2=5.7870e-7
ajust_decharge
apply discharge 1.0 hist qna1 from 1,23 to 12,23
apply discharge 1.0 hist qnb1 from 12,23 to 14,23
apply discharge 1.0 hist qnc1 from 14,23 to 22,23
apply discharge 1.0 hist qnd1 from 22,23 to 29,23
apply discharge 1.0 hist qne1 from 29,23 to 37,23
apply discharge 1.0 hist qnf1 from 37,23 to 41,23
apply discharge 1.0 hist qng1 from 41,23 to 46,23
initial nwpp 0.0 j 23
fix nwpp j 23
set mechanical=off
history 999 unbalanced
solve age 9072000.0
save EP_SAT_INI

```

```

;Branch 2:EP_SAT_INI_MEC
fix pp i 46 j 1 13
fix nwpp i 46 j 1 13
ini fmod= 1e-10 f2mod=0
set mechanical=on
set flow=off
solve elastic
save EP_SAT_INI_MEC

```

```

restore 'EP_SAT_INI_MEC'
;Branch 0:EP_PILD
ini fmod 1e6 f2mod 1
set mechanical=off
set flow=on
set gwttime=0.0
solve age 1.8144E7
save EP_PILD

```

```

;Branch 1:EP_PILD_MEC
set mechanical=on
set flow=off
solve

```

```

save EP_PILD_MEC

restore 'EP_PILD_MEC'
;Branch 0:EP_ICD
apply discharge 1.0 hist qna2 from 1,23 to 12,23
apply discharge 1.0 hist qnb2 from 12,23 to 14,23
apply discharge 1.0 hist qnc2 from 14,23 to 22,23
apply discharge 1.0 hist qnd2 from 22,23 to 29,23
apply discharge 1.0 hist qne2 from 29,23 to 37,23
apply discharge 1.0 hist qnf2 from 37,23 to 41,23
apply discharge 1.0 hist qng2 from 41,23 to 46,23
ini fmod 1e6
set flow=on
set mechanical=off
set gwttime=1.8144e7
solve age 1.849E7
save EP_ICD

;Branch 1:EP_ICD_MEC
set flow=off
set mechanical=on
set flow=off
solve
save EP_ICD_MEC

;Branch 2:FS_Intense.fsv
; This state should NOT be changed.
solve fos no_restore file=FS_Intense.fsv
save FS_Intense.fsv

restore 'EP_PILD_MEC'
;Branch 0:FS_Peu_Intensel.fsv
; This state should NOT be changed.
solve fos no_restore file=FS_Peu_Intensel.fsv
save FS_Peu_Intensel.fsv

restore 'EP_PILD_MEC'
;Branch 0:EP_Intense_CC.sav

```

```

apply discharge 1.0 hist qna2 from 1,23 to 12,23
apply discharge 1.0 hist qnb2 from 12,23 to 14,23
apply discharge 1.0 hist qnc2 from 14,23 to 22,23
apply discharge 1.0 hist qnd2 from 22,23 to 29,23
apply discharge 1.0 hist qne2 from 29,23 to 37,23
apply discharge 1.0 hist qnf2 from 37,23 to 41,23
apply discharge 1.0 hist qng2 from 41,23 to 46,23
ini fmod 1e6
set flow=on
set sratio=0.00
solve age 1.849E7
save EP_Intense_CC.sav

restore 'EP_SAT_INI_MEC'
;Branch 0:FS_initial.fsv
; This state should NOT be changed.
solve fos no_restore file=FS_initial.fsv
save FS_initial.fsv

;*** plot commands ***
;plot name: Pore pressure
plot hold pp fill boundary alias 'PP'
;plot name: Degré de saturation
plot hold saturation fill
;plot name: Niv_Hydrostatique
plot hold boundary saturation alias 'Niveau hydrostatique' min 0.99
max &
    1.0 int 0.01 lmagenta
;plot name: Deplacements
plot hold boundary displacement lblue
;plot name: Vitesse
plot hold boundary velocity brown
;plot name: contraintes sigma xy
plot hold boundary sxy fill lblue
;plot name: Contraintes sigma xx
plot hold boundary sxx fill
;plot name: Contraintes sigma yy
plot hold boundary syy fill

```

Annexe 2: Fichier function_Ajust_decharge

```
;Name:ajust_decharge
;Input:_q1/float/2.7557e-8/première vitesse d'infiltration des
précipitation
;Input:_q2/float/5.7870e-7/seconde vitesse d'infiltration des
précipitation
def ajust_decharge
  a1=(50.00-45.50)/(21.00-00.00)
  a2=(45.50-43.35)/(24.25-21.00)
  a3=(43.35-41.12)/(42.25-24.25)
  a4=(41.12-36.86)/(57.34-42.25)
  a5=(36.86-31.74)/(72.30-57.34)
  a6=(31.74-30.43)/(77.00-72.30)
  a7=(30.43-31.08)/(88.00-72.30)
  _cos1=1/1+(a1*a1)
  _cos2=1/1+(a2*a2)
  _cos3=1/1+(a3*a3)
  _cos4=1/1+(a4*a4)
  _cos5=1/1+(a5*a5)
  _cos6=1/1+(a6*a6)
  _cos7=1/1+(a7*a7)
  qna1=_q1*_cos1
  qnb1=_q1*_cos2
  qnc1=_q1*_cos3
  qnd1=_q1*_cos4
  qne1=_q1*_cos5
  qnf1=_q1*_cos6
  qng1=_q1*_cos7
  qna2=_q2*_cos1
  qnb2=_q2*_cos2
  qnc2=_q2*_cos3
  qnd2=_q2*_cos4
  qne2=_q2*_cos5
  qnf2=_q2*_cos6
  qng2=_q2*_cos7
end
```