

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université de M'sila

Faculté de Technologie
Département de Génie
Civil

N:.....



DOMOAIN: ST
FILIERE: G'ENIE CIVIL
OPTION:
G'EOTECHNIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de master Académique

Par:

Benelbar Khadidja

Touabet bariza

intitulé :

Influence de l'intensité de pluie sur la stabilité d'une
penne : cas de Zarzara - Constantine

Soutenu devant le jury composé de :

Hamitouche Amar

Khemissa Mohamed

Bakir Nassima

Enawi tallah

Université de M'sila

Université de M'sila

Université de M'sila

Université de M'sila

président

Rapporteur

Examineur

Examineur

Année Universitaire : 2017 / 2018

Au nom d'Allah le clément le miséricordieux

Remerciement

Nous remercions Dieu Tout-Puissant pour sa bonté envers nous, en nous donnant la force et la patience pour accomplir ce travail humble.

Nous exprimons nos remerciements et notre gratitude à l'honorable professeur MHAMITOUCHE AMAR qui nous a proposé ce sujet et nous a guidé par ses orientations et ses conseils tout au long de l'étude.

Nous voudrions également remercier le jury en particulier, et les enseignants de l'Université de Mohamed Boudiaf-Msila- en général, pour leur aide et leur soutien.

Nous remercions tout le personnel administratif du département de génie civil

Résumé :

L'infiltration des précipitations dans les couches de surface insaturées d'une pente a pour effet d'augmenter la saturation, réduisant ainsi les forces capillaires, ce qui entraîne une réduction de la résistance et peut provoquer une rupture par glissement. La présente étude, qui traite de l'influence de l'intensité des précipitations sur la stabilité de la pente Zarzara-Constantine, a montré qu'une pluie de faible intensité, même pendant une longue période, ne compromet pas la stabilité de la pente, alors qu'une pluie intense même pendant une courte période a un effet négatif sur la stabilité de la pente et peut provoquer son glissement.

Mots Clés: Infiltration, Intensité de pluie, Stabilité de pente, réduction de la résistance, FLAC.

Abstract :

The rainfall infiltration into the unsaturated surface layers of a slope has the effect of increasing saturation, thereby reducing capillary forces, which leads to reduced strength and can cause slip failure.

The present study, which deals with the influence of rainfall intensity on the stability of the Zarzara-Constantine slope, has shown that a low intensity rainfall, even for a long time, did not compromise the stability of the slope, while intense rain even for a short time has a negative effect on the stability of the slope and can cause it to slip.

Keywords: seepage, precipitation intensity, slope stability, strength reduction Flac.

ملخص

إن تسرب مياه الأمطار إلى الطبقات السطحية الغير مشبعة لمنحدر ، له تأثير على زيادة التشبع ، وبالتالي تقليل القوى الشعرية ، مما يؤدي إلى انخفاض مقاومتها مما قد يسبب انهيارها عن طريق الانزلاق. وقد أظهرت الدراسة الحالية ، التي تناولت تأثير شدة الأمطار على استقرار منحدر زرارة- قسنطينة ، أن المطر القليل الشدة و حتى لفترة طويلة ، لا يؤثر على استقرار المنحدر . ، في حين أن المطر الشديد ولو لفترة قصيرة له تأثير سلبي على استقرار المنحدر ويمكن أن يؤدي إلى الانزلاق.

الكلمات المفتاحية: التسرب ، شدة المطر ، استقرار المنحدر ، تقليل المقاومة ، FLAC.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : Généralités sur les glissements de terrain	
I-1-Introduction	4
I-2-les glissements et leurs types.....	4
I-2-1-Définition.....	4
I-2-2-Type des glissements	4
a) Glissement plan	4
b) Glissement rotationnel simple.....	5
c) Glissement rotationnel complexe.....	5
I-3-Les causes des glissements	6
I-3-1-Nature du terrain	6
a) Géométrie de terrain	6
b) Résistance au cisaillement des sols ou des roches	6
I-3-2-Les actions extérieures qui agissent sur le sol.....	6
a) Action hydraulique	7
b) Les actions climatiques et anthropiques	8
c) Les actions hydrologiques (pluie, neige, évaporation).....	8
d) Séismes	8
I-4-Méthode de calcul	9
I-4-1-Introduction	9
I-4-2-Méthodes de l'équilibre limite	9
a) Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927)	9
b) Méthode de Bishop (Bishop, 1955)	10
c) Méthode de Janbu (1965)	10

d) Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965)	10
e) La méthode des perturbations	10
I-4-3-Méthode d'analyse limite	11
I-4 -4-Méthode de la réduction de la résistance au cisaillement	12
I-5-Méthodes de confortement	13
I-5-1-Introduction	13
I-5-2-Méthodes de confortement des talus	13
I-5-2-1-Drainage	13
a) Collecte et canalisation des eaux de surface	14
b) Massifs drainants	14
c) Tranchées drainantes	15
d) Drains subhorizontaux	16
e) Drains verticaux, puits et galeries drainantes	17
I-5-2-2-Modifications géométriques	17
a) Butée de pied	17
b) Allègement en tête	18
c) Purge	18
d) Reprofilage	
e) Substitution totale ou partielle	19
I-5-2-3-Renforcement	20
I-5-2-3-1-Organes résistants en pied	20
a) Les ouvrages de soutènement rigides	21
b) Ouvrages de soutènements souples	21
I-5-2-3-2-Techniques de renforcement par inclusions	21
I-5-2-3-3-Techniques de remblai renforcé	21
I-6-Conclusion	23

CHAPITRE II : Recherche bibliographique

II-1-Introduction.....	25
II-2-Equations gouvernantes des sols insaturés	25
II-2-1- Contrainte du squelette	25
II-2- 2-Conservation de la masse	26
II-2-3- équation d'équilibre	27
II-2-4- Courbe caractéristique de l'eau du sol	27
II-2-5- Modèle élasto-viscoplastique pour les sols non saturés	28
II-3-Aperçu sur les travaux de recherche concernant l'infiltration des précipitations	29
II-4-Conclusions	32

CHAPITRE III : Collecte et préparation des données

III-1-Introduction	35
III-2-Situation.....	35
III-3-Contexte géologique et hydrogéologique du site	35
III-4-Synthèse des travaux de reconnaissance et essai de laboratoire	36
III-4-1- Campagne de reconnaissance	36
III-4-1- 1-Pressiométrie	37
III-4-2-Essais de laboratoire.....	37
III-4-2-1-Essai d'identification –Analyses chimiques.....	37
III-4-2-2-Essais mécaniques.....	39
III-5-Modèle géotechnique de calcul	40

CHAPITRE IV : Analyse de la stabilité de la pente et effet de l'intensité de pluie

IV-1-Introduction	42
-------------------------	----

IV-2-Logique du Flac 2D pour les sols non saturés et ses bases théoriques	42
IV-2-1- Cohésion apparente	43
IV-2-2-Saturation et pression des pores à l'état stationnaire	46
IV-3- Procédure de modélisation	46
IV-4- Résultats et discussion	48
IV-4-1- Conditions initiales	48
IV-4-2-premier événement de pluie : faible intensité, longue durée.....	55
IV-4-3- Deuxième événement de pluie: intensité élevée, courte durée	59
IV-5-Conclusion.....	63
Conclusion Générale.....	65
Bibliographie	66
Annexe 1: Fichier Data.....	68
Annexe 2: Fichier Fonction Ajust décharge	75

Liste Des Figures

Figure .I.1 : Glissement plan	5
Figure .I.2 : Glissement simple	5
Figure .I.3 : Glissement rotationnelle complexe	6
Figure .I.4 : Eperon drainant et masque drainant	15
Figure .I.5 : Coupe type d'une tranchée drainante	15
Figure .I.6 : Drains subhorizontaux.....	16
Figure .I.7 : Galerie drainante	17
Figure .I.8 : Réalisation d'une butée de pied (par plots)	18
Figure .I.9 : Allègement en tête.....	18
Figure .I.10 : Reprofilage.....	19
Figure .I.11 : Substitution partielle.....	19
Figure .I.12 : Remblai renforcé par des géosynthétiques	21
Figure .I.13 : Ouvrage en Pneusol.....	22
Figure .I.14 : Exemple de mur en Texsol	23
Figure .II.1: Maille FE et des conditions aux limites.....	31
Figure .III.1: Site de ZARZARA_ZOUAGHI	35
Figure.III.2: Modèle géotechnique.....	40
Figure. IV.1 : Courbes capillaires P_c/P_0 en fonction de la saturation effective s_e pour $a=0.336$ et $a=0.6$	45
Figure-IV-2: Courbes de cohésion $C_c/[P_0 \tan(P_0 \tan\phi)]$ en fonction de la saturation effective s_e pour $a=0.336$ et $a=0.6$	45

Figure .IV.3 : Distribution de la pression interstitielle (conditions initiales)	50
Figure .IV.4 : Distribution de la saturation résultante (conditions initiales)	51
Figure .IV.5 : Niveau hydrostatique (niveau de saturation totale) (conditions initiales)	51
Figure .IV.6 : Déplacements totaux (conditions initiales).....	52
Figure .IV.7 : Distributions des contraintes horizontales (conditions initiales).....	53
Figure .IV.8 : Distributions des contraintes verticales (conditions initiales).....	53
Figure .IV.9 : Distributions des contraintes tangentielle (conditions initiales)	54
Figure .IV.10 : Facteur de sécurité (conditions initiales)	55
Figure .IV.11: Pression interstitielle (Premier évènement de Pluie).....	56
Figure .IV.12: Distribution de la saturation (Premier évènement de Pluie)	57
Figure .IV.13: Niveau hydrostatique (Premier évènement de pluie)	57
Figure .IV.14 : Facteur de sécurité (Premier évènement de Pluie)	118
Figure .IV.15 : Pressions interstitielles (Deuxième évènement de Pluie)	120
Figure .IV.16 : Distribution de la saturation (Deuxième évènement de Pluie)	121
Figure .IV.17 : Niveau hydrostatique (Deuxième évènement de Pluie).....	122
Figure .IV.18 : Vitesses de déplacements (Deuxième évènement de Pluie)	123
Figure .IV.19 : Facteur de sécurité (Deuxième évènement de Pluie).....	124

Liste Des Tableaux

Tableau.III.1: Coordonnées Topographiques.....	35
Tableau.III.2 : Paramètre des couches des sols.....	40
Tableau .IV.1 : Propriétés des couches de sols	47
Tableau .IV.1 : Propriétés des fluides de la pente	47
Tableau .IV.3 : Les valeurs de la saturation initiale pour chaque couche	48
Tableau .IV.4 : Pression P0 aux conditions initiales	49

Introduction générale

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 le site concerné, d'étudier l'effet d'une faible intensité de pluie mais de grande durée (le cas courant des précipitations que connaît la région) et celui d'une forte intensité mais de petite 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, 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 I:
Généralités sur les glissements de terrain

I-1. 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 continus :

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

2- Processus rapides et discontinus :

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

I-2. Les glissements et leurs types :

I-2-1. 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

I-2-2. Type de 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 ».

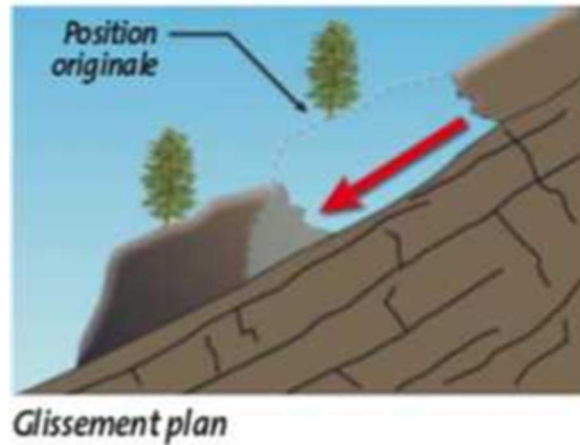


Figure. I.1: Glissement plan

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 matières glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire

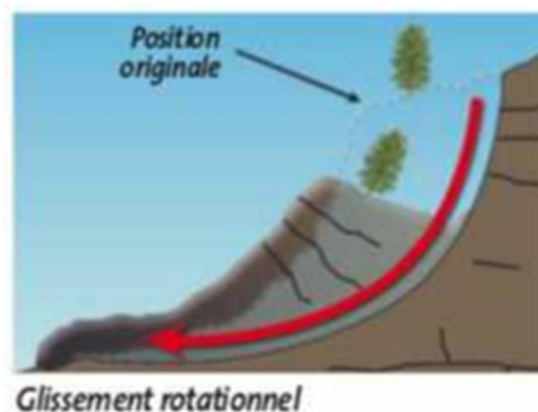


Figure .I.2: Glissement simple

c) Glissement rotationnel complexe :

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboités 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

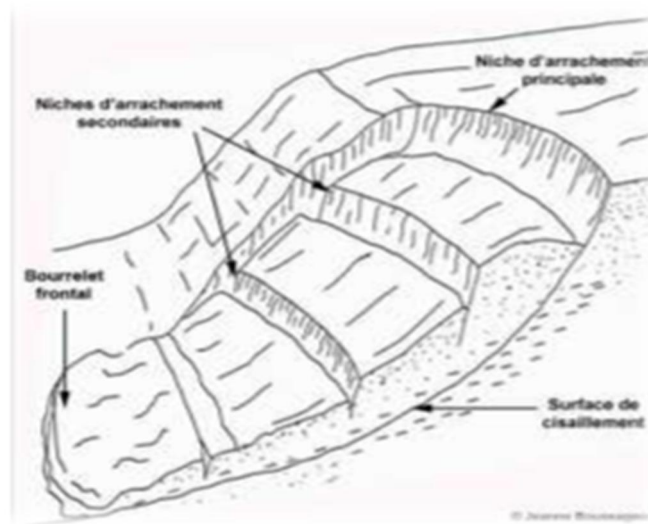


Figure. I.3: Glissement rotationnelle complexe

I-3. Les causes des glissements :

I-3-1. 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 mobilisée est appelée résistance résiduelle la détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de 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.

I-3-2. 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 une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement.

En effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre des 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

I-4. Méthode de calcul :

I-4-1. 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.

I-4-2. 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 toutefois 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 satisfaisante 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 :

- 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.
- 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.

- 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 **Géostudio** 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 un facteur

I-4 -3. 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 :

$$\int_S T_i v_i dS + \int_V X_i v_i dV = \int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dV \quad i,j=1,2,3$$

D'où :

X_i : Forces massiques (volumiques).

T_i : Pressions (forces surfacique)

v_i : Champ de vitesse cinématiquement admissible.

$\dot{\epsilon}$: 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.

I-4-4. 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 :

$$F_s = \frac{\text{Résistance du sol initial}}{\text{Résistance critique donnée rupture}}$$

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.

I-5. Méthodes de confortement

I-5-1. 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

I-5-2. 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.

I-5-2-1. 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 :

a) 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.

b) 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.

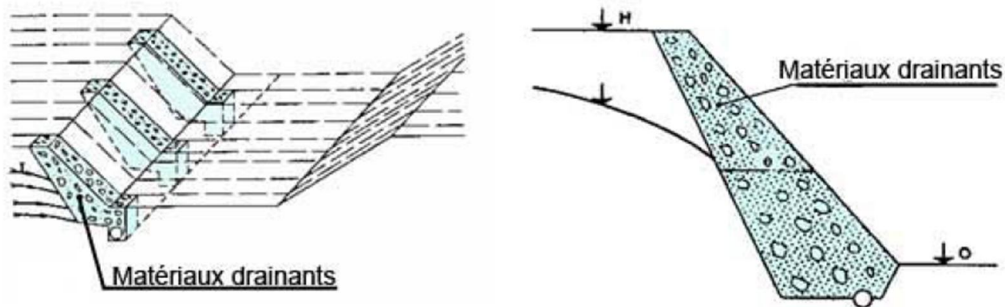


Figure. I.4: Eperon drainant et masque drainant

c) 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.

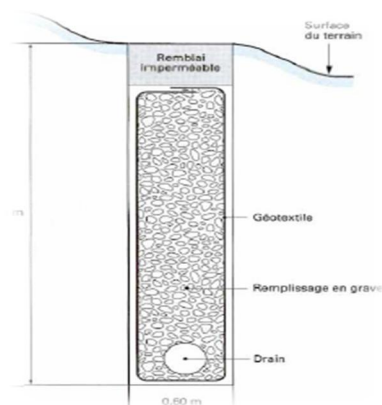


Figure. I.5: Coupe type d'une tranchée drainante

d) 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.)

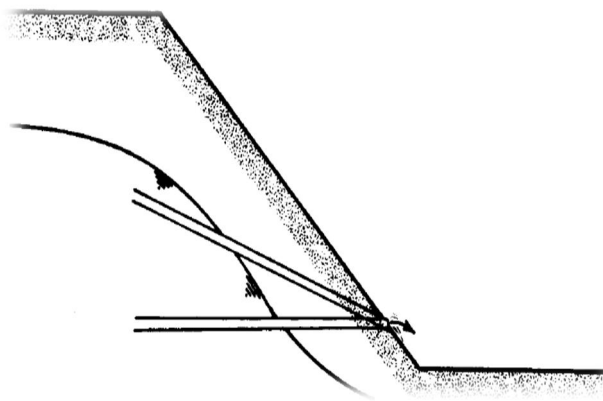


Figure. I.6:Drains subhorizontaux

e) 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 mentent 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 limitée en profondeur

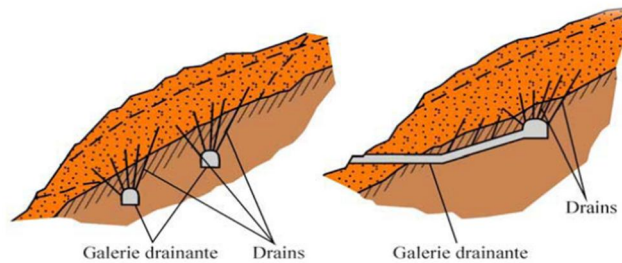


Figure. I.7: Galerie drainante

I-5-2-2. 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 :

a) 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.

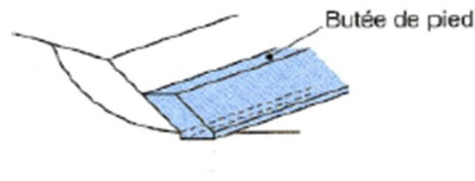


Figure .I.8: Réalisation d'une butée de pied (par plots)

b) 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.

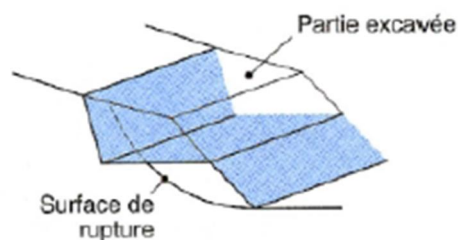


Figure .I.9: Allègement en tête

c) 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.

d) 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.



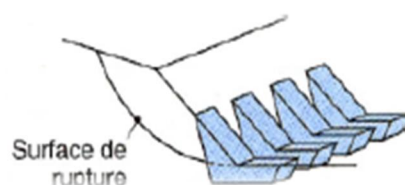
Figure. I.10 : Reprofilage

e) 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.



I-5-2-3-Renforcement :

a- 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.

➤ 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

➤ 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

b- 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 micropieux, 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.

c- Techniques de remblai renforcé :

➤ 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.

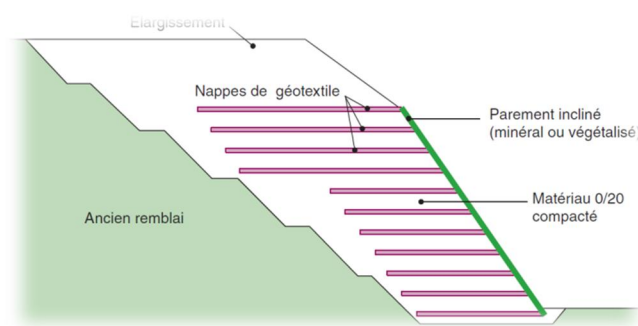


Figure. I.12: Remblai renforcé par des géosynthétiques

➤ 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 .I.13 : Ouvrage en Pneusol

➤ Le Texsol :

Le texsol 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 Texsol 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 Texsol a 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.

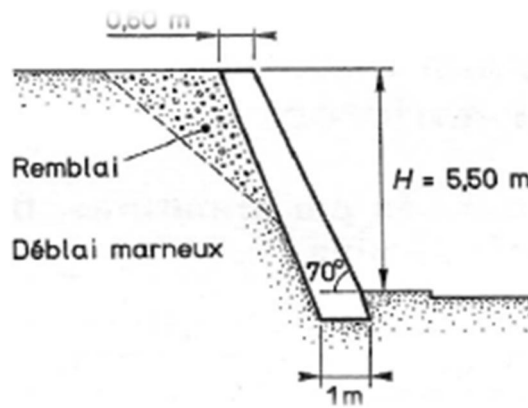


Figure .I.14 : Exemple de mur en Texsol

I-5- Conclusion :

Les glissements de terrains sont des risques naturels causant des dégâts catastrophiques en vies humaines et en biens matériels

Plusieurs méthodes ont été développées pour évaluer la stabilité vis-à-vis du glissement,. Ces méthodes peuvent être groupées en trois grandes catégories : Les méthodes de l'équilibre limite qui suppose un déplacement rigide d'une partie de sol par rapport à une autre partie ; La méthode cinématique de l'analyse limite et 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 la stabilité de la pente : –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 II
Recherche Bibliographique

II-1. Introduction :

La rupture des pentes insaturées est un phénomène connu dans le monde entier, ces causes peuvent être : géologiques, topographiques, conditions hydrologiques, actions humaines et actions de l'infiltration de l'eau qui est la cause principale de l'instabilité des pentes. De nombreux chercheurs ont signalé 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 déclenchée 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 précipitations sur le comportement des sols non saturé est très complexe parce qu'elle est contrôlée par de nombreuses variables associées 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 à 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.

II-2. Equations gouvernantes des sols insaturés :

II-2-1. 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 insaturés, le concept doit être redéfini afin de considérer les matériaux compressibles. La présente formulation de contrainte squelettique est définie et utilisée ensuite 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 :

$$\sum_{\alpha} \sigma_{ij}^{\alpha} = \sigma_{ij}(\alpha = S, W, G) \quad (1)$$

$$\sigma_{ij}^S = \sigma'_{ij} + n^S P^F \delta_{ij} \quad (2)$$

$$\sigma_{ij}^W = n^W P^W \delta_{ij} \quad (3)$$

$$\sigma_{ij}^G = n^G P^G \delta_{ij} \quad (4)$$

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 ($a = S : \text{solide}, W : \text{eau}, G : \text{Air}$), 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:

$$P^F = sP^W + (1 - s)P^G \quad (5)$$

Des équations 1 à 5 on a

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - P^F \delta_{ij} = \sigma_{ij} - (sP^W + (1 - s)P^G) \delta_{ij} \quad (6)$$

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

II-2- 2-Conservation de la masse :

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

$$\frac{d}{dt}(n^\alpha \rho_\alpha) + (\rho_\alpha V_i^\alpha)_{,i} = 0 \quad (7)$$

Avec $V_i^\alpha = n^\alpha (v_i^\alpha - v_i^S)$ (7)'

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

$$s\dot{n} + \dot{s}n = -V_{i,i}^W \quad (8)$$

$$(1 - s)\dot{n} - \dot{s}n + (1 - s)n \frac{\dot{\rho}_G}{\rho_G} = -V_{i,i}^G \quad (9)$$

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

II-2-3. Équation d'équilibre :

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

$$\int_V \dot{\hat{S}}_{ji,j} dV = 0 \quad (10)$$

Dans laquelle $\dot{\hat{S}}_{ij}$ 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.

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

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

$$s = s_{min} + (s_{max} - s_{min}) \left\{ 1 + (\alpha P^c)^n \right\}^{-m} \quad (11)$$

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:

$$k^W = k_s^W s^a \left\{ 1 - \left(1 - s^{1/m} \right)^n \right\} \quad (12)$$

$$k^G = k_s^G (1 - s)^b \left\{ 1 - \left(s^{1/m} \right)^n \right\} \quad (13)$$

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.

II-2-5. 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:

$$f_b = \eta_{(0)}^* + M_m^* \ln(\sigma'_m / \sigma'_{mb}) = 0 \quad (14)$$

$$\bar{\eta}_{(0)}^* = \{(\eta_{ij}^* + \eta_{ij(0)}^*)(\eta_{ij}^* + \eta_{ij(0)}^*)\}^{1/2} \quad (15)$$

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 :

$$\sigma'_{mb} = \sigma'_{ma} \left(\frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} \varepsilon_{kk}^{vp} \right) \left[1 + \left\{ \exp \left\{ S_d \left(\frac{P_i^C}{P^C} - 1 \right) \right\} \right\} \right] \quad (16)$$

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 utilisés 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_l 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

$$f_b = \bar{\eta}_{(0)}^* + M_m^* \ln(\sigma'_m / \sigma'_{my}^{(s)}) = 0 \quad (17)$$

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

$$\sigma_{my}^{(s)} = \frac{\sigma_{myi}^{(s)}}{\sigma_{mai}} \sigma_{ma} \left(\frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} \varepsilon_{kk}^{vp} \right) \left[1 + \left\{ \exp \left\{ S_d \left(\frac{P_i^c}{P^c} - 1 \right) \right\} \right\} \right] \quad (18)$$

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

$$D_{ij}^{vp} = C_{ijkl} \langle \Phi_1(f_y) \rangle \frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{kl}} \quad (19)$$

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.

II-3. 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 composés 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 :

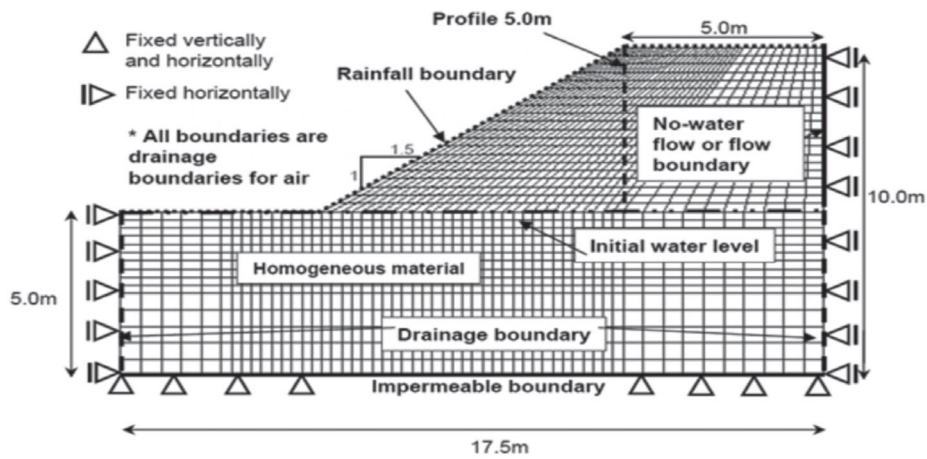


Figure-II-1: Maille FE et des conditions aux limites

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 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 égal à la perméabilité à l'eau saturée et la saturation de la surface est plus petite que la saturation maximale,

C'est-à-dire $I \leq k_s^w \text{ et } S_{surface} < S_{max}$, 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, $I > k_s^w \text{ et } S_{surface} = S_{max}$, 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.

II-4. Conclusions :

Les causes qui peuvent engendrer la rupture des pentes sont nombreuses, parmi les causes figurent l'infiltration des eaux pluviales qui provoquent une diminution de la résistance au cisaillement par l'augmentation de la saturation et la réduction des forces capillaires.

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

La formulation élasto-viscoplastique multi-phases par éléments finis sur la base de la théorie des milieux poreux est souvent utilisée pour décrire le processus d'infiltration de pluie dans une pente de sol non saturé. Un des modèles les plus acceptés et utilisés est le modèle de Van Genuchten qui est implémenté dans la logique de l'écoulement à deux phases (**TPFLOW**), du logiciel Flac 2D utilisé.

La simulation des infiltrations pluviales est contrôlée par une limite d'écoulement, cela veut dire que si l'intensité des précipitations sont inférieures à la perméabilité des eaux à

saturation et si la saturation du sol de surface est inférieure à la saturation maximale alors l'eau s'infiltrera carrément, et une limite d'écoulement est prescrite, par contre si : $I_{pr} > \text{Perméabilité}$ et $S_{surf} = S_{max}$, alors l'eau ruisselle à la surface libre et une limite de perméabilité qui est prescrite

Chapitre III:

Collecte et préparation des données

III-1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder à la collecte, la classification des données géotechniques concernant le site Zarzara wilaya de constantine,

III-2. Situation :

Points	Coordonnées Topographiques.		
	<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Z</i>
<i>A</i>	6°37'07.1"E	36°18'59.7"N	640 m
<i>B</i>	6°37'06.8"E	36°18'51.2"N	639 m

Tableau .III.1: Coordonnées Topographiques



Figure .III.1: Site de ZARZARA_ZOUAGHI

III-3. Contexte géologique et hydrogéologique du site :

Le contexte géologique du site de Zouaghi se présente comme suit :

Remblais : Ils caractérisent tout ce qui est anthropique et s'assimilent aux terrains superficiels.
Argiles brunâtres : elles constituent le toit au substratum. Elles se distinguent parfois avec des intercalations d'horizons sableux et gréseux pouvant emmagasiner des micros nappes.

Argiles marneuses grisâtres : Elles constituent le « Substratum » dur de la région étudiée et se caractérisent par une argile marneuse très stricte en gypse sous formes diverses (fibreuse, remplissage).

Notons que, par endroits on rencontre «également des éboulis représentés par des blocs rocheux de différentes tailles qui proviennent de la partie sommitale du versant, ces éboulis ont pour assises les argiles brunes.

Les instabilités de terrain de la route de Zouaghi correspondent à des zones de failles. La région est parcourue par une série de zones de faiblesse (fractures) matérialisées par un remplissage de gypse, ces failles ont une orientation générale N-S.

Les écoulements drainent les eaux vers les chaabas qui se déversent vers l'Oued Rhummel. Les niveaux d'eau observés dans les piézomètres correspondent aux épisodes pluvieux. Les niveaux statiques peuvent être assez proches de la surface du sol

En été, les piézomètres sont relativement secs. Les argiles brunes présentent un potentiel de nappe non négligeable particulièrement dans les alternances sableuses voir gréseuses.

La dynamique des mouvements de terrain est également liée aux circulations d'eau le long des zones de faiblesse engendrant une dissolution de gypse et la fraction carbonatée des formations argileuses. Un intense soutirage des particules fines favorise la fragilisation des formations superficielles.

III-4. Synthèse des travaux de reconnaissance et essai de laboratoire :

III-4-1. Campagne de reconnaissance :

Nous rappelons que la stratégie de reconnaissance a été élaborée au moyen de :

- Treize (13) sondages carottés.
- Six (06) sondages pressiométriques (+ un sondage complémentaire).

- Dix-huit (18) forages à la carrière.

Les sondages et forages réalisés ont été valorisés pour la mise en place de piézomètres et de tubes inclinométriques.

La campagne de reconnaissance a permis de préciser la géométrie des sols sous-jacents.

III-4-1-1-. Pressiométrie :

L'analyse de la coupe du sondage pressiométrique Sp1 indique des valeurs relativement faibles des pressions limites (Pl) et modules pressiométriques Em jusqu'à une profondeur de 10m.

Les valeurs du rapport Em/Pl sont faibles dans la tranche de profondeur 5 – 10m : $7,39 \leq Em/Pl \leq 11,80$.

Notons qu'une nappe a été décelée et dont le niveau statique du moment était de -7m.

Les caractéristiques pressiométriques s'améliorent sensiblement à partir de – 11m de profondeur

III-4-2.Essais de laboratoire :

Les échantillons recueillis de la campagne de reconnaissance ont fait l'objet d'un vaste programme d'essais de laboratoire. A noter que nous avons dû modifier le programme d'essais figure dans le marché pour l'adapter au contexte géotechnique de la route de Zouaghi.

III-4-2-1- Essais d'identification –Analyses chimiques :

Essais d'identification –Analyses chimiques

Les essais réalisés ont porté sur :

- La granulométrie – sédimentométrie.
- Les limites d'Atterberg.
- Les densités.
- Les teneurs en eau.

Les analyses chimiques ont permis :

- Les mesures de concentration de la teneur en sulfates et carbonates.
- La détermination de la valeur au bleu de méthylène.

Les résultats des identifications physiques indiquent des valeurs qui varient dans la plage des valeurs suivantes :

- Densités sèches γ_d (KN/m³) : $13,85 \leq \gamma_d \leq 20,60$.
- Teneur en eau W (%) : $11,61 \leq W \leq 31,80$.
- Degré de saturation S_r (%) : $67,45 \leq S_r \leq 100\%$.
- Limites d'Atterberg :
 - Limite de liquidité W_l : $42,08 \leq W_l \leq 74$.
 - Limite de plasticité W_p : $21,4 \leq W_p \leq 33,5$.
 - Indice de plasticité I_p : $20,68 \leq I_p \leq 40,50$.

Les valeurs élevées des limites d'Atterberg sont en rapport avec la nature gonflante des sols.

D'après la classification des sols fins, nous sommes dans les argiles plastiques At.

D'après la classification GTR, les sols font partie de la classe A sous classe A3 en général.

Les variations des résultats au bleu de méthylène sont peu significatives car elles varient comme suit : $4,17 \leq VBS \leq 9,00$.

Les analyses chimiques indiquent des concentrations en sulfates très importantes, ceci est en concordance avec la lithologie des formations rencontrées qui sont très gypseuses, les sols sont donc très agressifs.

L'usage de ciments spéciaux est nécessaire pour la confection des bétons d'ouvrages en contact avec le sol (pieux, titants etc...).

III-4-2-2.Essais mécaniques :

Les essais mécaniques avaient pour objet principal la détermination des caractéristiques de résistance au cisaillement, les essais ont été également adaptés au contexte géologique et géotechnique de la route de Zouaghi.

Le programme d'essais a été élaboré au moyen de deux types d'essais :

➤ **Essais au Triaxial :**

Les essais au triaxial ont été menés par l'intermédiaire d'essais de type Cu+u.

Les valeurs extrêmes enregistrées sont comme suit :

Angle de frottement φ (degré) :

$$11,18 \leq \varphi_{cu} \leq 14,95.$$

$$18,30 \leq \varphi' \leq 23,50.$$

Cohésion C (kpa) :

$$28 \leq C_{cu} \leq 67.$$

$$09 \leq C' \leq 52.$$

Ces résultats nous ont amené à réaliser un autre type de cisaillement reflétant les conditions des mouvements observés sur le site.

Nous avons procédé en conséquence à un cisaillement alterné résiduel.

➤ **Essais à la boîte de Casagrande :**

La résistance au cisaillement a fait l'objet d'un essai de type alterné résiduel.

La vitesse de cisaillement a été fixée à $V = 3\mu/mn$.

Les résultats obtenus varient dans la plage des valeurs suivantes :

- Angle de frottement interne :

- $20^\circ \leq \varphi_{cu} \leq 26^\circ$.

- $20^\circ \leq \varphi' \leq 23^\circ$.

- Cohésion C (kpa).
 - $2,5 \leq C_{cu} \leq 20$
 - $00 \leq C' \leq 5,0$.

III-5. Modèle géotechnique de calcul :

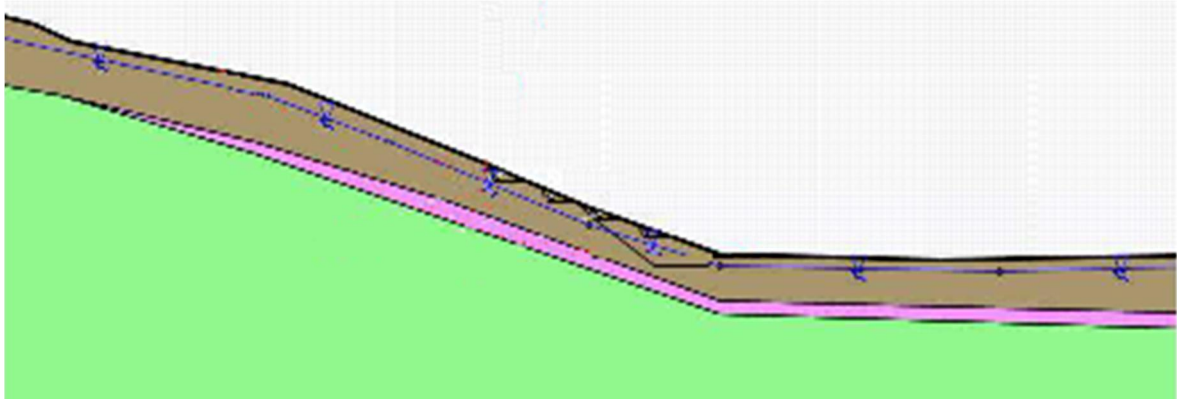


Figure .III.2: Modèle géotechnique

<i>Sol N°</i>	<i>Désignation</i>	γ (<i>KN/m³</i>)	φ (<i>°</i>)	<i>C</i> (<i>KPA</i>)	ΔC (<i>KPA/m</i>)
	Argile marron sableuse	20	20	00	00
	Argile marneuse compacte	20	20	20	00
	Argile marneuse altérée	20	30	00	00

Tableau.III.1 : Paramètre des couches des sols

Chapitre IV

Analyse de la stabilité de la pente et effet de l'intensité de pluie

IV -1-Introduction :

Dans ce travail, la stabilité de la pente du glissement de de Zarzara Constantine 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. Ce travail illustre la dépendance du taux des infiltrations dues aux précipitations et la stabilité de la pente.

IV-2-Logique du Flac 2D pour les sols non saturés et ses bases théoriques

La présence de pression capillaire dans les sols non saturés dans une pente peut créer un risque important d'instabilité de cette dernière. Les forces capillaires maintiennent les fines particules ensemble et peuvent fournir une cohésion supplémentaire au sol. Donc la diminution habituellement de la cohésion apparente des forces capillaires produit par l'augmentation de la saturation du sol avec de l'eau. Alors dans certaines conditions, qu'un événement de faible intensité et de longue durée peut être bénéfique pour la stabilité de la pente, et l'inverse 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; alors l'eau est 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 d'air non mouillant 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.

IV-2-1- Cohésion apparente :

Considérons le cas d'un matériau Mohr-Coulomb, partiellement saturé d'eau. Lorsque la logique d'écoulement diphasique 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

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

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 1. La fonction $C_c / (P_0 \tan \varphi)$ est tracée en fonction de la saturation effective pour les mêmes valeurs de a sur la figure 2.

Des courbes capillaires typiques pour les sols peuvent être trouvées dans Bear (1979).

La courbe en trait plein de la figure 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 2, la cohésion $C_c / (P_0 \tan \varphi)$ 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 (voir la courbe en pointillés de la figure 2). Ce 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 $a \leq 0,5$ (par exemple, la courbe en trait plein de la figure 2), 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.

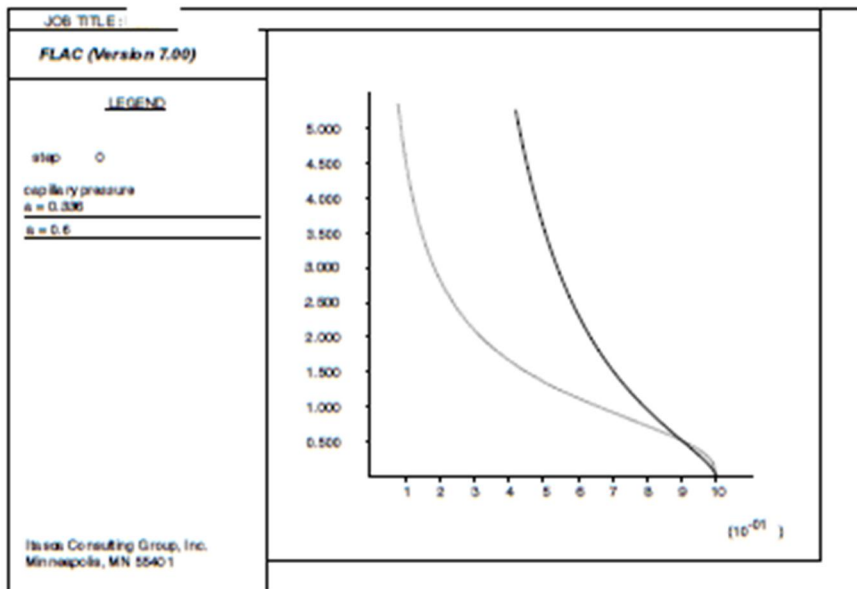


Figure 1: courbes capillaires P_c / P_0 en fonction de la saturation effective S_e pour $a=0.336$ et $a=0.6$

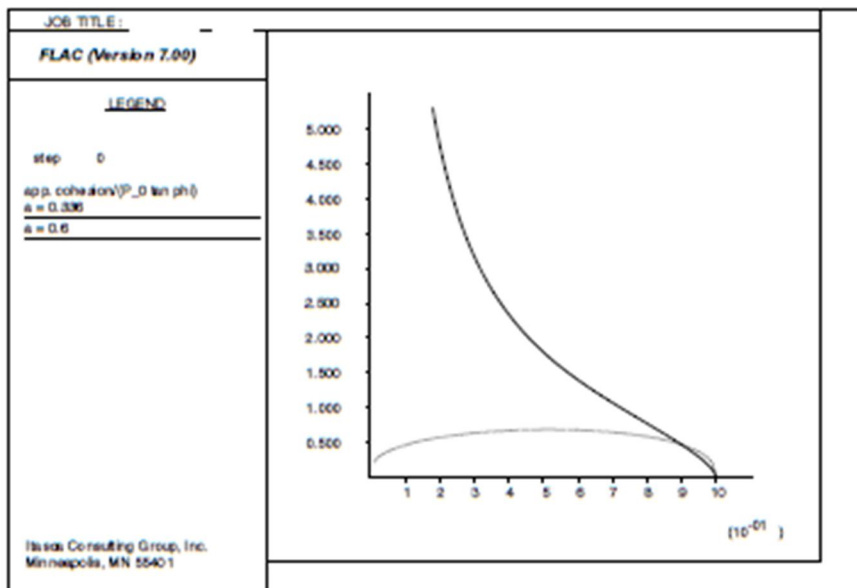


Figure 2: courbes de cohésion $C_c / (P_0 \tan \phi)$ en fonction de la saturation effective S_e pour $a=0.336$ et $a=0.6$

IV-2-.2 Saturation et pression des pores à l'état stationnaire :

Nous allons d'abord considérer l'état d'une pente sous une infiltration constante et à long terme à partir des 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 :

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

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

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

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 .

IV-3- 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 donnée en annexe) La géométrie de la pente et la grille FLAC Le Pour les simulations sont représentées à la figure 3.

Modèle mesure 77,94 m de large, l'élévation la plus élevée de la base est de 23.2 m (côté gauche du modèle) et la plus courte est de 8.84 m (côté droit du modèle). La partie plate de la vallée,

incluse dans le modèle, a une largeur de 8.84m. La grille FLAC pour les simulations contient un total de 1 zones.

La pente est composée de 3 couches ont modélisé comme matériau, le Mohr-Coulomb 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.

Tableau Propriétés des couches de sols et des fluides de la pente

Sol :

	Argile remaniée	Argile compacte	Bon sol
Densité sèche (Kg /m ³)	1900.0	2000.0	2000.0
Module de compression drainé (MPa)	2*10 ⁸	2*10 ⁸	2*10 ⁸
Module de cisaillement (MPa)	1*10 ⁸	1*10 ⁸	1*10 ⁸
Cohésion drainée (Pa)	0.0	0	20000.0
Angle de frottement drainé (degrés)	22.0	20.0	20.0
Angle de dilatation (degrés)	0.0	0.0	0.0

Tableau IV.1. Propriétés des couches de sols

Coefficient de mobilité (m ² /(Pa-sec))	1*10 ⁶		
Porosité	0.3	0.2	0.1
Densité du fluide mouillant (kg/m ³)	1000		
Densité du fluide non mouillant (kg/m ³)	0		
Paramètre, <i>a</i> de van Genuchten	0.46	0.38	0.336
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		
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	$1 \cdot 10^{-9}$	$1 \cdot 10^{-11}$	$0.37 \cdot 10^{-11}$
-------------------------	-------------------	--------------------	-----------------------

Tableau IV.2. Propriétés des fluides de la pente

Les courbes de capillarité et de cohésion pour les paramètres supposés dans le modèle sont représentées par les courbes supérieures des figures 1 et 2. En outre, la saturation partielle est maintenue par une précipitation stable à un taux, q_1 , $q_1=500$ mm / mois).

Pour un taux d'infiltration de $(500/7)=71,42$ mm / mois = $[(500 \cdot 10^{-3}) / (7 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 3600)] = 2.7557 \cdot 10^{-8}$ m / s) et les valeurs de propriétés indiquées dans le tableau 1, la saturation à l'état stationnaire est évaluée pour chaque couche à partir de l'équation 8.

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 $(500/7)=71,42$ mm / mois. Ensuite, le premier événement pluvieux est modélisé pour simuler une accumulation de pluie de 500.... Mm sur 7 mois. Enfin, un second événement de précipitations de 200.mm sur 4 jours est simulé. Une analyse non couplée est effectuée pour les deux premières étapes, dans lesquelles le module du fluide mouillant (l'eau) est réduit à 0,1 MPa afin d'accélérer le calcul. Une analyse non couplée et couplée est effectuée pour la troisième étape, avec le module de fluide réglé à la valeur réelle de 1 MPa.

IV-4- Résultats et discussion :

IV-4-1- 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 . En outre, initialement, la base du modèle comprend une région saturée avec une épaisseur d'environ 5.32mètre (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) en utilisant la fonction Solve de Matlab, les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous

	Couche1	Couche2	Couche3
Saturation S_w	0.3748	0.4636	0.5266

Tableaux .IV .3 : valeurs de la saturation initiale pour chaque couche

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 cette pression pour chaque couche sont présentées dans le tableau 4.4

	Couche1	Couche2	Couche3
Pression P0	-46599.0	-48151.0	-47887.0

Tableau .IV.4 : Pression P0 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 3 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", 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 :

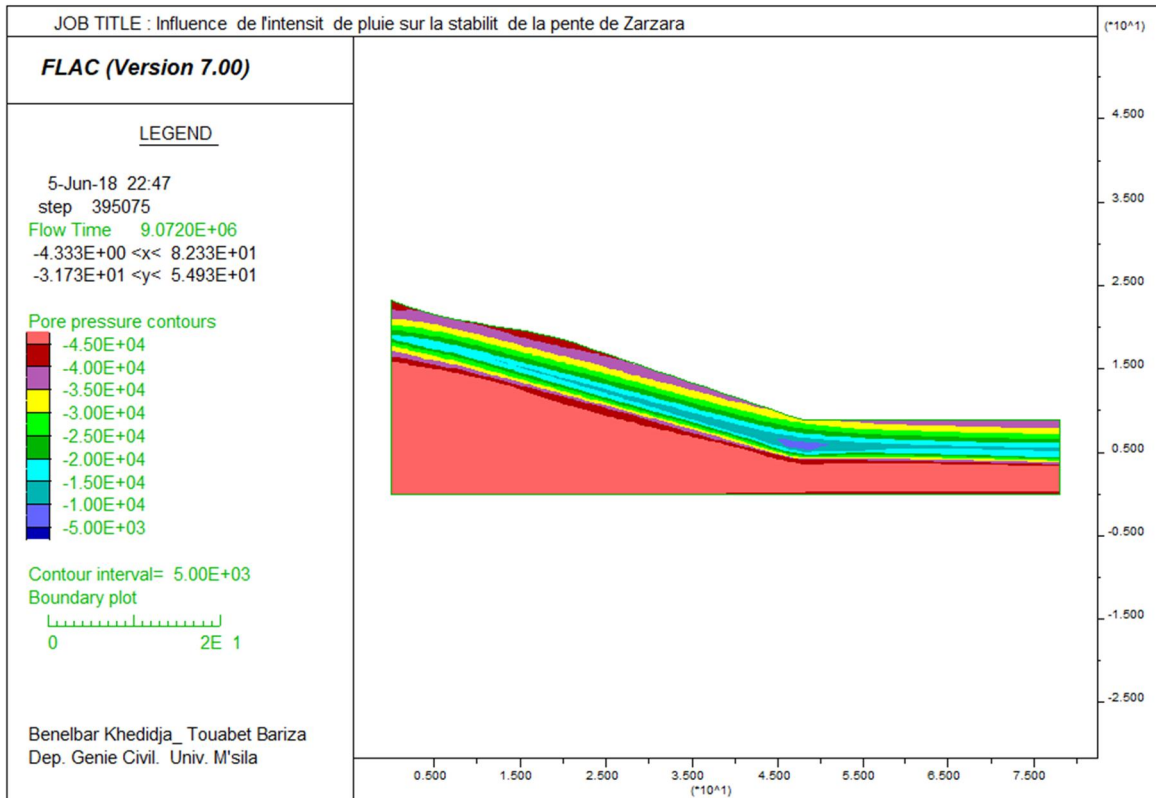


Figure .IV.4 : Distribution de la pression interstitielle (conditions initiales)

On remarque que les pressions interstitielles prennent des valeurs proches de ceux initiales sauf au bas du modèle ou 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 :

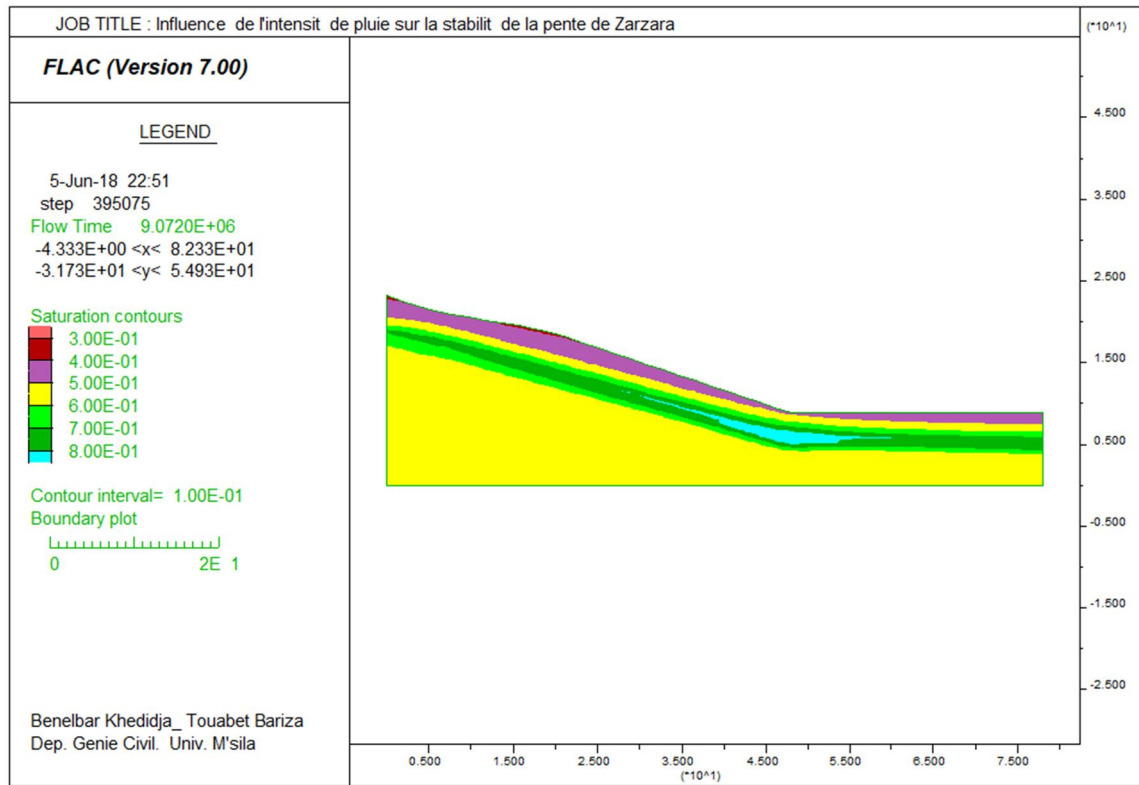


Figure .IV.5 : Distribution de la saturation résultante (conditions initiales)

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

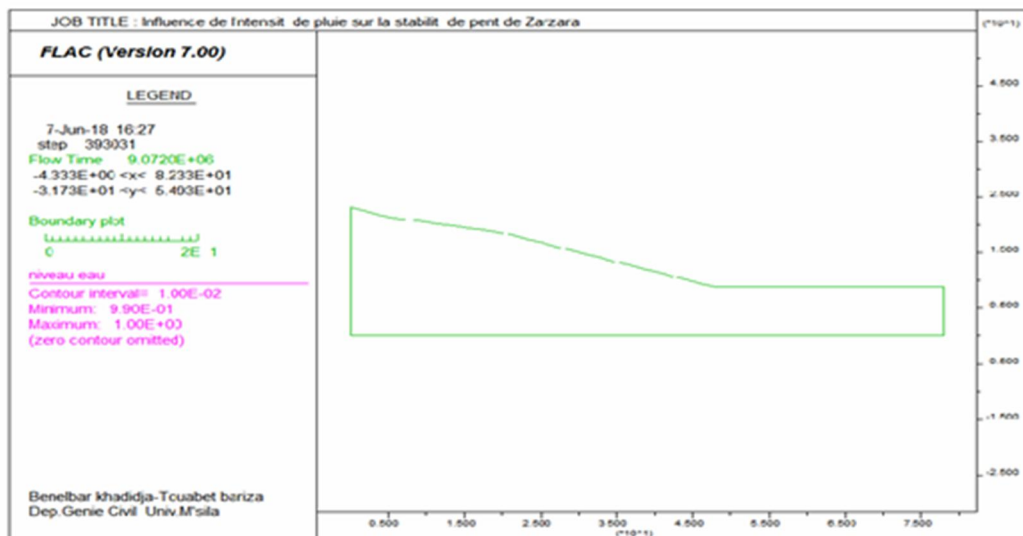


Figure .IV.6 : Niveau hydrostatique (niveau de saturation totale) (conditions initiales)

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

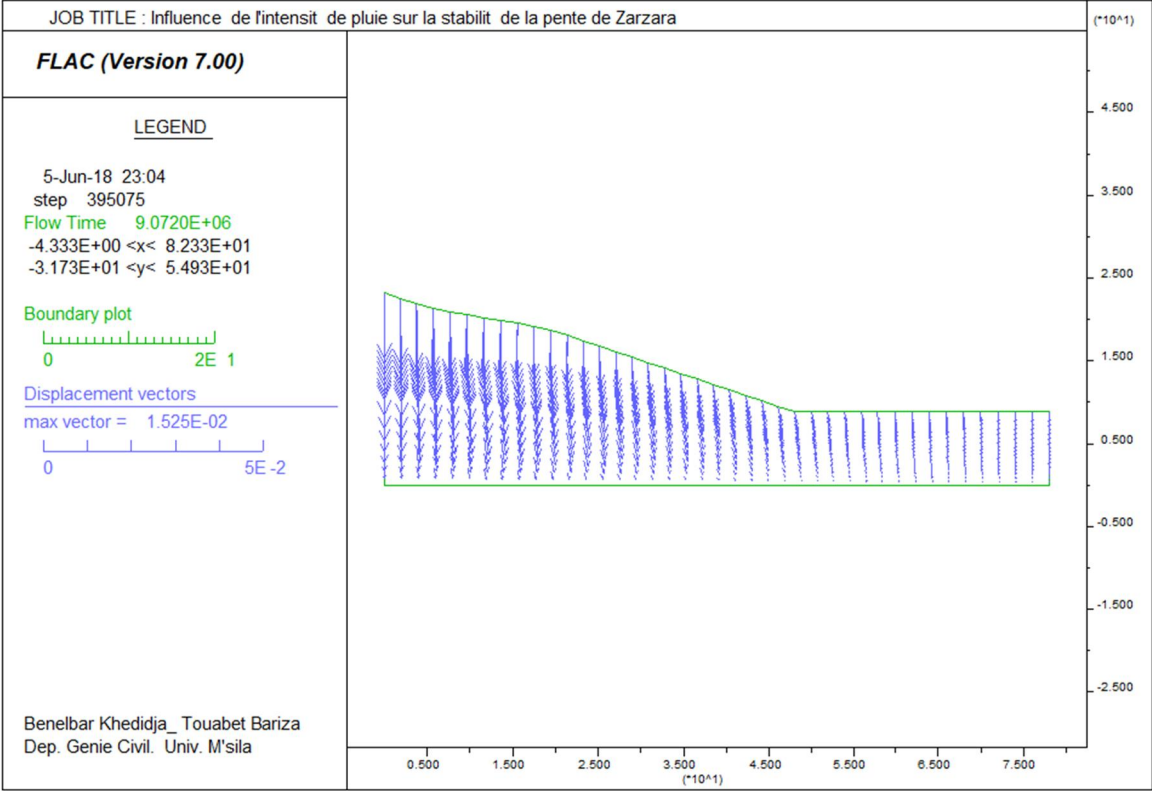


Figure .IV.7 : Déplacements totaux (conditions initiales)

La distribution des contraintes selon x sigma xx, selon y sigma yy et dans le plan xy sigma xy sont représentées ci-dessous

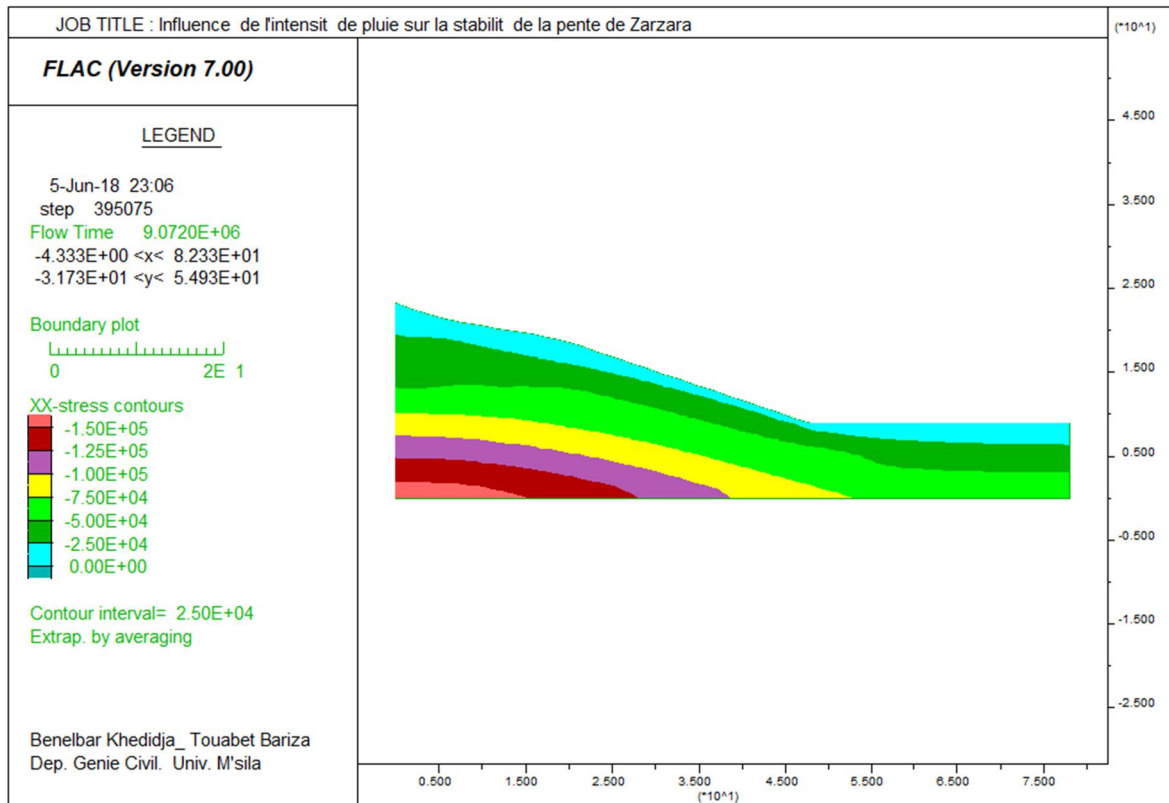


Figure .IV.8 : Distributions des contraintes horizontales (conditions initiales)

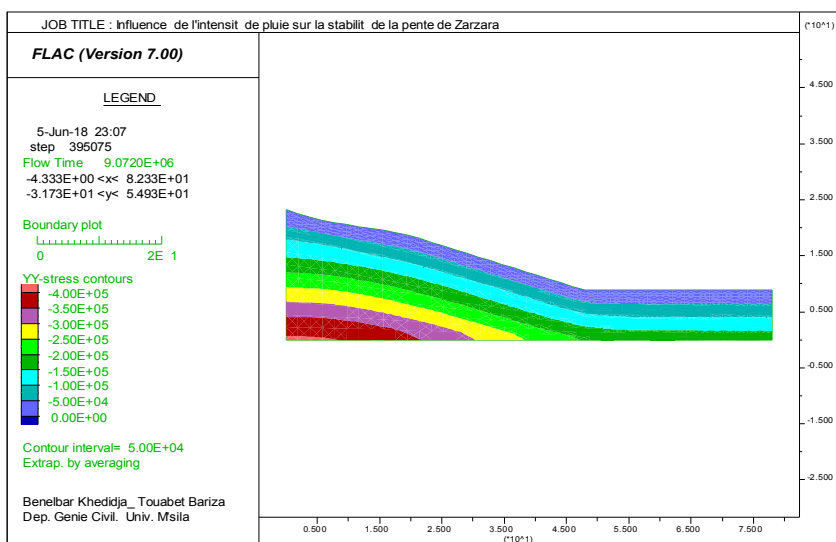


Figure .IV.9 : Distributions des contraintes verticales (conditions initiales)

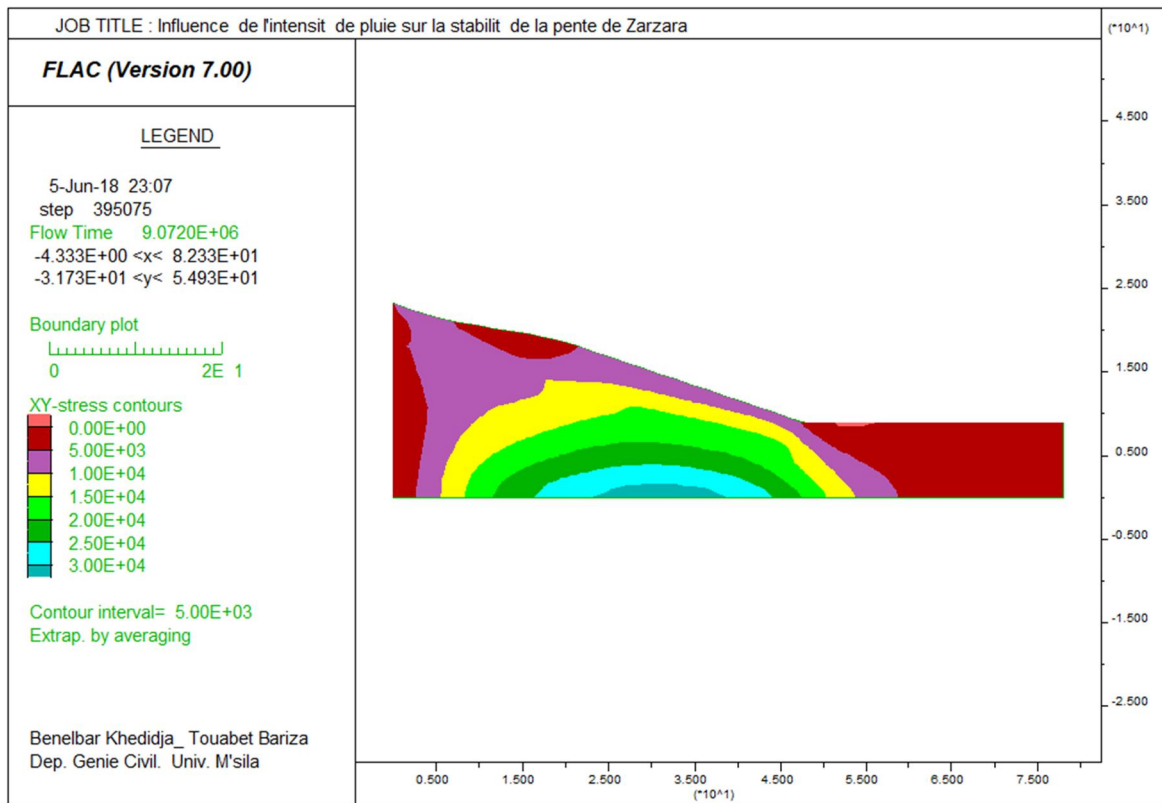


Figure .IV.10 : Distributions des contraintes tangentielles (conditions initiales)

Le calcul du facteur de sécurité à l'état stationnaire montre une stabilité suffisante avec $FS= 1.52$ comme le montre la figure ci-dessous

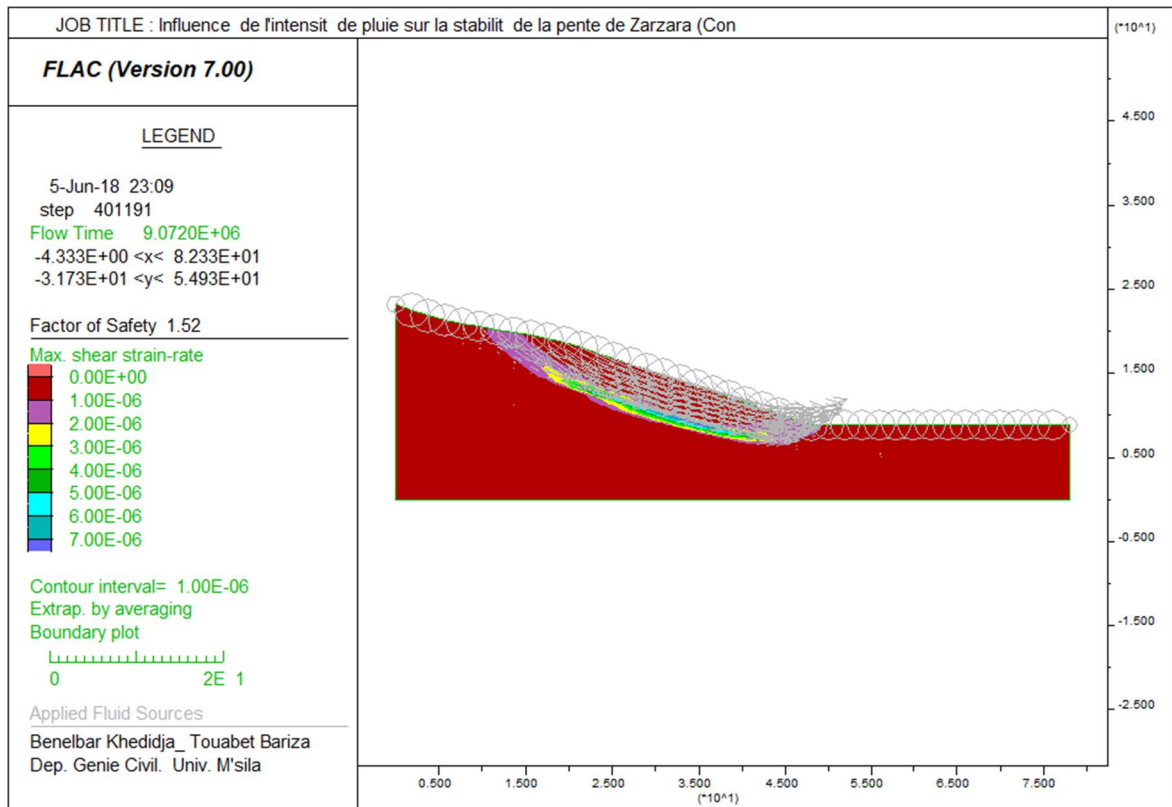


Figure IV.11 Facteur de sécurité (conditions initiales)

IV-4-2-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 :

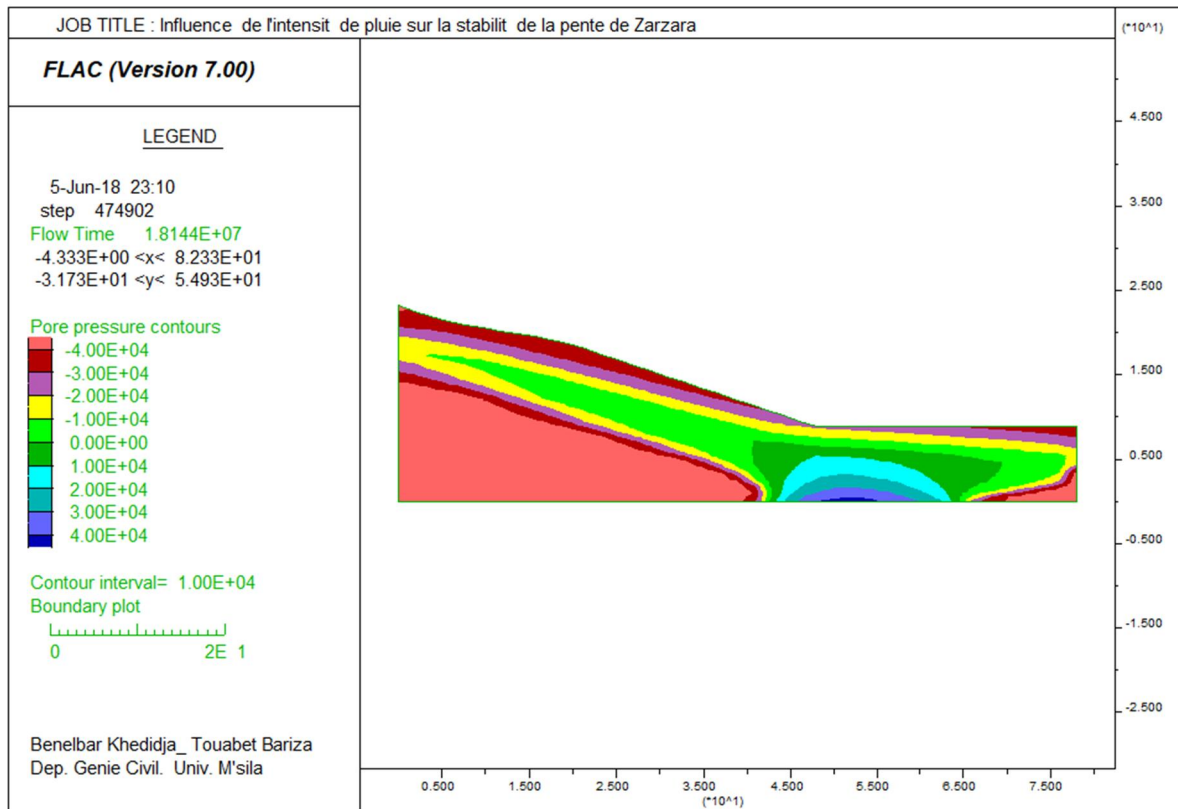


Figure IV.12: Pression interstitielle (Premier évènement de Pluie)

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

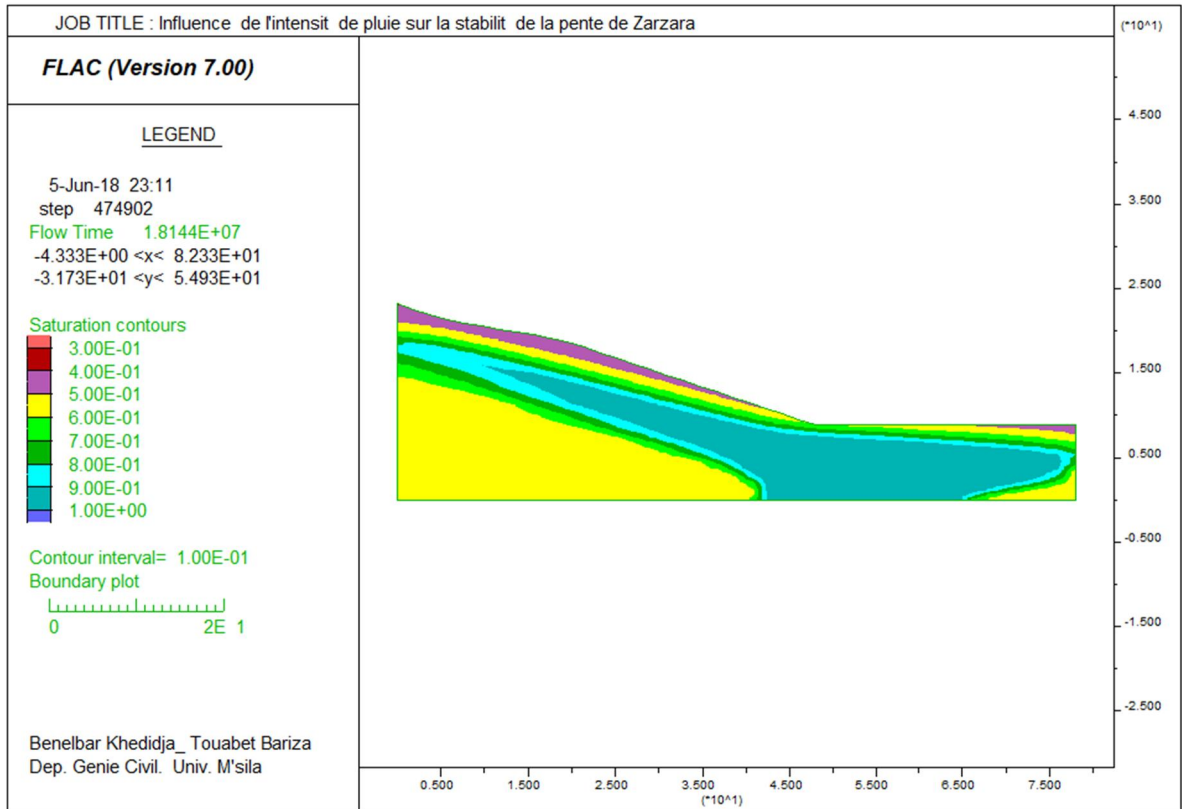


Figure IV.13: Distribution de la saturation (Premier évènement de Pluie)

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

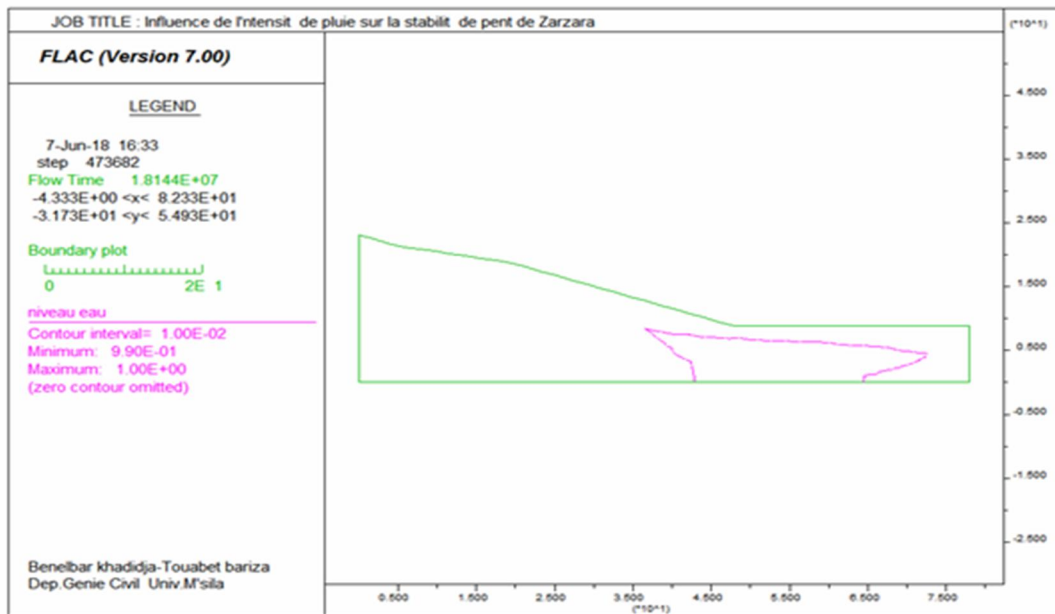


Figure IV.14: Niveau hydrostatique (Premier évènement de pluie)

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 initiale $F_s=1.40$, Comme le montre la figure ci-dessous

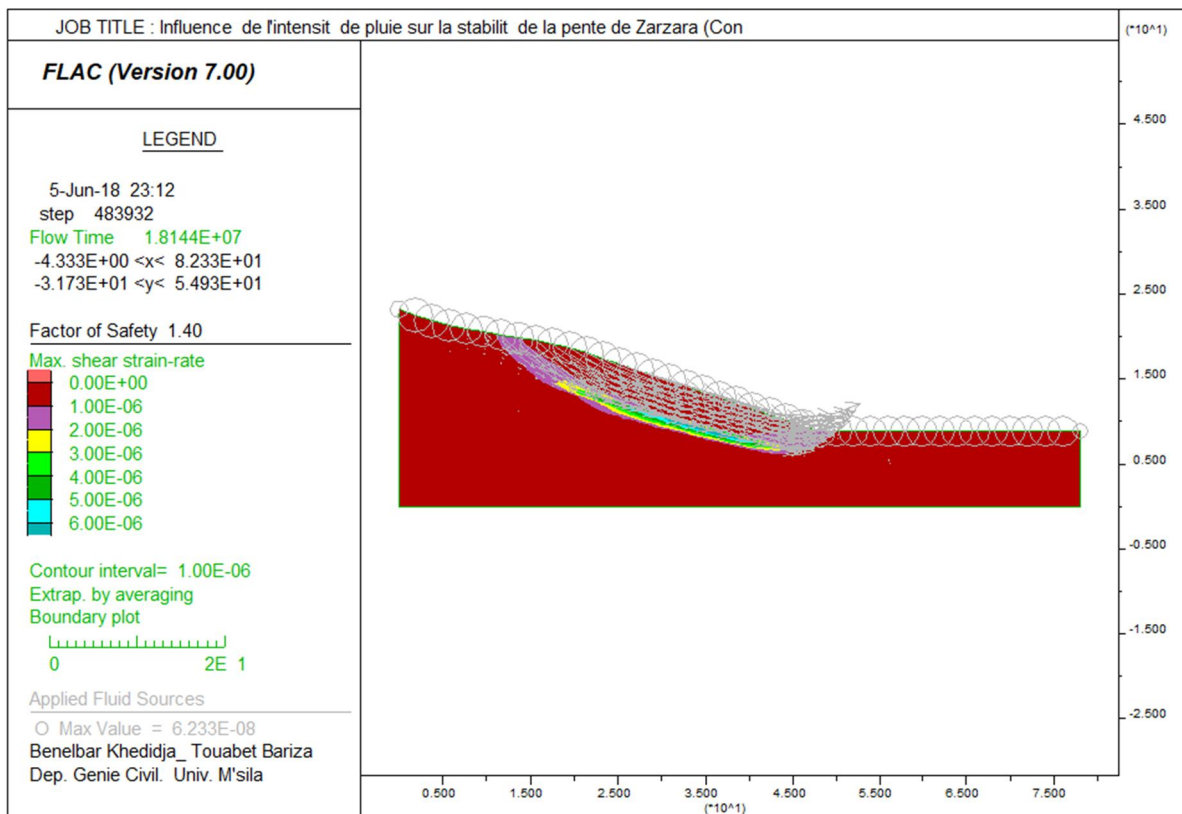


Figure IV.15 : Facteur de sécurité (Premier avènement de Pluie)

IV-4-3-Deuxième événement de pluie: intensité élevée de courte durée

Le deuxième évènement 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 évènement 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,

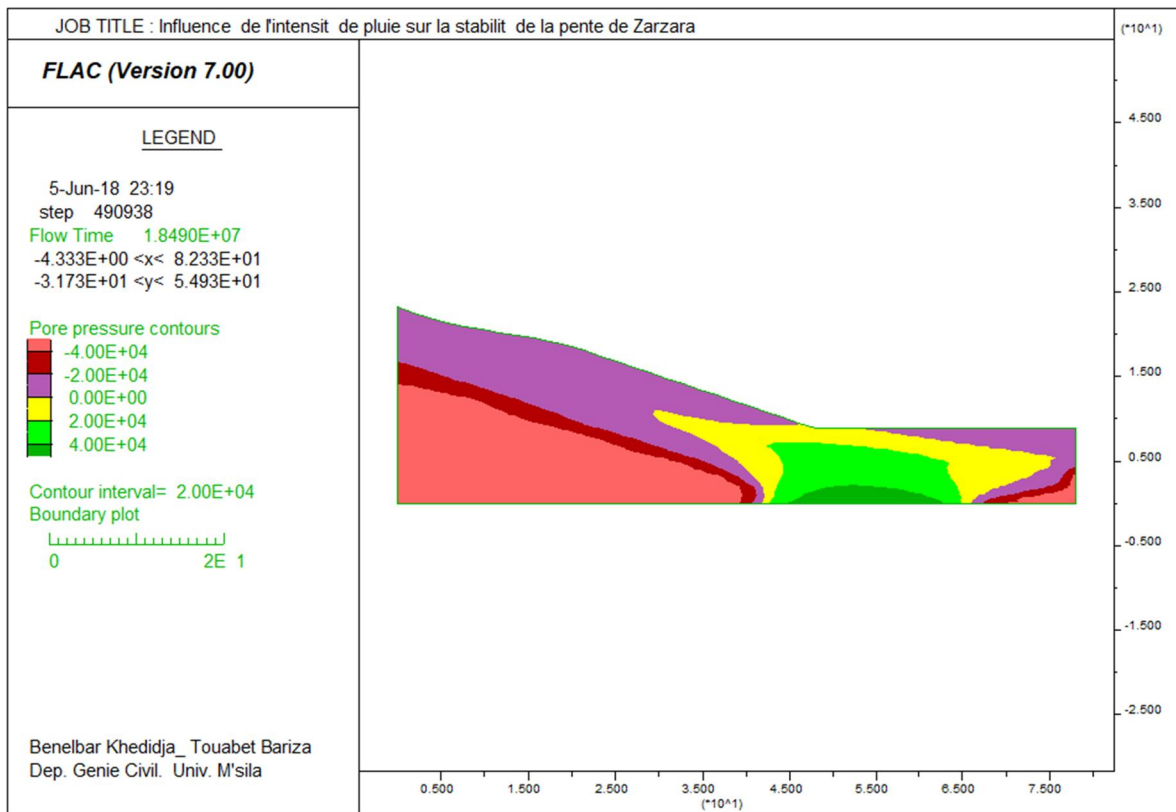
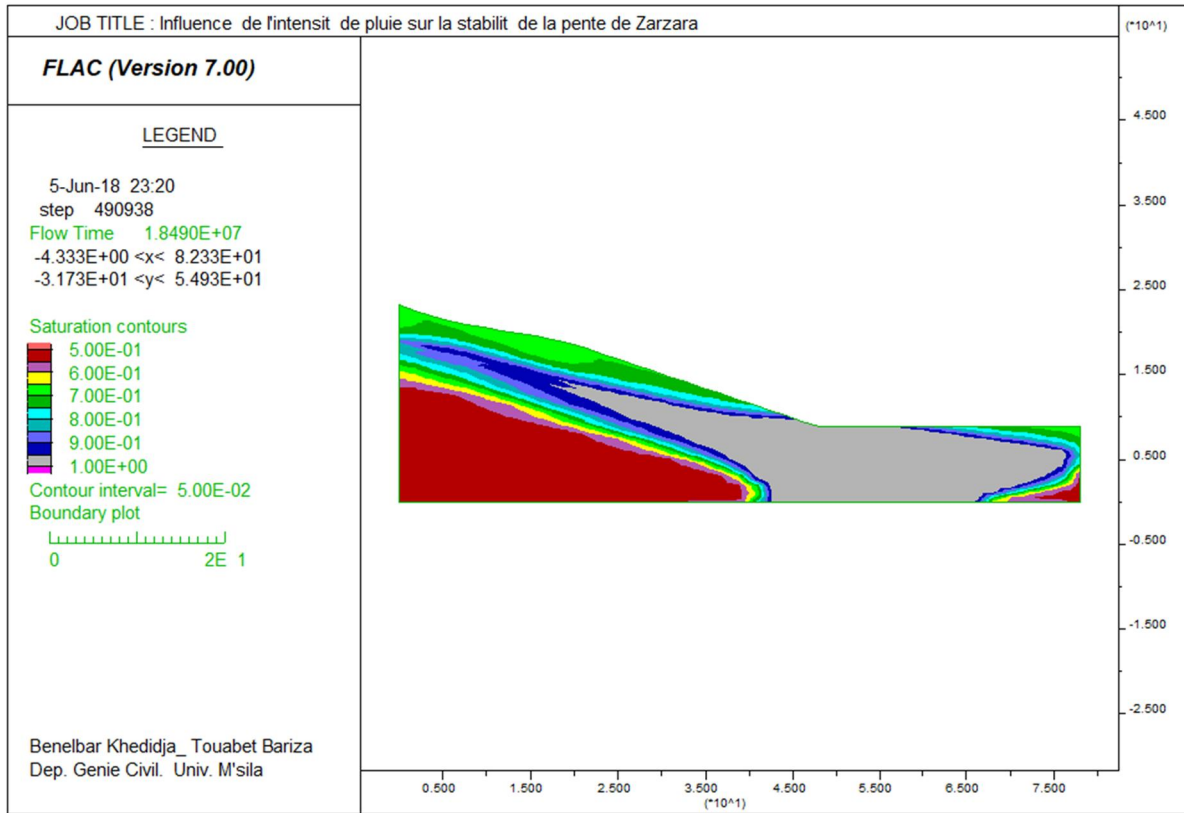


Figure IV.16 : Pressions interstitielles (Deuxième évènement de Pluie)

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



.Figure IV.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

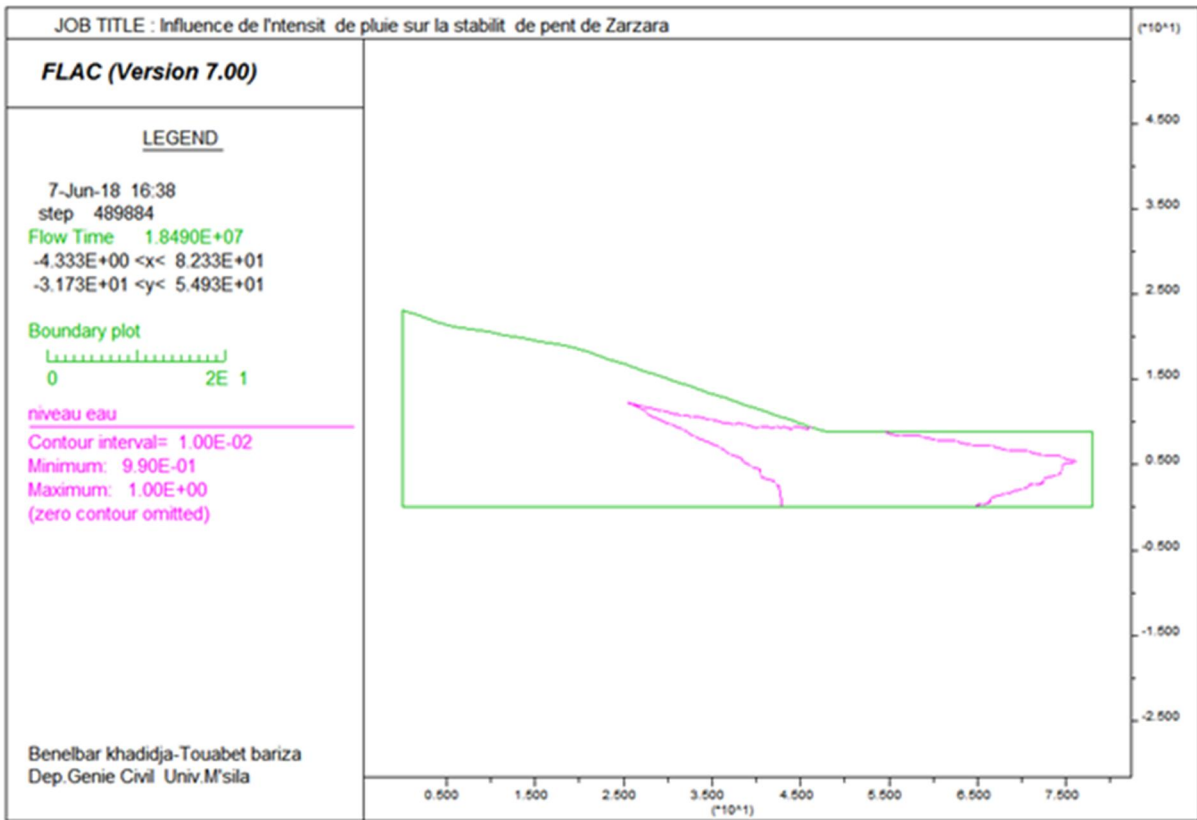


Figure .IV.18 : Niveau hydrostatique (Deuxième évènement de Pluie)

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

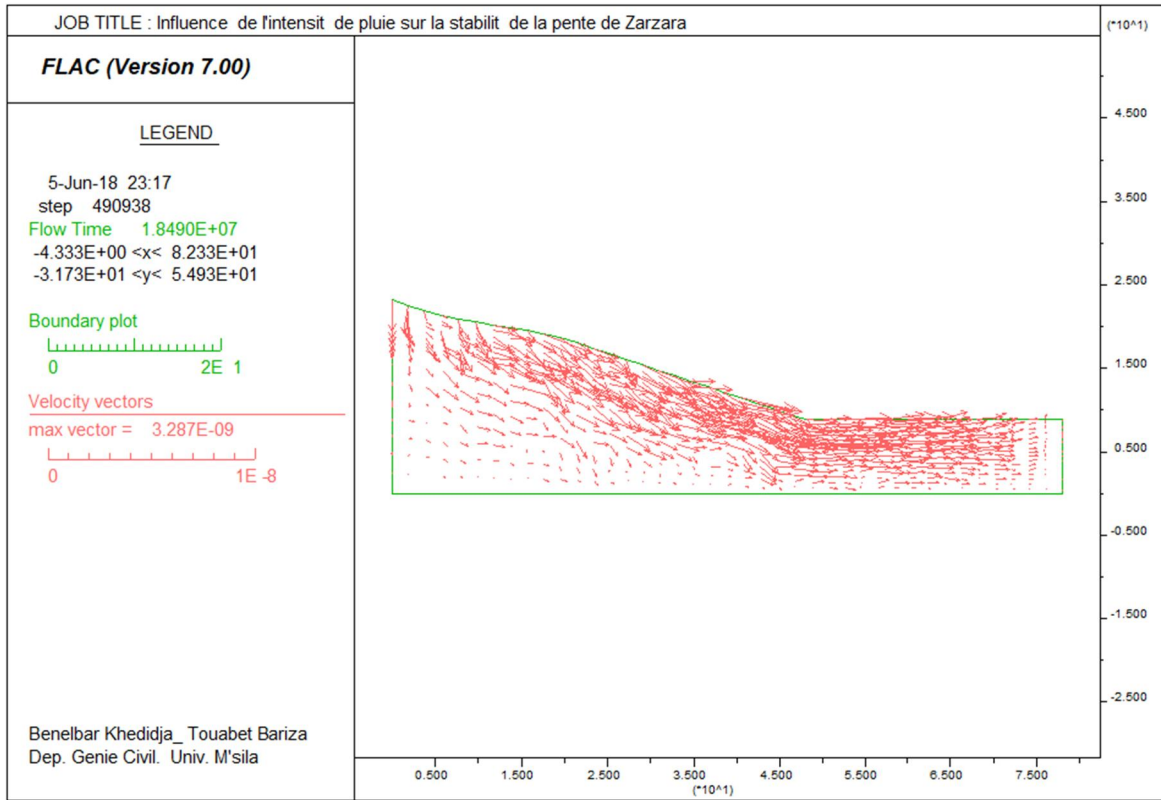


Figure IV.19 : Vitesses de déplacements (Deuxième évènement de Pluie)

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

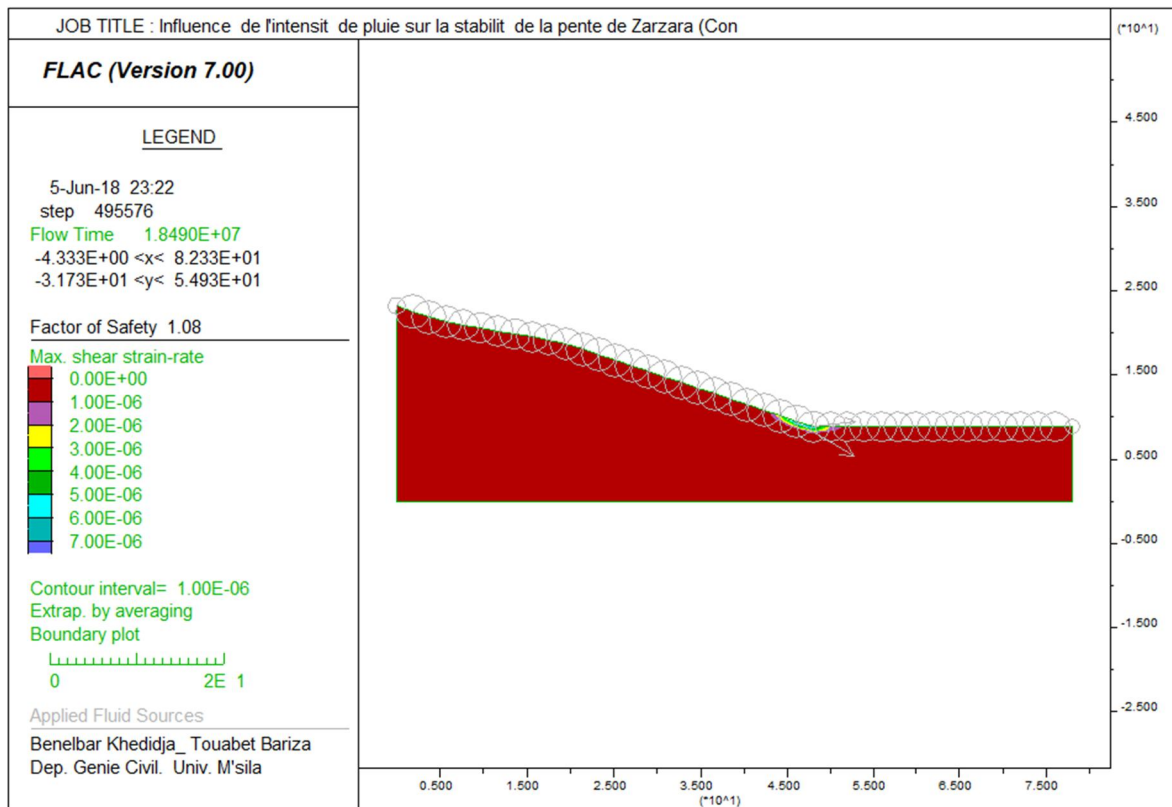


Figure IV.20 : Facteur de sécurité (Deuxième évènement de Pluie)

IV-5-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

Conclusion Générale

Conclusions générales

Cette étude nous a permis de déduire les conclusions suivantes:

- 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.
- Pour une précipitation donnée si son intensité reste inférieure à la perméabilité de l'eau à saturation et si la saturation en surface reste inférieure à la saturation maximale, l'eau de pluie s'infiltré totalement c'est une limite d'écoulement qui est prescrite, dans le cas contraire l'eau de pluie ruisselle à la surface et c'est une limite de pression interstitielle qui est alors prescrite.
- 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

- [1] 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.
- [6] Alonso, E., Gens, A., and Delahaye, C., Influence of rainfall on the deformation and stability of a slope in overconsolidated clays: a case study, *Hydrogeol. J.*, 11, pp. 174-192, 2003.
- [7] Garcia, E., and Uchimura, T., Estudio del mecanismo de falla de terraplenes debido a la infiltración de aguas lluvias mediante el monitoreo de presiones de poros y contenidos de agua, *Dyna*, 152, pp. 125-135, 2007.
- [8] Au, S., Rainfall and slope failure in Hong Kong, *Eng. Geol.*, 36, pp.141-147, 1993.
- [9] Okada, K. and Sugiyama, T., A risk estimation method of railway embankment collapse due to heavy rainfall, *Struct. Saf.*, 14, 131-150, 1994.
- [10] 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.
- [11] Tsaparas, I., Rahardjo, H., Toll, D., and Leong, E., Controlling parameters for rainfall-induced landslides, *Comput. Geotech.*, 29, pp. 1-27, 2002
- [12] Cai, F. and Ugai, K., Numerical analysis of rainfall effects on slope stability, *Int. J. Geomech.*, 4(2), pp.69-78, 2004.
- [13] 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.
- [14] Cho, S. and Lee, S., Instability of unsaturated soil slopes due to infiltration, *Comput. Geotech.*, 28, pp.185-208, 2001
- [16] 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.127- 132, 2009.
- [17] Oka, F., Kodaka, T., Kimoto, S., Kim, Y., and Yamasaki, N., An elasto-viscoplastic model and multiphase coupled FE analysis for unsaturated soil, *Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils*. Carefree, USA, pp. 124-131, 2006.

[18] Boer, R., Theory of porous media - past and present, *Z. Angew. Math. Mech.*, 78(7), pp. 441-466, 1998.

[20] 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.

[21] Kimoto, S. and Oka, F., An elasto-viscoplastic model for clay considering destructuralization and consolidation analysis of unstable behavior, *Soils Found.*, 45(2), pp. 29- 42, 2005.

[22] 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.

DTP : Direction des travaux publics Constantine

Annexe 1: Fichier Data

```
;Project Record Tree export
;File:C:\Users\KHADIDJA\Desktop\Benelbar_Touabet\Fichier
Data_Benelbar_Touabet.dat
;Units: SI: meter-kilogram-second;Title:Influence de l'intensité de
pluie sur la stabilité de la pente de Zarzara (Constantine)
;Branch 1:EP_Con_Init
; Source: <no name>
config tpflow extra 5
grid 40,16
gen 0.0,0.0 0.0,17.92 78.0,4.34 78.0,0.0 i=1,41 j=1,9
gen 0.0,17.92 0.0,18.94 78.0,5.33 78.0,4.34 i=1,41 j=9,11
gen 0.0,18.94 0.0,23.2 78.0,8.84 78.0,5.33 i=1,41 j=11,17
; Define nonlinear edges and interpolate subgrids
gen row 2,9 1.9580128 17.55302 3.9160256 17.186043 5.8740387
16.819061 &
 7.8320513 16.452084 9.7586775 15.950955 11.676262 15.411175
13.593845 &
 14.871396 15.511429 14.331618 17.429012 13.79184 19.346598
13.252061 &
 21.264181 12.712281 23.181765 12.1725025 25.099348 11.632725
27.016932 &
 11.092945 28.934513 10.553166 30.852098 10.013388 32.76968 9.473609
&
 34.687263 8.93383 36.604847 8.394051 38.522434 7.8542724 40.440014
&
 7.314494 42.3576 6.7747145 44.275185 6.2349358 46.19277 5.695157
48.13412 &
 5.309099 50.125175 5.244493 52.116238 5.1798863 54.107296 5.1152797
&
 56.09836 5.050673 58.089413 4.986067 60.080467 4.9214597 62.071526
&
 4.856853 64.062584 4.792247 66.05365 4.72764 68.04471 4.6630335
70.03576 &
 4.598427 72.026825 4.53382 74.017876 4.4692135 76.00894 4.404607
```

gen row 2,11 1.9536759 18.541136 3.9073517 18.142271 5.8610277
17.743406 &
7.8123536 17.334946 9.729207 16.785751 11.646061 16.236555
13.562914 &
15.687361 15.479767 15.138167 17.396622 14.588973 19.313475
14.039779 &
21.230328 13.490583 23.14718 12.941389 25.064037 12.392195 26.98089
11.843 &
28.897743 11.293805 30.814598 10.744611 32.73145 10.195416
34.648304 &
9.646221 36.56516 9.097027 38.48201 8.547832 40.398865 7.998637
42.31572 &
7.449443 44.232574 6.900248 46.14943 6.351053 48.098106 6.011137
50.091564 &
5.965728 52.085026 5.9203186 54.078484 5.8749094 56.071945 5.8295 &
58.065403 5.7840915 60.058865 5.738682 62.052322 5.6932726 64.04578
&
5.647864 66.03924 5.6024547 68.03271 5.5570455 70.02616 5.5116367 &
72.019615 5.4662275 74.01308 5.4208183 76.00654 5.375409
gen row 2,17 1.8890024 22.52509 3.778005 21.850174 5.696818
21.287354 &
7.6715317 20.934727 9.646244 20.582098 11.620958 20.229473 13.59567
&
19.876844 15.570385 19.524218 17.545097 19.17159 19.498962 18.73939
&
21.39293 18.078533 23.286898 17.417679 25.180862 16.756826 27.07483
&
16.095972 28.968796 15.435119 30.862764 14.774263 32.75673 14.11341
&
34.650696 13.452558 36.544662 12.791702 38.43863 12.130848
40.332592 &
11.469996 42.226566 10.80914 44.120525 10.148289 46.0145 9.487432
47.91074 &
8.84 49.916683 8.84 51.922646 8.84 53.92859 8.84 55.934544 8.84
57.940483 &
8.84 59.946438 8.84 61.952396 8.84 63.95834 8.84 65.964294 8.84
67.970245 &
8.84 69.9762 8.84 71.98215 8.84 73.9881 8.84 75.99405 8.84

```

gen bilinear i=1,41 j=1,9
gen bilinear i=1,41 j=9,11
gen bilinear i=1,41 j=11,17
model elastic i=1,40 j=1,8
model elastic i=1,40 j=9,10
model elastic i=1,40 j=11,16
; Define edge marks
mark i=1,41 j=9
mark i=1,41 j=1
mark i=1,41 j=11
group 'Argile marron sableuse' region 14 14
group 'Argile marneuse alt r e' region 8 10
group 'Argile marron compacte' region 12 4
model mohr notnull group 'Argile marron sableuse'
prop density=1900.0 bulk=2E8 shear=1E8 cohesion=0.0 friction=22.0 &
  dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'Argile marron sableuse'
model mohr notnull group 'Argile marneuse alt r e'
prop density=2000.0 bulk=2E8 shear=1E8 cohesion=0.0 friction=20.0 &
  dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'Argile marneuse alt r e'
model mohr notnull group 'Argile marron compacte'
prop density=2000.0 bulk=2E8 shear=1E8 cohesion=20000.0
friction=20.0 &
  dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'Argile marron compacte'
initial poro 0.3 region 14 14
initial poro 0.2 region 5 9
initial poro 0.1 region 6 7
initial wpermeability 1.0E-9 region 16 14
initial wpermeability 1.0E-11 region 10 10
initial wpermeability 3.7E-12 region 10 6
initial visrat 1.0
initial vga 0.46 region 31 15
initial vga 0.38 region 8 10
initial vga 0.336 region 20 5
initial vgpcw 0.0
initial vgpcnw 0.5
initial vgp0 15000.0
initial rsat 0.0
initial fmodulus 1000000.0

```

```

initial f2modulus 1.0
initial udcoe 0.0
water density=1000.0
fix x i 1
fix x i 41
fix x y j 1
set step=10000000
initial saturation 0.3748 region 18 15
initial saturation 0.4636 region 13 10
initial saturation 0.5266 region 14 8
initial pp -46599.0 region 28 15
initial pp -48151.0 region 18 10
initial pp -47887.0 region 10 7
call 'ajust_decharge.fis'
set _q1=2.7557e-8 _q2=5.787e-7
ajust_decharge
apply discharge 1.0 hist qna1 from 1,17 to 4,17
apply discharge 1.0 hist qnb1 from 4,17 to 11,17
apply discharge 1.0 hist qnc1 from 11,17 to 26,17
apply discharge 1.0 hist qnd1 from 26,17 to 41,17
initial nwpp 0.0
fix nwpp j 17
set gravity=10.0
set mechanical=off
history 999 unbalanced
solve age 9072000.0
save EP_Con_Init

;Branch 2:EP_Con_Init_mec
fix pp i 41 j 1 11
fix nwpp i 41 j 1 11
ini fmod= 1e-10 f2mod=0
set flow=off
set mechanical=on
solve elastic
save EP_Con_Init_mec

restore 'EP_Con_Init_mec'

```

```

;Branch 0:EP_Peu_Int
initial fmodulus 100000.0
initial f2modulus 1.0
set flow=on
set mechanical=off
set gwttime=0.0
solve age 1.8144E7
save EP_Peu_Int

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

restore 'EP_Peu_Int_Mec'
;Branch 0:EP_Int
apply discharge 1.0 hist qna2 from 1,17 to 4,17
apply discharge 1.0 hist qnb2 from 4,17 to 11,17
apply discharge 1.0 hist qnc2 from 11,17 to 26,17
apply discharge 1.0 hist qnd2 from 26,17 to 41,17
ini fmod 1e6
set flow=on
set mechanical off
solve age 1.849E7
save EP_Int

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

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

```

```

restore 'EP_Peu_Int_Mec'
;Branch 0:EP_INT_CC.sav
apply discharge 1.0 hist qna2 from 1,17 to 4,17
apply discharge 1.0 hist qnb2 from 4,17 to 11,17
apply discharge 1.0 hist qnc2 from 11,17 to 26,17
apply discharge 1.0 hist qnd2 from 26,17 to 41,17
ini fmod 1e6
set flow=on
set sratio =0.00
solve age 1.849E7
save EP_INT_CC.sav

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

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

;*** plot commands ***
;plot name: Pressions interstitielles
plot hold pp fill boundary
;plot name: Degré de saturation
plot hold saturation fill boundary
;plot name: niveau hydrostatique
plot hold boundary saturation alias 'niveau eau' min 0.99 max 1.0
int 0.01 &
  zero lmagenta
;plot name: déplacements
plot hold boundary displacement lblue
;plot name: vitesses

```

```
plot hold boundary velocity lred
;plot name: Contraintes sigma xx
plot hold boundary sxx fill
;plot name: Plot 1
plot hold boundary syy fill
;plot name: Plot 2
plot hold boundary sxy fill
```

Annexe 2: Fichier Fonction Ajust décharge

```
;Name:ajust_decharge
;Input:_q1/float/2.7557e-8/première vitesse d'infiltration des
précipitation
;Input:_q2/float/5.787e-7/seconde vitesse d'infiltration des
précipitation
def ajust_decharge
  a1=(23.2-21.41)/(5.01-00.00)
  a2=(21.41-18.91)/(19.01-5.01)
  a3=(18.91-8.84)/(47.87-19.01)
  a4=(8.84-8.84)/(78-47.87)
  _cos1=1/1+(a1*a1)
  _cos2=1/1+(a2*a2)
  _cos3=1/1+(a3*a3)
  _cos4=1/1+(a4*a4)
  qna1=_q1*_cos1
  qnb1=_q1*_cos2
  qnc1=_q1*_cos3
  qnd1=_q1*_cos4
  qna2=_q2*_cos1
  qnb2=_q2*_cos2
  qnc2=_q2*_cos3
  qnd2=_q2*_cos4
end
```