

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOHAMED EL-BACHIR EL-IBRAHIMI

BORDJ BOU-ARRERIDJ



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

REALISE EN VUE DE LA L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

DOMAINE : SCIENCES TECHNIQUE

FILIERE : GENIE CIVIL

SPECIALITE : GEOTECHNIQUE

Thème

ETUDE DE LA CORRELATION ENTRE
COMPRESSION, FLEXION ET COMPACTAGE
DE LA COUCHE SURFACIQUE D'UN TALUS
STABILISE PAR LES LIANTS HYDRAULIQUES

Présenté par :

- Badache Adel
- Lounissi Ibrahim

Soutenu devant le jury composé :

M^r. Messaouden Ibrahim

M^r. Deboucha Sadek

M^{me}. Tabet Souad

M^r. kessal oussama

Président

Encadreur

Examineur

Examineur

Année universitaire : 2019-2020

Dédicaces

« Nous dédions ce modeste travail :

À toute la famille Badache et Lounissi,

À nos chers parents,

Et mes frères et sœurs, à tous les amis et mes

Proches "Chouaib, M et Tarek, B" et à tous personne ayant

contribué à ce travail

De près ou de loin. »

Remerciements

D'abord, nous remercions Dieu pour tout.

Nous remercions en second nos parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien, mes sœurs et mes Amis pour leurs soutient.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à

Tous mes enseignants, et en particulier notre promotrice de

*Mémoire **Mr. Deboucha Sadek** : mon professeur, et mon Encadreur, Pour ses nombreux conseils, et sa disponibilité. Nous remercions également le président et les membres de Jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.*

Abstract

Slope stabilization becomes a primary significance in Algeria. The problems caused by the landslide phenomena that primarily affect natural slopes. Annually, they cause huge damage in Algeria and worldwide, cause economic for substructure.

The main objective of our work is to analyze the correlation between fundamental tests as Compaction, Compression strength, Water Absorption, and plasticity index.

To achieve the goal of this research we have used the previous results of slope located at the road No 35 near the town of El Amir Abd-el-Kader connecting the city of Ain Temouchent to the city of Tlemcen. This analysis includes the correlation between compaction and compression strength, compaction and flexural strength, plasticity index and compression, moreover plasticity index with porosity.

The results that we have got allowed us to see that, the results for most tests going in a positive way, which increasing maximum dry density by increasing compression also increasing maximum dry density decrease water absorption. However, when the plasticity index decreased the compression and maximum dry density increased.

In the end, we can conclude that the improvement of the physical and mechanical properties of soil by the addition of hydraulic binders can be a suitable solution to protect the surface slope from erosion.

Keywords: Slope stabilization, physical and mechanical properties, correlation

RÉSUMÉ

La stabilisation des pentes est devenue une importance majeure en Algérie. Les problèmes causés par des phénomènes de glissement de terrain qui affectent principalement sur les versants naturels. Chaque année, ils causent d'énormes dégâts en Algérie et dans le monde entier, et ils provoquent également des dommages importants au niveau des sous-structures économiques.

L'objectif principal de notre travail est d'analyser la corrélation entre les tests fondamentaux comme compactage, compression, absorption de l'eau, et l'indice de plasticité.

Pour atteindre l'objectif de cette recherche, on a utilisé les résultats précédents de la pente située sur la route nationale RN35 près de la ville d'El Amir Abd-el-Kader reliant la ville d'Ain Temouchent à la ville de Tlemcen. Cette analyse inclut la corrélation entre le compactage et la compression, le compactage et la force de flexion, l'indice de plasticité et la compression, en outre l'indice de plasticité avec la porosité.

En comparant nos résultats et ceux de la plupart de tests réalisés par nos antécédents, on remarque que ces résultats s'apparentent énormément et vont en s'améliorant.

Si la masse volumique sèche augmente, d'une part, la compression augmente et d'une part, l'absorption de l'eau diminue.

Cependant, lorsque l'indice de plasticité diminue, la compression et la masse volumique sèche augmentent.

En fin de compte, nous pouvons conclure que l'amélioration des propriétés physiques et mécaniques du sol par l'ajout de liants hydrauliques peut être une solution appropriée pour protéger la pente de surface de l'érosion.

Mots clés: Stabilisation des pentes, propriétés physiques et mécaniques, corrélation

ملخص

إستقرار المنحدرات أصبح أهمية أساسية في الجزائر. والمشاكل الناجمة عن ظواهر الانهيارات الأرضية التي تؤثر في المقام الأول على المنحدرات الطبيعية. فهي تسبب سنويا أضرارا هائلة في الجزائر وفي جميع أنحاء العالم، وتتسبب أيضا أضرارا كبيرة في الهياكل الاقتصادية الهدف الرئيسي من عملنا هو تحليل العلاقة بين الاختبارات الأساسية مثل الضغط، مقاومة الضغط، امتصاص الماء، ومؤشر اللدونة.

ولتحقيق الهدف من هذا البحث، استخدمنا النتائج السابقة للمنحدر الواقع على الطريق رقم 35 بالقرب من بلدة الأمير عبد القادر التي تربط مدينة عين تيموشنت بمدينة تلمسان. ويشمل هذا التحليل العلاقة بين الضغط ومقاومة الضغط، وضغط وقوة الإنحناء، مؤشر اللدونة والضغط، علاوة على ذلك مؤشر اللدونة مع المسامية. النتائج التي تحصلنا عليها سمح لرؤية ذلك، ونتائج معظم الاختبارات تسير بطريقة إيجابية، والتي تزيد من الحد الأقصى للكثافة الجافة عن طريق زيادة الضغط أيضا زيادة الحد الأقصى للكثافة الجافة يقلل امتصاص الماء. ومع ذلك، عندما انخفض مؤشر اللدونة والضغط وزيادة الحد الأقصى للكثافة الجافة. في النهاية، يمكننا أن نستنتج أن تحسين الخواص الفيزيائية والميكانيكية للتربة عن طريق إضافة المجلدات الهيدروليكية يمكن أن يكون حلاً مناسباً لحماية المنحدر السطحي من التآكل

الكلمات الرئيسية : استقرار المنحدر، الخصائص الفيزيائية والميكانيكية، الارتباط

ABRÉVIATION

Rc: Résistance de compression immergée.

Rc: Résistance de compression humide.

γ : La masse volumique sèche.

Abs: L'absorption d'eau.

Rf: Résistance de flexion immergée.

Rf: Résistance de flexion humide.

IP: Indice de plasticité.

W: teneur en eau optimum.

Ph: poids humide.

W: la teneur en eau.

WL: la limite de liquidité.

WP: la limite de plasticité.

Ws: la limite de retrait.

IL: indice de liquidité.

Ic: indice de consistance.

M: la masse sèche.

M: la masse saturée.

Fs: coefficient de sécurité.

C: la cohésion.

Liste Des Tableaux

CHAPITRE PREMIER

Tableau I.01 : Précipitations moyennes mensuelles, station de Béni-Saf (1997-2014).....	5
--	---

CHAPITRE DEUXIEME

Tableau II-01 :Formes d'érosion hydrique (Roose ,1994).....	23
Tableau II-02 : Butée de pied.....	30
Tableau II-03 : Allègement en tête	31
Tableau II-04 : Reprofilage.....	32
Tableau II.05 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité.....	41
Tableau II.06 : Valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions....	41

CHAPITRE TROISIEME

Tableau III.01 : Déterminations du degré de plasticité d'un sol par l'indice de plasticité.....	57
Tableau III.02 : L'indice de consistance.....	57

CHAPITRE QUATRIEME

Tableau IV.01 : Synthèse des résultats d'essais Proctor	61
Tableau IV.02 : Indice de plasticité (Sans liant hydrauliques)	61
Tableau. IV.03 : Résultat de l'indice de plasticité IP (5%liant hydraulique.....	62
Tableau. IV.04 : Résultat de l'indice de plasticité IP (10%liant hydraulique)	62
Tableau IV.05 : Résultat de la résistance à la compression Rc en fonction du	64
Tableau IV.06 : Résultat de la résistance à la compression Rc en fonction du temps (5% de Liant hydraulique).....	64
Tableau IV.7 : Résultat de la résistance à la compression Rc en fonction du temps (10% de Liant hydraulique).....	66

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

CHAPITRE PREMIER

Figure I-01: Géolocalisation sur la carte d'Algérie.....	2
Figure I.02 : Cadre géologique de la wilaya d'Ain-Temouchent d'Algérie au 1 / 500.000). ...	4
Figure I.03 : Variations des précipitations moyennes mensuelles.....	5
Figure I.04: Image satellitaire indiquant la position du site [Google Earth]	6
Figure I.05: Vue en face de la pente globale	7
Figure I.06 : Géométrie de la pente globale	7
Figure I.07 : Vue en face de la pente globale	8
Figure I.08 : Désordre sur la couche 1	8

CHAPITRE DEUXIEME

Figure II.01 : Morphologie générale d'un glissement de terrain..	10
Figure II.02 : Les différents types de mouvements de terrain.....	11
Figure II.03 : Eboulement d'Aokas, Bejaïa 2015	12
Figure II.04 : Glissement plan.....	13
Figure II.05 : Glissement rotationnel.	13
Figure II.06 : Glissement quelconque.	14
Figure II.07 : Différentes types de rupture circulaire.....	14
figure II.08 : Instabilités de remblais dans une Terrain plat.....	15
Figure II.09 : Instabilités de remblais sur versant	15
Figure II.10 : Fluage.....	16
Figure II.11 : Schéma de principales coulées boueuses	17
Figure II.12 : Lave torrentielle (Suisse 2005).	18
Figure II.13 : coulée de boue (BRASIL	18
Figure II.14 : Surcharge de Remblai au sommet de talus	19
Figure II.15: Les déblais ou les excavations à la base du talus (Rhône, France).....	20
Figure II.16: Un glissement de terrain causé par les conditions hydrauliques.....	20
Figure II.17: Un glissement de terrain causé par la présence	21
Figure II.18 : Erosion hydrique en rigole.....	23
Figure II.19 : Érosion hydrique de type linéaire	23
Figure II.20 : Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol.....	26
Figure II.21 : un glissement de terrain à cause Les sollicitations sismiques.....	27
Figure II.22 : un glissement de terrain à cause Les éruptions volcaniques.....	27
Figure II.23 : Glissements de terrain en Chine	28
Figure II.24 : Glissement dans le quartier de Sidi Aissa sur la bretelle Kouba à Ain Achir ..	29
Figure II.25 : Coupe géologique dans l'axe du glissement de terrain localisé	29
Figure II.26 : la bute de pied	30
Figure II.27 : Allègement en tête.	31
Figure II.28 : Reprofilage.....	32

LISTE DES FIGURES

Figure II.29 : Exemple d'ouvrage d'assainissement	33
Figure II.30 : Coupe d'une tranchée drainante.....	33
Figure II.31 : Exemple de drains subhorizontaux	34
Figure II.32 : Drains subhorizontaux	34
Figure II.33 : Galerie drainante	35
Figure II.34 : Réalisation du masque drainant	35
Figure II.35 : Exemple d'ouvrage souple.....	36
Figure II.36 : type d'ouvrage rigide	37
Figure II.37 : Exemple de tirants d'ancrage actif.....	38
Figure II.38 : Exemple de stabilisation de talus par clouage	38
Figure II.39 : Clouage de pieux.....	39
Figure II.40 : Exemple de talus de déblai dans des sols de la matrice meuble érodés.....	39
Figure II.41 : Description de la surface de rupture.	40
Figure II.42 : Description de découpage en tranches avec la surface de rupture.....	43
Figure II.43 : Forces agissant sur la tranche n	43
Figure II.44 : Définition de la surface de glissement.	43
Figure II.45 : Equilibre d'une tranche de sol	44
Figure II.46 : Equilibre d'une tranche de sol (Fellenius).	46
Figure II.48 : Forces considérées dans la méthode de JANBU.....	48
Figure II.49 : Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture	50

CHAPITRE TROISIEME

Figure III.01 : Appareil CBR adapté à l'essai de compression.....	51
Figure III.02 : Ensemble des étapes montrant le déroulement de l'essai de compressions simple uni axial	52
Figure III.03 : Ensemble des étapes montrant le déroulement de l'essai l'absorption d'eau .	53
Figure III.04 : Courbe de l'essai Proctor normal et modifié.....	55
Figure III.05 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).....	55
Figure III.06 : Les matériels utilisés.	58
Figure III.07 : Le mortier malaxé.	58
Figure III.08 : Le remplissage de la coupelle de Casagrande	58
Figure III.09 : Machine de flexion.....	59
Figure III.10 : Ensemble des étapes montrant le déroulement de l'essai de flexion.....	59

CHAPITRE QUATRIEME

Figure IV.1 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et l'indice de plasticité.....	62
Figure IV.2 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et la résistance à la compression à l'état humide.....	65
Figure IV.3 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et la résistance à la compression à l'état immergé	66

LISTE DES FIGURES

Figure IV.4 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et L'absorption d'eau	68
Figure IV.5 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et la porosité	69
Figure IV.6 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et La résistance à la flexion à l'état humide	70
Figure IV.7 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et La résistance à la flexion à l'état immergé	71
Figure IV.8 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et La résistance à la compression à l'état humide	72
Figure IV.9 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et La résistance à la compression à l'état immergé	74
Figure IV.10 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et La résistance à la flexion à l'état humide	75
Figure IV.11 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et La résistance à la flexion à l'état immergé	76
Figure IV.12 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et La porosité	77
Figure IV.13 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et l'absorption d'eau	78
Figure IV.14 : Evolution de la Masse Volumique Sèche – Teneur en liant hydraulique.....	79
Figure IV.15 : Evolution de la résistance à la compression humide– Teneur en liant hydraulique	80
Figure IV.16 : Evolution de la résistance à la compression immergé– Teneur en liant hydraulique.....	81
Figure IV.17 : Evolution de la résistance à la flexion humide– Teneur en liant hydraulique.	81
Figure IV.18 : Evolution de la résistance à la flexion immergé– Teneur en liant hydraulique	82
Figure IV.19 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la porosité	83
Figure IV.20 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur l'absorption d'eau	83

SOMMAIRE

CHAPITRE PREMIER : CADRE GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE	
INTRODUCTION GENERALE	1
I. INTRODUCTION	3
I.1. Problématique	3
I.2. Objectifs de l'étude et démarche scientifique	3
I.3. Situation géographique	4
I.4. Géologie	4
I.5. Le climat	6
I.6. Emplacement du site	8
I.7. Situation actuelle de la pente globale	9
I.8 : Conclusion	10
CHAPITRE DEUXIEME : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS	
II. INTRODUCTION	11
II.1. Généralités sur les glissements de terrain	11
II.2. Définition des glissements de terrain	11
II.3. Morphologie générale d'un glissement de terrain :	12
II.4. Classification des mouvements de terrain	13
II.4.1. Eroulement (L'éboulement) et chutes de blocs :	14
II.4.2. Les différents types de glissements :	14
II.4.3. Le Fluage :	18
II.4.4. Les écoulements (coulées boueuses et laves torrentielles) :	19
II.5. Principales Causes Des Glissements	21
II.5.1. Les causes dues à l'intervention humaine :	21
II.5.2. Les causes dues à des surcharges au sommet du talus :	21

SOMMAIRE

II.5.3. Les déblais ou l'excavation a la base du talus :	22
II.5.4. Les conditions hydrauliques :	22
II.5.5. La présence d'érosion :	23
II.5.6. Les causes naturelles :	27
II.6. Exemples de glissement survenu dans le monde :	30
II.7. Exemples de glissement survenu en Algérie, (AFPS 2003) :	30
II.8. Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation	31
II.8.1. Terrassements	31
II.8.1.1. Remblai de pied des talus	32
II.8.1.2. Allègement en tête	33
II.8.1.3. Reprofilage	33
II.8.2. Stabilisation par drainage	34
II.8.3. Stabilisation par renforcement	37
II.8.4. Protection superficielle	41
II.9. Méthodes de calcul de stabilité des pentes	42
II.9.1. Définition du critère de rupture	42
II.9.2. Coefficient de sécurité FS :	42
II.9.3. Choix de la méthode de calcul	44
II.10. Conclusion	54
CHAPITRE TROISIEME : PROGRAMME D'ESSAIS	
III. INTRODUCTION	56

III.1. Essai de compressions (NF EN 206-1) :	56
III.2. L'absorption d'eau (NF-1097-6) :	58
III.3. La Porosité (NF P18-459) :	59

SOMMAIRE

III.4. Essai Proctor (NF P94-053)	60
III.5. Essai limite d'Atterberg (NF P94-051) :	61
III.6. Essai de Flexion (EN 12390-4) :	64
III.7. Conclusion	66
CHAPITER QUATRIEME : RESULTATS DES ESSAIS ET INTERPRETATIONS	
IV. INTRODUCTION	67
IV.1 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur le γ_d et IP	67
IV.1.1: Synthèse et interprétation	69
IV.1.2: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique sur γ_d et IP	70
IV.2 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur le γ_d et Rc h, Rc imrg	71
IV.2.1: Synthèse et interprétation à l'état humide	71
IV.2.3: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique sur γ_d et Rc h, Rc imrg	73
IV.3 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur le γ_d et Abs	74
IV.3.1: Synthèse et interprétation	74
IV.4 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur le γ_d et la porosité	75
IV.4.1: Synthèse et interprétation	75
IV.4.2: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique avec γ_d et Abs et la porosité	76
IV.5 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur le γ_d et (Rf h, Rf imrg)	76
IV.5.1: Synthèse et interprétation à l'état humide	76
IV.5.2: Synthèse et interprétation à l'état immergé	77
IV.5.3: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique avec γ_d et (Rf h, Rf imrg)	78
IV.6 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur IP et (RC h, RC imrg)	79
IV.6.1: Synthèse et interprétation à l'état humide	80

SOMMAIRE

IV.6.2: Synthèse et interprétation à l'état immergé	80
IV.6.3: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique avec IP et Rc imrg, Rc imrg	81
IV.7 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur IP et la Rf h, Rf imrg	81
IV.7.1: Synthèse et interprétation à l'état humide	81
IV.8 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur IP et la porosité	82
IV.8.1: Synthèse et interprétation	83
IV.9 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur IP et Abs	84
IV.9.1 : Synthèse et interprétation	84
IV.9.2: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique avec Ip et Abs et la porosité	85
IV.10 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur γ_d max	84
IV.11 : Influence du pourcentage de liant hydraulique sur Rc h	85
IV.12 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur Rc imrg	86
IV.13 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur Rf h	87
IV.15 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur la porosité	88
IV.16 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur Abs	89
IV.17. Conclusion	89
CONCLUSIONS GÉNÉRALES	
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES	90
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	92

I. Introduction générale

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Cependant une longue expérience a été acquise tant sur les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

L'étude qui suit est générale et pourra être appliquée à l'ensemble de ces ouvrages que nous appellerons «talus».

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...) et par leur dimension (certains glissements, comme celui de la Clapiers dans les Alpes Maritimes, peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m³).

Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie) c'est-à-dire par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains (naturels ou minés), les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau, ... Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Cependant, dans la pratique, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes :

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur,
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus, ...
- sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée. (Marni Sandid Iheb., 2014)

Les travaux de recherche dans cette thèse sont présentés sous forme de 4 chapitres en plus de l'introduction et la conclusion

Le premier chapitre consiste à la présentation du site d'étude et ses caractéristiques géologique et géotechnique

Le deuxième chapitre contient une étude bibliographique dans laquelle, nous identifions l'état des connaissances des phénomènes de glissement de terrain ainsi que leurs caractéristiques et les méthodes permettant de calculer leurs stabilités.

Le troisième chapitre est consacré à la description de l'ensemble des essais d'identification, d'essais mécaniques et des essais hydraulique utilisés dans la réalisation de cette étude

Le quatrième chapitre vise à présenter les résultats, leurs analyses ainsi que leurs interprétations et la corrélation entre le pourcentage d'ajout de liant hydraulique en fonction la masse volumique sèche et l'indice de plasticité, compression simple et l'absorption d'eau

Le cinquième chapitre c'est une **conclusion générale** pour rassembler, analyser et commenter les résultats obtenus et les perspectives dans les futures études.

PREMIERE PARTIE

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

**CADRE GENERAL DE LA ZONE
D'ETUDE**

CHAPITRE PREMIER

CADRE GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE

I. INTRODUCTION

Dans le cadre des études de glissement de talus, nous présentons dans ce chapitre l'ensemble des travaux de reconnaissance géologique et géotechnique établis sur le glissement de talus survenu sur le site dit que situé à proximité de la commune El Amir Abdelkader, wilaya d'Ain Témouchent.

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques tels que les cartes géographiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes...etc.

I.1. Problématique

Il y a souvent des problèmes de stabilité des pentes dans la construction des routes, des canaux, et des digues et des barrages. En plus des glissements de terrain, qui sont des mouvements de sol qui affectant les talus et les versants naturels, ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (fortes pluies, érosion de berge, séisme, par exemple) ou d'une action directe de l'homme, telles que les travaux de terrassement ou déforestation.

Les études géologiques et géotechniques du terrain sont le plus souvent motivées par la recherche de solutions à apporter à un mouvement du sol.

I.2. Objectifs de l'étude et démarche scientifique

L'objectif principal de notre étude est de stabilisé le sol appartenant au talus d'El Amir Abdelkader avec ajouts de liants hydrauliques. notre choix s'est porté sur cette technique du fait qu'elle est moins couteuses et plus facile à réaliser sur site comparé aux méthodes traditionnelles (Murs de soutènement, tirant d'ancrage...) toute en prenant en considération le type de sol constitué de plus de 50% de sable qui s'adapte parfaitement a cette technique.

Le but attendu de cette technique est la diminution de la perméabilité et l'amélioration des paramètres mécaniques, physique et hydraulique du sol traité.

Pour démuni le cout final, stabilisé même sol du talus pour protégé ce talus a l'érosion

I.3. Situation géographique

Au niveau régional, Ain-Temouchent appartient à la région Nord-Ouest du territoire algérien. Elle occupe du point de vue géographique une situation privilégiée en raison de sa proximité par rapport à trois grandes villes à savoir : la wilaya d'Oran au Nord-Est (72 Km), la wilaya de Sidi Bel Abbés au Sud-Est (63 Km), la wilaya de Tlemcen au Sud-Ouest (69 Km) et au Nord-Ouest la mer méditerranée qui la borde sur une distance de 80 km environ (<http://monographies-algerie.blogspot.com>, 2015 ; Chemouri. 2013).



Figure I-01: Géolocalisation sur la carte d'Algérie, (Chemouri. 2013)

I.4. Géologie

La structure géologique de la région est constituée par des formations volcaniques de type basaltique et de cendres volcaniques, qui doivent leur apparition aux éruptions du pliocène et quaternaire. Ces formations recouvrent toute la partie Sud-Est et Sud d'Ain Témouchent allant jusqu'aux secteurs de Chaabat El Leham, Béni Saf et Ain Tolba (Evhydal, 2012). En général, on distingue (**Figure I.02**) (Chemouri, 2013):

- **Miocène** : Le Miocène post-nappe est discordant sur le Miocène synchro-nappe, il affleure au niveau de la plâtrière (Village Emir Abdelkader). Plusieurs critères sédimentaires permettent de le différencier : l'apparition du gypse, l'apparition des formations volcaniques (laves et pyroclastes), l'apparition des récifs et la disparition du Trias et des blocs exogènes ;

- **Pliocène discordant post-nappes** : Le pliocène est discordant sur le Miocène post-nappe. Il est constitué de grès jaunâtre mollassique. Ce grès astien fossilifère renferme plusieurs

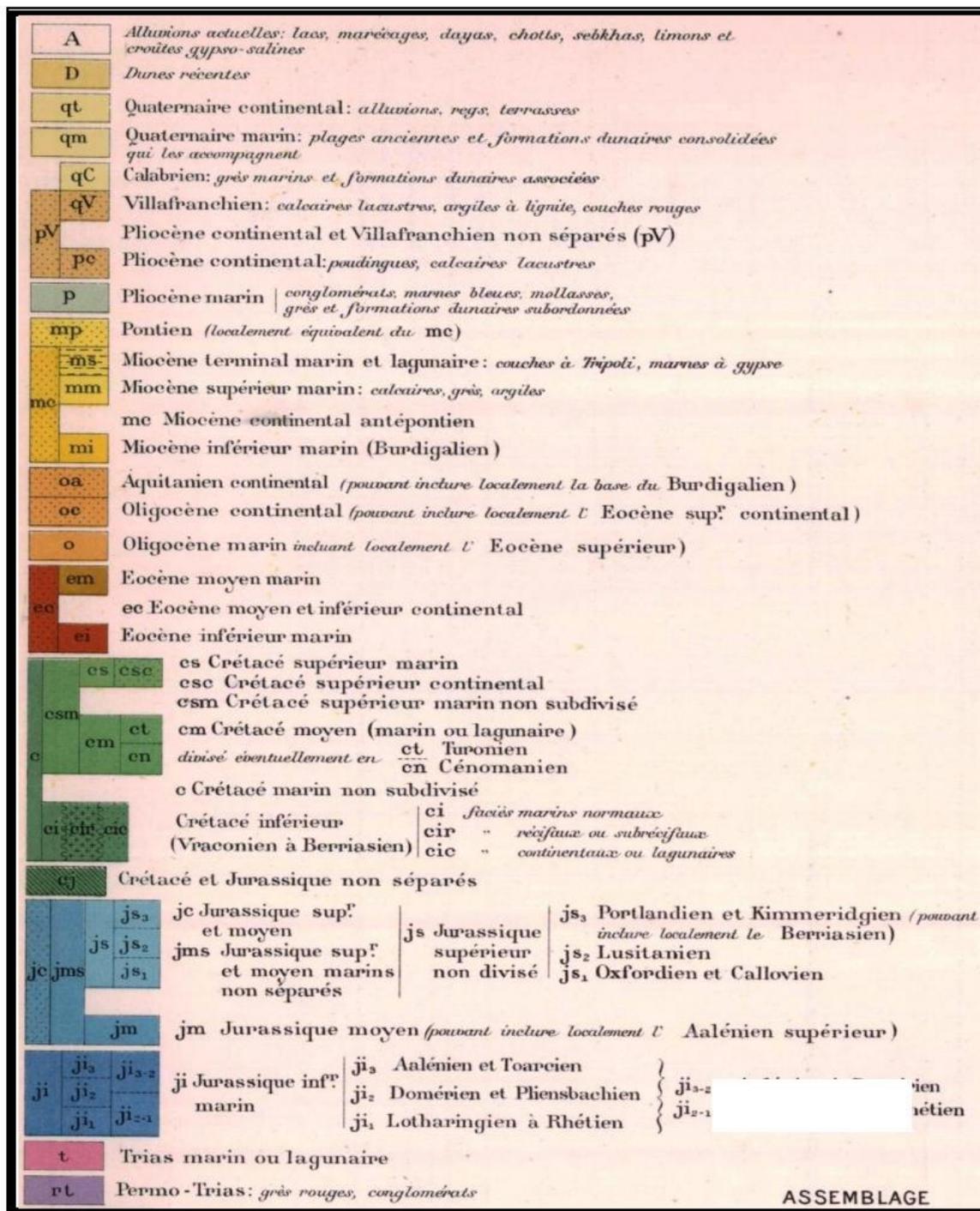


Figure I.02 : Cadre géologique de la wilaya d’Ain-Temouchent (Extrait de la carte géologique d’Algérie au 1 / 500.000) (Chemouri, 2013).

I.5. Le climat

La wilaya d’Ain Témouchent a un climat méditerranéen, caractérisé par un été chaud et un hiver tempéré.

Le régime climatique se caractérise par des vents qui n'apportent généralement que peu d'humidité (vents de direction Nord - Ouest, Sud - Est), lors de leur passage sur les reliefs Marocains et Espagnols, ces vents perdent une grande partie de leur humidité.

Par ailleurs, les reliefs méridionaux (Sebaa Chioukh, Tessala, Monts de Tlemcen) ont une influence favorable en entravant l'arrivée des vents continentaux secs et chauds du Sud (SIROCCO). (http://www.andi.dz/PDF/monographies/Ain_temouchent.Pdf)

Les précipitations moyennes annuelles varient de 350 à 540mm et les apports Superficiels totaux sont estimés à 47 millions de m³.

La répartition moyenne des précipitations se présente comme suit :

- ✓ Le long du littoral une moyenne de 300 mm/an.
- ✓ Les plaines sub-littorales : 400 à 500 mm/an.
- ✓ Les hauteurs de Tessala : Plus de 500 mm/an.

Tableau I.01 : Précipitations moyennes mensuelles, station de Béni-Saf (1997-2014).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne mensuelle (mm)	59.6	25.7	39.2	31.0	17.0	4.1	4.3	5.0	24.9	39.2	77.9	40.7

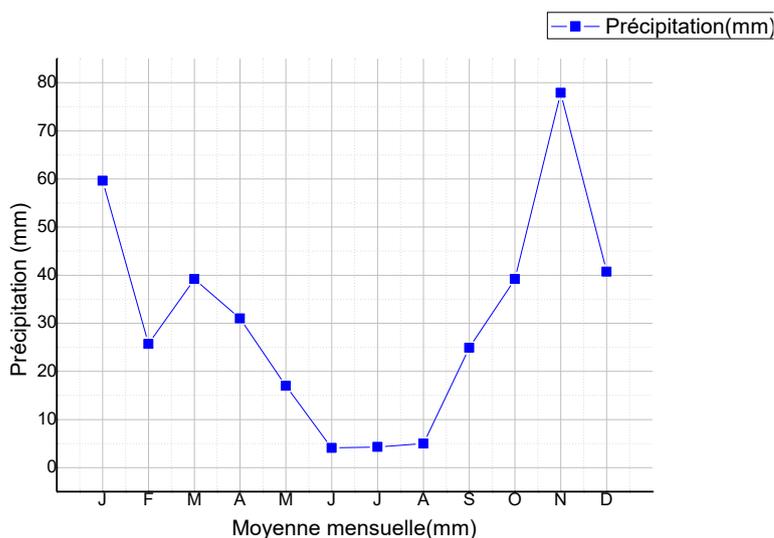


Figure I.03 : Variations des précipitations moyennes mensuelles enregistrées au niveau de la station de Béni-Saf (1997-2014).

I.6. Emplacement du site

Le site se trouve au nord-ouest algérien dans la wilaya d'Ain Temouchent à proximité de la commune El Amir Abdelkader.

Le talus concerné réside à la périphérie de la commune d'El Amir Abdelkader sur l'un des deux bordures de la route national trente-cinq (RN : 35) qui relie la wilaya de Ain Temouchent à la wilaya de Tlemcen, (Marni Sandid Iheb, 2014)

□ Coordonnées géographiques du site :

Latitude : 35°13'10.61"N

Longitude : 1°23'55.78"O



Figure I.04: Image satellitaire indiquant la position du site [Google Earth]

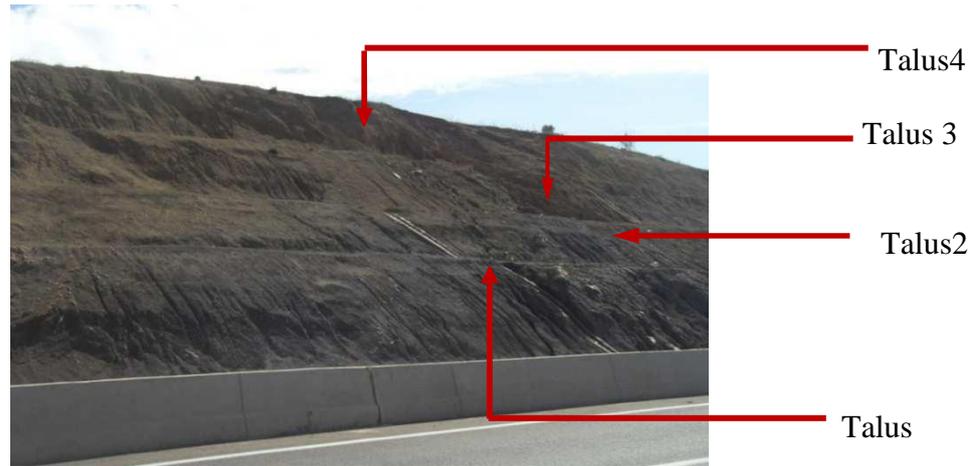


Figure I.05: Vue en face de la pente globale (Marni Sandid Iheb, 2014)

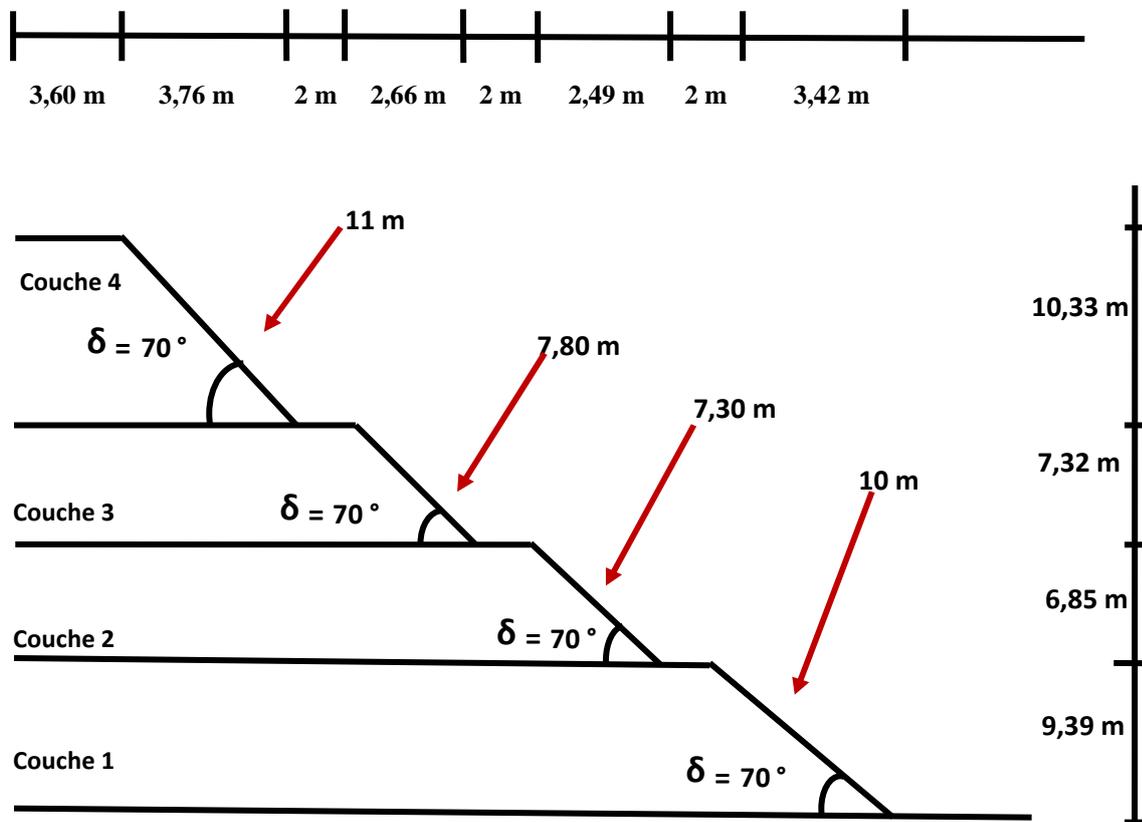


Figure I.06 : Géométrie de la pente globale, (Marni Sandid Iheb., 2014)

I.7. Situation actuelle de la pente globale

La pente globale est constituée de quatre couches ainsi, nous avons remarqué l'absence de drainage vertical sur la couche numéro 4 comme on peut le voir sur la (Figure I.07)



Figure I.07 : Vue en face de la pente globale (Marni Sandid Iheb, 2014)

Cette pente globale a subit des désordres notamment sur la couche 1 comme on peut le voir sur la (Figure I.08), (Marni Sandid Iheb (2014)



Figure I.08 : Désordre sur la couche 1 (Marni Sandid Iheb, 2014)

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la situation du site d'étude (description, géologie, climat, etc.) et leurs caractéristiques géologique et géotechnique.

CHAPITRE DEUXIEME

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DES TERRAINS

CHAPITRE DEUXIEME

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS

II. INTRODUCTION

Qu'ils soient lents (affaissements, tassements de sol, retrait-gonflement de sols argileux...) ou brutaux (effondrements de cavités, éboulements rocheux, coulées de boue...), les mouvements de terrain constituent une menace permanente pour les personnes, les biens et l'environnement des zones exposées.

Cependant, comparativement aux séismes et aux volcans, les mouvements de terrain constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité et leur fréquence, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux. D'origine naturelle ou anthropique, selon (Faye et Lakhdar., 2000) ils seraient à l'origine de 800 à 1000 morts chaque année dans le monde.

Dans ce chapitre sont présentés les différents types d'instabilités des talus, les principales causes les provoquant, ainsi que quelques statistiques de cas réels d'instabilités qu'a connu l'histoire à travers le monde et en Algérie particulièrement.

II.1. Généralités sur les glissements de terrain

Ce deuxième chapitre comporte une étude bibliographique permettant d'identifier l'état des connaissances des phénomènes de glissements de terrain. On s'attachera notamment à présenter : les définitions et la terminologie liées aux glissements de terrain, leurs différents types ainsi que les méthodes de calculs permettant d'étudier leurs stabilités.

II.2. Définition des glissements de terrain

Vu leur diversité, plusieurs définitions ont été proposées pour exprimer les mouvements de terrain ; néanmoins, elles convergent toutes vers le même sens. (Faye et Lakhdar, 2000) ont résumé les différentes propositions pour définir ces phénomènes, comme étant un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (fontes des neiges, pluviométrie anormalement forte, érosion, séisme, volcan ...) ou anthropiques (terrassement, vibrations, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, déboisement,...). Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Les mouvements de terrain ont pour caractéristiques d'être difficilement prévisibles et constituent un danger pour la vie humaine en raison de leur intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de leur déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements peuvent être distingués :

Les mouvements rapides (les plus dangereux pour les vies humaines) se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses. Tandis que, les mouvements lents entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, la solifluxion, le fluage, le retrait gonflement et les glissements. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

II.3. Morphologie générale d'un glissement de terrain :

La morphologie générale d'un glissement de terrain, (Bouzidi, T. Et IDjenane, S., 2014-2015).est schématisée dans la figure suivante (**Figure II.01**)

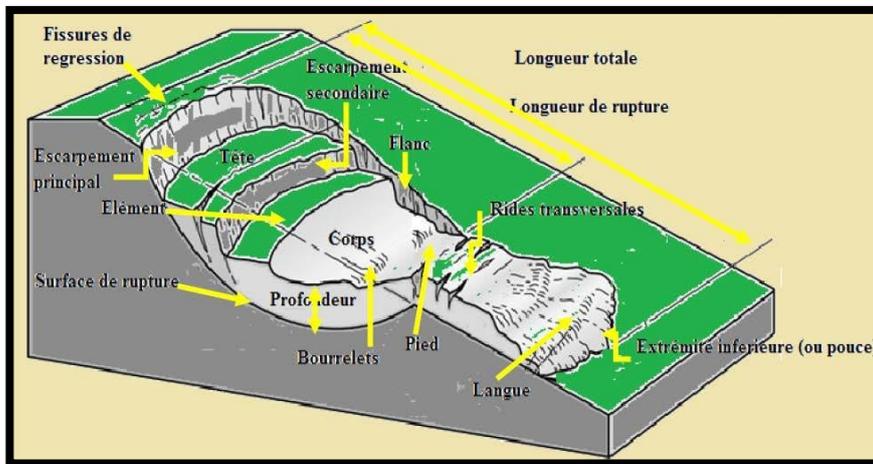


Figure II.01 : Morphologie générale d'un glissement de terrain. (Bouzi, T. et Idjenane, 2014-2015).

Escarpement principal : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitante glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

Escarpement secondaire : surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Cet escarpement confère à la masse en mouvement une structure en escalier.

Bourrelet de pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

Surface de glissement ou de rupture : c'est la surface qui sépare la masse glissée du terrain en place.

Fissures et crevasses : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

II.4. Classification des mouvements de terrain

En l'absence de tout chargement ou déchargement, (Magnant., 2000) stipule que le sol est soumis par la pesanteur à un champ de contraintes dévia toriques qui tend à le déformer de façon progressive, sans changement de volume significatif.

Les mouvements qui affectent les versants selon, (Colas et Pilot., 1976) sont extrêmement variés par leur dimension, leur morphologie, leur évolution cinématique et la nature des matériaux les constituant. Ils sont classés également selon plusieurs paramètres (la vitesse de rupture, le type de rupture,...).

(Escario, V et al., 1997) classent les mouvements de talus en cinq types de base, tout en sachant qu'il peut y avoir la combinaison de plusieurs types en un même mouvement.

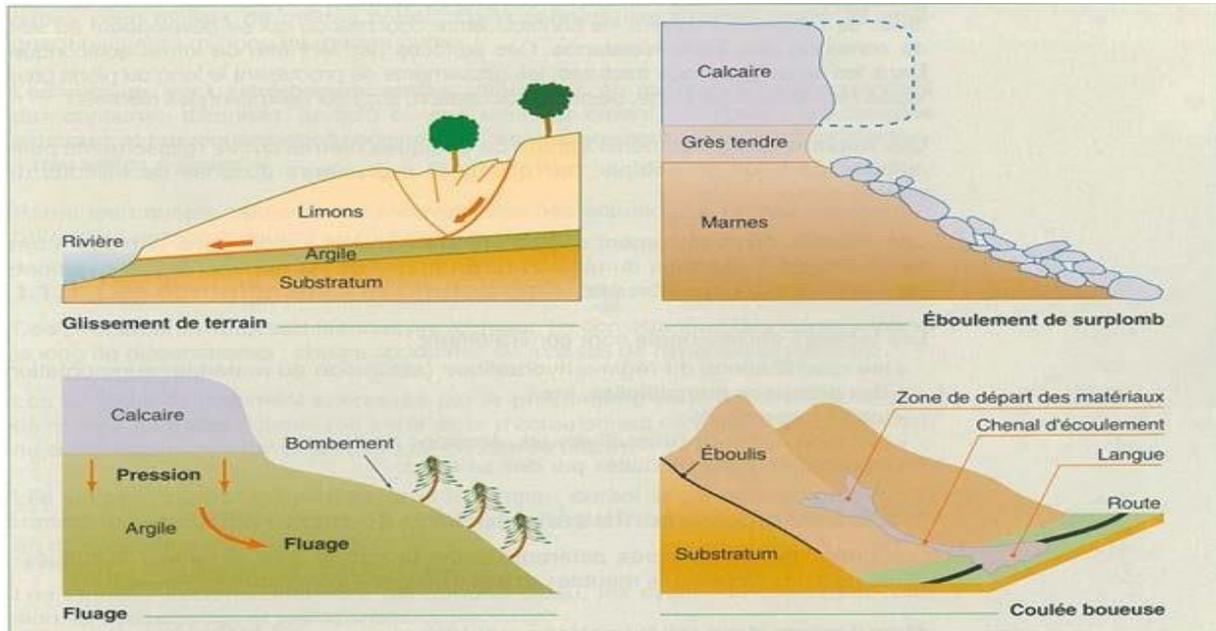


Figure II.02: Les différents types de mouvements de terrain, (Gilles, S. Pierre, P. 1998)

II.4.1. Ecoulement (L'éboulement) et chutes de blocs :

Les écoulements sont des mouvements de terrain qui concernent des masses rocheuses. Ils sont engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers pied du versant

Des blocs de dimension parfois considérable, se séparent souvent d'une falaise ; ils constituent des écoulements parfois très importants.

Les causes sont diverses :

- Mise en surplomb par érosion des couches sous-jacentes,
- Décrochement de massifs limités par des joints, fissures, diaclases...

•**Exemple:** L'éboulement qui s'est produit, le mardi 24 février 2015, près du tunnel d'Aokas, à une trentaine de kilomètres à l'est de Bejaïa, a fait 06 morts et 17 blessés (**Figure II.03**).



Figure II.03 : Eboulement d'Aokas, Bejaïa 2015.

II.4.2. Les différents types de glissements :

II.4.2.1 Glissement Plan :

Le glissement plan, est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes). (Boudlal Omar, 2013)

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectiligne peuvent adopter différentes positions. Il peut y avoir glissement à flanc de talus ou au pied de talus. La ligne de rupture dans un glissement plan de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau une telle couche est appelée couche savon (**Figure II.04**).

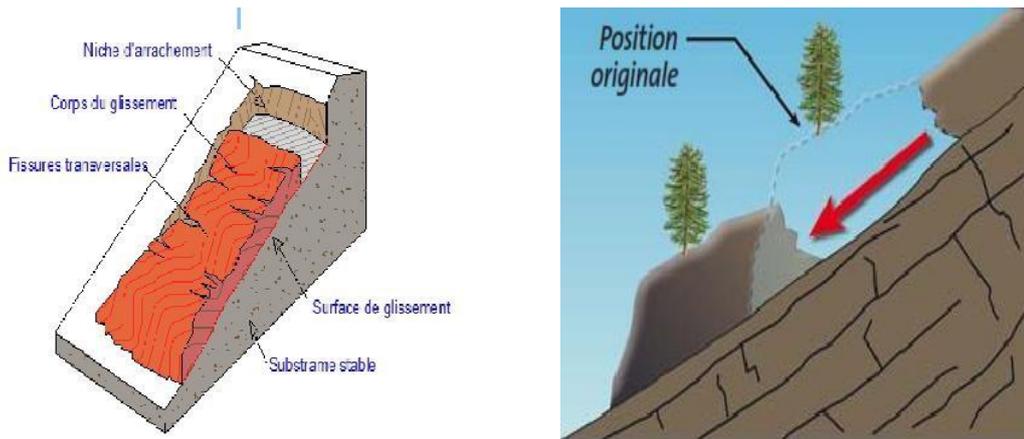


Figure II.04 : Glissement plan. (Durville, J. Gilles, S., 2000).

II.4.2.2: Le Glissement Circulaire Ou Rotationnel :

La surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l’existence d’une zone de départ nette et par un bourrelle frontal plus ou moins marqué. Ils se produisent en particulier en terrains assez homogènes, à dominante argileuse ou marneuse, (Philipponnat, G., 1998). Ce principe est schématisé dans la figure suivante (Figure II.05).

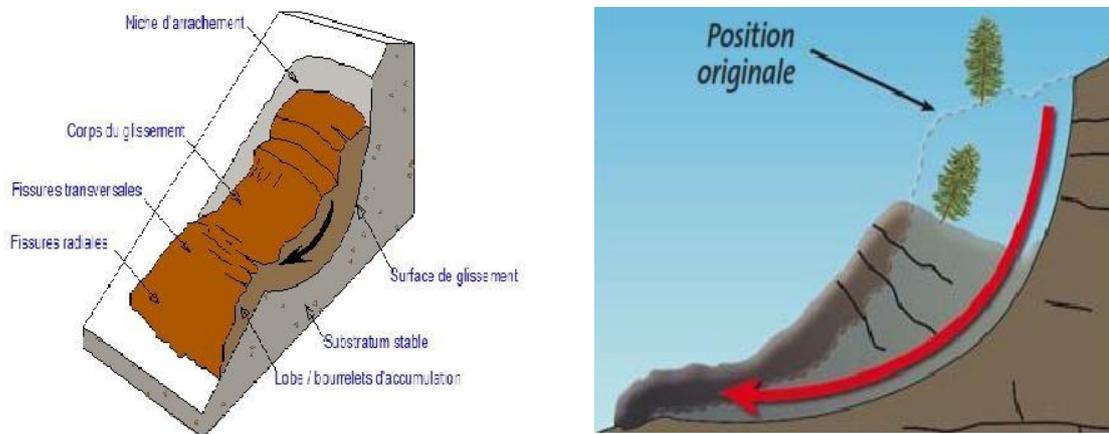


Figure II.05: Glissement rotationnel. (Durville, J. Gilles, S, 2000).

➤ **Principaux facteurs déclenchant :**

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles....)
- Les terrassements, Les séismes, (Gilles, S. Pierre, P., 1998)
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosion des berges)

II.4.2.3: Glissement quelconque (aléatoire) :

Ce type de glissement (**Figure II.07**) est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. (**BRGM, 2004**).

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance. (**Boudlal Omar., 2013**)

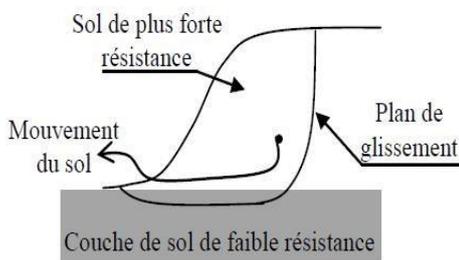


Schéma de glissement quelconque.



Glissement quelconque (Australie).

Figure II.06: Glissement quelconque. (**Boudlal Omar., 2013**)

II.4.2.4. Glissements de talus de déblais :

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires.

On distingue. (Voire la **Figure II.07**).

- Les cercles de talus.
- Les cercles de pied.
- Les cercles profondeur (**Marni Sandid Iheb, 2014**)

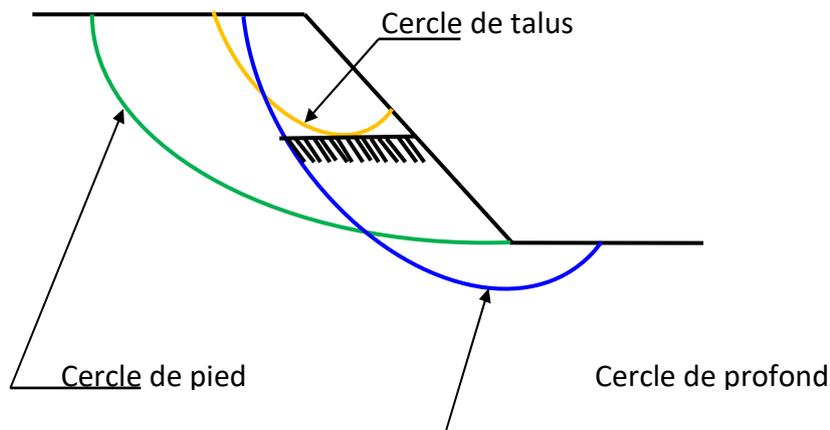


Figure II.07 : Différentes types de rupture circulaire (**Marni Sandid Iheb, 2014**)

Les glissements de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante :

- Les cercles de pied sont les plus courants dans ce type d'ouvrage.
- Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

II.4.2.5. Glissements de talus de remblais dans un terrain plat :

Il correspond le remblai en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe. Les ruptures seront profondes; les cercles de rupture sont de plus tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

Si le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai et un renflement latéral de la couche molle. Cette déformation à volume constant vient s'ajouter au tassement dû à la consolidation du sol. (Marni Sandid Iheb, 2014)

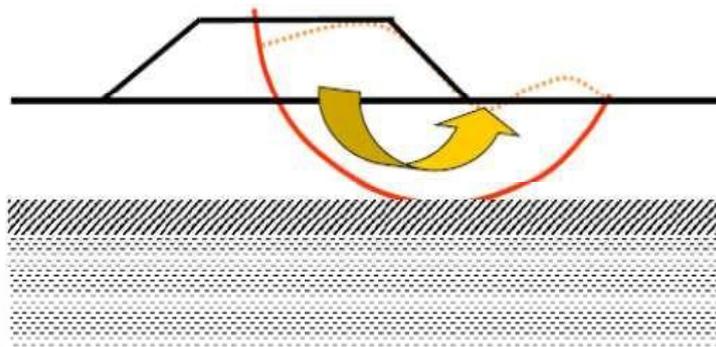


Figure II.08 : Instabilités de remblais dans une Terrain plat (Marni Sandid Iheb, 2014)

II.4.2.6. Glissements de talus de remblais dans terrain incliné :

Instabilités de remblais sur versant : se rapproche du poinçonnement d'une fondation superficielle sur terrain incliné et de la stabilité d'un versant naturel. Comportement à Court Terme (chargement du sol) et comportement à Long Terme (instabilité de versant)

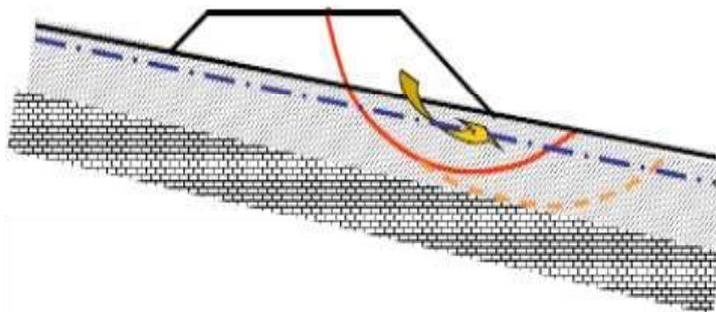


Figure II.09: Instabilités de remblais sur versant (Marni Sandid Iheb, 2014)

II.4.3. Le Fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, à des vitesses faibles. Dans ce cas il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements):

En fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut, soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

La (**Figure II.10**) montre une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limité par une falaise.

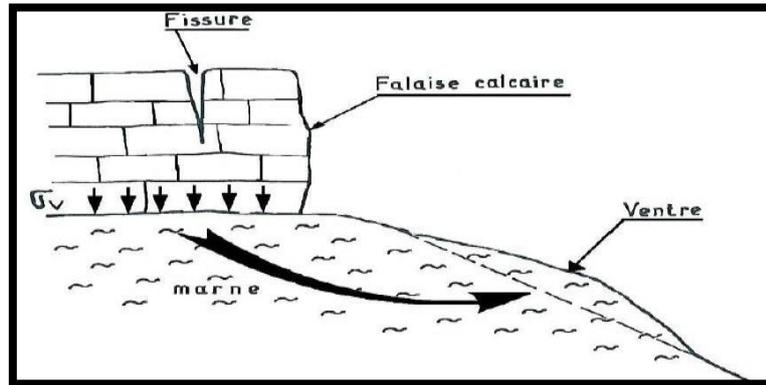


Figure II.10: Fluage, (Ziane, F., et Mamria, H., 2012).

II.4.3.1. Le Fluage dans les sols meubles

Les mouvements de fluage sont la manifestation externe des déformations du sol dans sa masse. Ce sont des mouvements qui se développent dans une zone dont les contours sont généralement difficiles à définir.

Dans les formations meubles, les mouvements sont souvent désignés par le terme générique de fluage. Ce sont des mouvements lents dans la masse, susceptibles d'évoluer par un phénomène de rupture progressive vers des glissements ou des écoulements (apparition d'une surface de rupture). Le fluage concerne généralement les marnes, les argiles plastiques de grande épaisseur supportant une surcharge naturelle ou anthropique. Les volumes de sol mis en jeu sont comparables à ceux des glissements, (Gilles, S. Pierre, P. 1998).

➤ Principaux facteurs déclenchant

- La saturation progressive.
- L'évolution des caractéristiques mécaniques du matériau.

II.4.3.2. Le fluage dans les sols rocheux :

Les mouvements de fluage sont la manifestation externe des déformations du sol dans sa masse. Ce sont des mouvements qui se développent dans une zone dont les contours sont généralement difficiles à définir.

Dans les formations rocheuses, les mouvements de fluage sont désignés par le terme de fauchage et se caractérisent par un basculement ou renversement des sommets de couches très redressées (proches de la verticale). Le fauchage est susceptible d'évoluer en écroulement ou en chute de blocs dans les roches tendres vers un glissement. C'est un phénomène qui affecte les matériaux présentant une schistosité (schistes, gneiss, micaschiste). Les marno-calcaires et grès sont également sensibles au fauchage.

Les volumes de sol mis en mouvement varient de quelques centaines de m³ à quelques milliers de m³, selon (Gilles, S. Pierre, P. 1998)

➤ **Principaux facteurs déclenchant :**

- Les mouvements néotectoniques
- Le vieillissement et l'altération des joints. (Gilles, S. Pierre, P. 1998)

II.4.4. Les écoulements (coulées boueuses et laves torrentielles) :

Ces instabilités très superficielles concernent uniquement les terrains de surface et plus particulièrement la couverture végétale. En règle générale, un apport d'eau soudaine (d'origine météorique) entraîne une mise en mouvement des matériaux due à la liquéfaction de la matrice argileuse. Une fois remanié, les matériaux saturés sont en mesure de transporter des débris végétaux et surtout des blocs rocheux d'où l'effet « destructeur » du phénomène. Les coulées, de consistance plus ou moins visqueuse, peuvent s'épandre sur des distances importantes. Le principe est schématisé dans la figure suivante (**Figure II.11**).

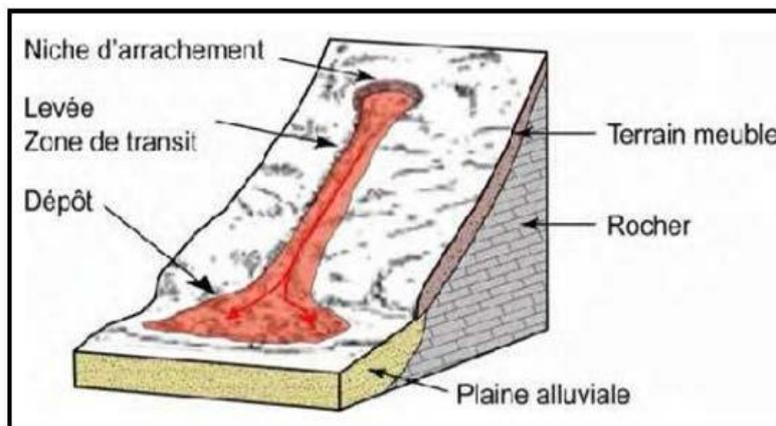


Figure II.11: Schéma de principales coulées boueuses. (Ziane, F., et Mamria, H., 2012).

II.4.4.1. Les laves torrentielles

C'est un mélange de matériaux solides (blocs, graviers, etc.), transportés par un fluide visqueux (composé de sédiments fins, d'argiles et d'eau) sous l'action de la gravité et, qui prend naissance dans le réseau de drainage, (voir **Figure II.12**). Les laves torrentielles ne surviennent qu'à

l'intérieur de chenaux préexistants caractérisés par une inclinaison souvent forte (pente $> 5^\circ$ en général).



Figure II.12: Lave torrentielle (Suisse 2005).

II.4.4.2. Les coulées boueuses

Elles consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangés à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des roches décomposées ou des éboulis fins. Les coulées boueuses surviennent suite à une instabilité de terrain dans la pente, sans qu'il y ait un chenal. Lorsqu'une coulée boueuse rejoint un chenal d'écoulement et se mélange à un fluide clair ou visqueux, on parle alors de lave torrentielle.

Appelées aussi glissements de terrains liquides, (Bendadouche, H. Lazizi, S., 2013). Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. Ils se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide (Figure II.13).



Figure II.13: coulée de boue (BRASIL). (Bendadouche, H. Lazizi, S., 2013).

➤ **Principaux facteurs déclenchant :**

- La disponibilité d'importantes quantités d'eau.
- Fortes précipitations.
- Rupture des digues.
- Rupture des barrages.

II.5. Principales Causes Des Glissements

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, tels que les facteurs naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau, etc.) :

II.5.1. Les causes dues à l'intervention humaine :

L'homme en rapport avec ces différentes activités est souvent le principal agent de Désordres et les causes dues à déstabilisation des sols en particulier et de la nature en général. (Construction d'infrastructure, arrosage et irrigation, etc.)

II.5.2. Les causes dues à des surcharges au sommet du talus :

Le poids d'un remblai temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, rebuts, neige, etc. Modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité.

(Figure II.14)

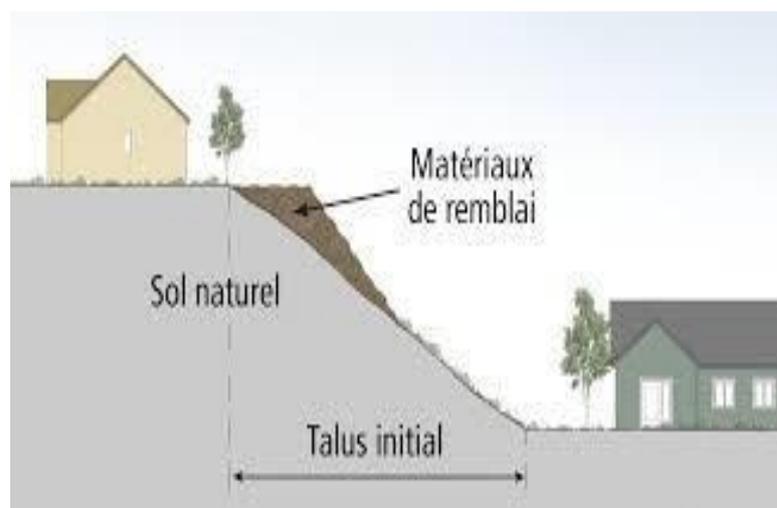


Figure II.14: Surcharge de Remblai au sommet de talus (H, Zakaria et D, Mohamed., 2019)

II.5.3. Les déblais ou l'excavation à la base du talus :

Le déblai ou l'excavation à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. (**Figure II.15**)



Figure II.15: Les déblais ou les excavations à la base du talus (Rhône, France). (H, Zakaria et D, Mohamed., 2019)

II.5.4. Les conditions hydrauliques :

L'eau qui pénètre dans les sols engendre des pressions interstitielles supérieures à la résistance au cisaillement qui permettent le développement des forces motrices conduisant au mouvement et au glissement (lent ou brutal) de ces sols, celle-ci dépendant directement de la composition des matériaux constituant le versant sur une période prolongée. En montagne, cela n'arrive que lorsque les températures se situent au-dessus de zéro degré puisque, dans le cas contraire, les précipitations sont stockées sous forme de neige ou de glace (**Figure II.16**).

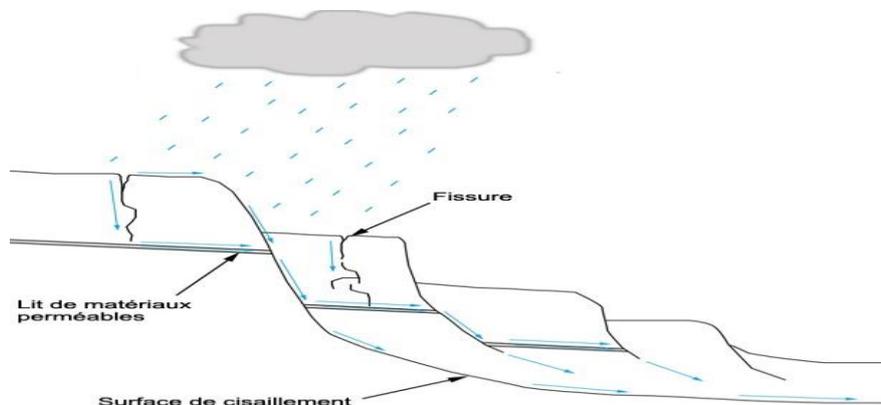


Figure II.16: Un glissement de terrain causé par les conditions hydrauliques, (Boudlal Omar., 2013)

II.5.5. La présence d'érosion :

Les processus d'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes. l'infiltration s'en trouve renforcée et la teneur en eau des horizons profonds augmente .de tels phénomènes réduisent la force de frottement et la cohésion (**Figure II.17**), (Ben dadouche, H. Lazizi, S., 2013).



Figure II.17: Un glissement de terrain causé par la présence d'érosion (H, Zakaria et D, Mohamed., 2019)

Deux principaux types d'érosion peuvent être distingués :

- **L'érosion externe ou superficielle des sols**, désigne le décapage et le lessivage superficiel des sols (érosion aréolaire) ou leur ravinement (érosion linéaire) par les gouttes de pluie ou par les filets d'eau temporaires qui se concentrent pendant la pluie, et un certain temps après la pluie. Le décapage entame la couche arable fertile du sol en menaçant de la faire disparaître à long terme. Le ravinement rend les sols impropres à la culture ou affouille parfois les fondations des ouvrages d'art et des bâtiments, (LPC, 1987).
- **L'érosion interne des sols**, dépend de leur résistance quand l'eau se déplace à travers les pores et les fissures. Les matériaux particulièrement sujets à ce phénomène sont ceux qui ont de larges pores où l'eau peut circuler très rapidement, mais dont les particules sont assez fines et suffisamment divisées pour se détacher facilement. Les matériaux les plus sensibles à cette érosion sont les sables fins et les limons non plastiques ayant un indice de plasticité inférieur à 5.

Les sables grossiers et les graviers peuvent aussi transmettre l'eau rapidement, mais ils résistent mieux aux mouvements internes car ils sont constitués de grosses particules, D'autres

sols sont peu exposés à ce phénomène, par exemple les sols plastiques cohérents à grains fins (argiles plastiques) qui transmettent l'eau très lentement, résistent bien à l'érosion interne.

II.5.5.1. Erosion hydrique

L'élément déclencheur de ce type d'érosion est la pluie, qui provoque le détachement des particules élémentaires du sol, est un phénomène largement répandu et dont les conséquences peuvent entraîner des pertes de terre irréversibles et une diminution des capacités de stockage des barrages.

Ce phénomène devient encore plus grave si l'on sait que 85% des surfaces cultivables, sont situées dans les zones les plus sensibles à l'érosion en Algérie (Chibanni, et al.1999).

II.5.5.2. Types d'érosion hydrique des sols

➤ **Érosion en nappe**

Abaisse progressivement toute la surface du sol soumise à l'énergie cinétique des gouttes de pluie ; la battance réorganise la structure de la surface du sol, désagrège les mottes et forme des organisations pelliculaires superficielles très peu perméables.

➤ **Erosion de type « rill-interrill » (rigole-interrigol)**

Ce type d'érosion se caractérise par la juxtaposition à faible distance de rigoles à peu près parallèles, de dimension modeste, mais très nombreuses si on se rapporte à l'unité de surface. Le détachement de matière solide est assuré à la fois par le ruissellement, au niveau des rigoles, et par les gouttes de pluie au niveau des inters rigoles d'où les particules détachées sont facilement exportées en raison de la densité du réseau d'évacuation (Young et Wiersma, 1973. In Bioffin et Monnier, 1991).

➤ **Erosion par ruissellement concentré**

Celle-ci se manifeste par l'existence d'incisions profondes et larges mais très espacées et localisées de façon systématique dans des chenaux de collecte du ruissellement d'origine topographique, ou agraire.

➤ **Érosion par affouillement régressif**

Qui correspond à de profondes entailles apparaissant au niveau du franchissement d'un talus par des écoulements plus ou moins concentrés. Creusée et déblayée par la chute d'eau, l'excavation régresse vers l'amont par effondrement progressif des parois.



Figure II.18 : Érosion hydrique en rigole

Figure II.19 : Érosion hydrique de type linéaire

Tableau II-01.Formes d'érosion hydrique (Roose ,1994)

Appellation des lignes d'écoulement (d'après Roose.1994)	
Profondeur	Appellation
Quelques centimètres	Griffes
>10 cm	Rigoles
10 à 20 cm quelques mètres de large	Nappe Ravinante
>50 cm	Ravines

Tout comme l'érosion en nappe, il existe une méthode pour mesurer l'érosion linéaire. Cette méthode est basée sur la méthode des volumes (Ludwig, 1992).

II.5.5.3. Principaux agents de l'érosion hydrique

➤ Intensité et agressivité des précipitations

La désagrégation de la structure et le détachement des particules sous l'impact des gouttes de pluie résultent du "travail" exercé par les gouttes à la surface du sol. Il est donc lié à l'énergie cinétique des gouttes.

L'évaluation de l'énergie cinétique des gouttes reste un bon critère d'évaluation de l'agressivité des pluies. Il existe d'ailleurs une relation empirique reliant l'intensité d'une pluie et son énergie cinétique (Remy, et al. 1998).

➤ Ruissellement

Le ruissellement apparaît dès que l'intensité d'une pluie devient supérieure à la vitesse d'infiltration du sol. Il est nettement plus élevé sur sol nu que sous cultures. Les plus faibles ruissellements proviennent des pluies tombantes après une période sèche. Par contre, les ruissellements et les pertes en terres les plus élevées ont eu lieu à une époque où le sol est déjà très humide et dans le cas de pluies exceptionnelles et des orages d'automne et de printemps (Chebbani., 1999).

Le ruissellement ne débute qu'après un cumul pluviométrique journalier de 18 à 20 mm (Laouina., 1998) sur sol sec même si les pluies sont intenses ou après un cumul de 4 mm sur sol humide et compact (Chibbani., 1997).

D'une manière générale, il est admis que la vitesse du ruissellement est le paramètre prépondérant de l'action érosive du ruissellement superficiel.

➤ Infiltration

Tous les sols sont plus ou moins perméables. Le coefficient de perméabilité qui représente la vitesse d'infiltration de l'eau dans le sol dépend essentiellement de la porosité du sol.

Pour un sol homogène initialement non saturé, la surface du sol présente une certaine infiltrabilité définie comme le flux maximum qu'elle peut absorber lorsqu'elle est maintenue en contact avec l'eau et la pression atmosphérique.

Au cours du temps cette baisse par l'action de la compaction des sols, que ce soit sous l'action des agents climatiques ou par l'action de l'homme, conduit à une réduction de la porosité et donc de la conductivité hydraulique. La diminution de la capacité d'infiltration constitue ainsi un facteur défavorable générateur de ruissellement et de transport de sédiments.

En revanche, cette même diminution de l'infiltrabilité joue un rôle positif contre l'érosion puisqu'elle renforce la résistance au cisaillement des sols.

➤ Détention superficielle et rugosité du sol

Elle correspond à la capacité de stockage temporaire de la surface du sol vis-à-vis de l'eau. La détention superficielle se fait sous forme de flaques dans les micro-dépressions, dont la capacité de stockage est liée à la rugosité.

➤ Pente et longueur de pente

L'influence de la pente est complexe. Le plus souvent, l'érosion augmente avec la pente.

Il se développe une érosion en rigoles dix fois plus agressive que l'érosion en nappe (Roose, et al., 1998). Quant à la longueur des pentes, il semble que son influence sur la naissance de rigoles dépend de diverses interactions avec la rugosité et la perméabilité du sol, le type et l'abondance du couvert végétal.

➤ Couvert végétal

Il est clair que le couvert végétal est efficace pour réduire le ruissellement. La couverture du sol, plus particulièrement celle assurée par la strate herbacée et les résidus végétaux, constitue la protection la plus efficace du sol. Elle intervient vis à vis du sol par:

- l'interception nette : une partie de la pluie qui tombe sur la végétation est directement reprise par l'évaporation. elle ne participe alors, ni à l'infiltration, ni au ruissellement.
- La dissipation de l'énergie cinétique : une partie de la pluie interceptée par le feuillage continue sa course jusqu'au sol. L'énergie cinétique des gouttes s'en trouve alors modifiée.

L'expérience montre (Ruiz-Figueroa, 1983) que l'efficacité d'un couvert végétal à l'égard de l'infiltration est d'autant plus marquée que le dernier élément récepteur est bas.

II.5.6. Les causes naturelles :

La nature présente également plusieurs causes d'instabilités, voire géologiques, minéralogiques, hydrologiques, etc. parmi ces causes naturelles :

- **L'inclinaison de la pente**

Le glissement des remblais a été favorisé par leur situation en pente. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau dans le massif. (LPC, 1989).

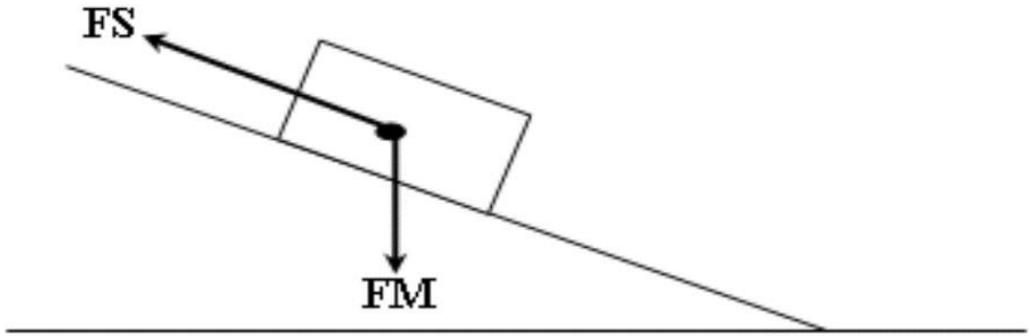


Figure II.20: Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol (H, Zakaria et D, Mohamed., 2019).

Tant que les forces stabilisatrices FS (force de frottement et de cohésion) sont plus fortes que la force motrice FM (gravité), la stabilité du versant est assurée, (**Figure II.20**). Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche. Se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol, et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de coulée de boue, (DETEC, 2009).

- **Propriétés géologiques et géotechniques des sols (résistance au cisaillement)**

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 contraintes qui règne au point considéré qui dépend également des diverses sollicitations appliquées au massif. (DETEC, 2009).

- **Les séismes et volcans**

Les sollicitations sismiques : sont souvent la cause de glissements de terrains les plus dévastateurs. Deux phénomènes rentrent en jeu dans ce cas (**Figure II.21**) :

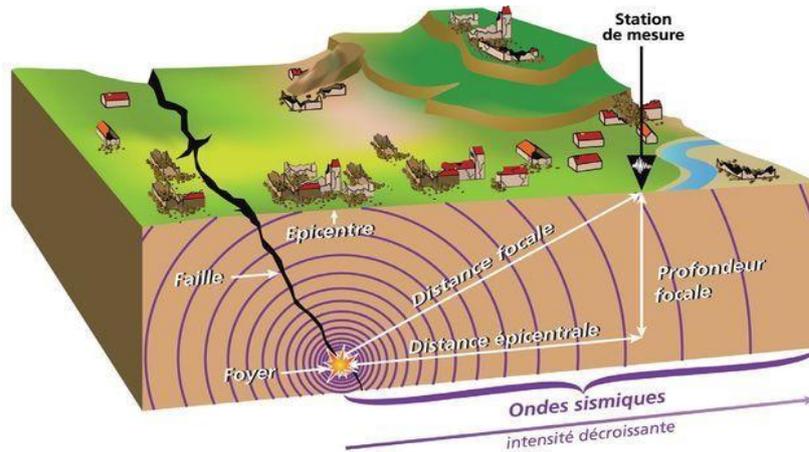


Figure II.21: un glissement de terrain à cause Les sollicitations sismiques (H, Zakaria et D, Mohamed., 2019).

- ✓ La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes.
- ✓ La force déstabilisatrice due au séisme lui-même. (DETEC, 2009).

Au Costa Rica ; Burgos et Hyman en 1995 ont recensé à partir d'images du satellite Landsat TM, plus de 1600 glissements de terrains dans la région de Limon, suite au Tremblement de terre d'avril 1991. (Collinet J., et Leclerc G., 1995).

- **Les éruptions volcaniques**

Provoquent des glissements et des éboulements à court terme dus aux vibrations lors des éruptions et des glissements à long terme dus à la déforestation et aux modifications structurelles engendrés par les laves volcaniques dégagées (**Figure II.22**).

L'éruption du volcan Saint Helens en 1980 aux États-Unis, a provoqué un glissement qui a dévasté 230 km² de terrain, engendrant 60 victimes, (Boudlal Omar., 2013)

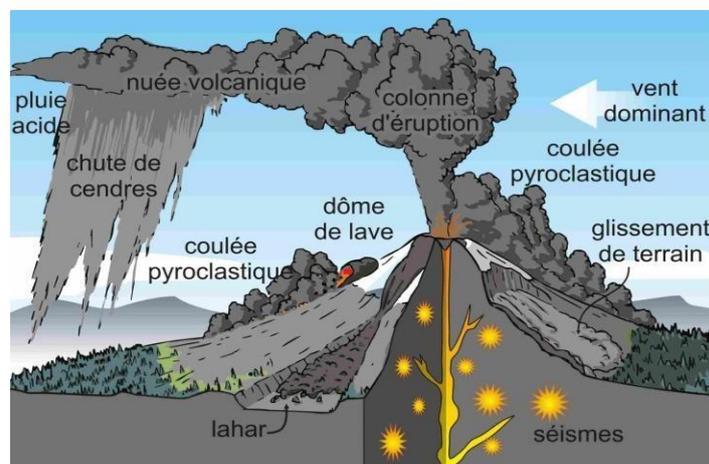


Figure II.22: un glissement de terrain à cause Les éruptions volcaniques (CANADA) (H, Zakaria et D, Mohamed., 2019).

II.6. Exemples de glissement survenu dans le monde :

On se limite ici à décrire quelques cas du séisme survenus à travers le monde qu'on a puisé dans la littérature spécialisée.

II.6.1 Glissements de terrain en Chine :

❖ Glissements de terrain provoqués par le barrage des Trois Gorges : (SSGM)

Un glissement de terrain très important est survenu hier au barrage des Trois Gorges créant des vagues de 6 mètres qui se sont abattues sur des pêcheurs en blessant (05) et en tuant (01). Cet incident est le dernier en date concernant la construction pharaonique à 53 milliards d'euros, 12 ans après sa construction.



a- barrage des Trois Gorges



b- province du Yunnan en Chine

Figure II.23: Glissements de terrain en Chine

II.7. Exemples de glissement survenu en Algérie, (AFPS 2003) :

II.7.1. Glissements de terrain dans le quartier de Sidi Aissa - Annaba :

Un glissement de terrain a eu lieu le 06 septembre 2014 à Annaba dans le quartier de Sidi Aissa sur la bretelle qui va de Kouba à Ain Achir. Cela étant, il est possible d'imaginer, à Dieu ne plaise, les pertes en vies si cette catastrophe avait eu lieu avant le 31 aout à l'heure à l'heure des grands embouteillages qui caractérisaient précisément cette route des plages.



Figure II.24: Glissement dans le quartier de Sidi Aissa sur la bretelle Kouba à Ain Achir

La (**Figure II.25**) ci-dessous représente une coupe géologique du site affecté par le glissement. Il est constitué d'un multicouche d'argile/sable/marne en position inclinée.

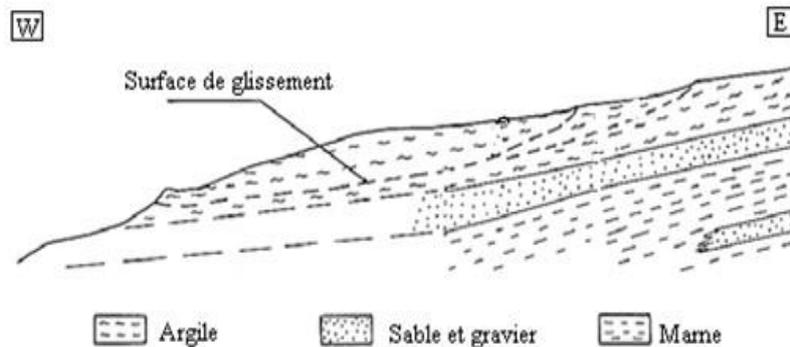


Figure II.25: Coupe géologique dans l'axe du glissement de terrain localisé, (Benaissa et al, 1989).

Selon (Benaissa et Bellouche., 1999), ces mouvements lents se produisent essentiellement, dans les sols fins à forte plasticité. C'est un fluage qui affecte essentiellement les formations argilo-marneuses. Les niveaux aquifères sont captifs et leur mise en charge provoque par augmentation des pressions interstitielles des plans de rupture.

II.8. Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation

II.8.1. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai drainant en pied.

- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.
(Bendadouche, H et Lazizi, S., 2013)

II.8.1.1. Remblai de pied des talus

Le chargement en pied d’un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L’ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre-balancement des forces motrices. Pour qu’il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d’un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité ou renversement, au glissement de l’ouvrage et la stabilité globale du site :

. L’ouvrage limite les risques de reprise de glissement en amont.

. L’ouvrage ne déclenche pas d’autre glissement, par exemple à l’aval, (Bendadouche, H et Lazizi, S., 2013)

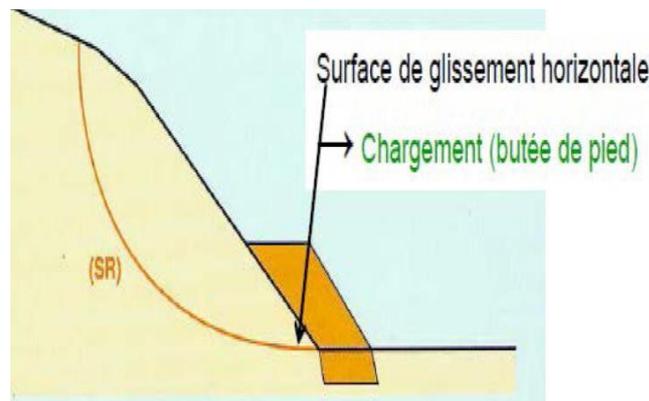


Figure II.26: la bute de pied (Bendadouche, H et Lazizi, S., 2013)

Tableau II-02 : Butée de pied

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20 à 1.30	- Accès et emprises nécessaires. - Présence d’un horizon résistant à faible Profondeur. - Assurer la stabilité en aval. - Limiter les risques de reprise de glissement en amont.

II.8.1.2. Allègement en tête

L’allègement en tête (**Figure II.27**) de glissement consiste à venir terrasser 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 géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

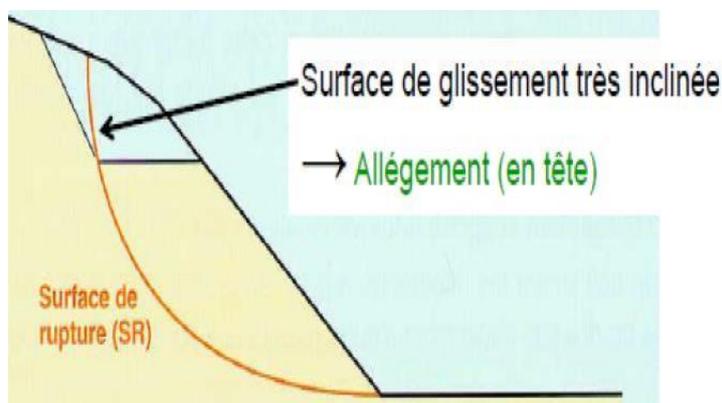


Figure II.27: Allègement en tête (Bendadouche, H et Lazizi, S., 2013).

Tableau II-03 : Allègement en tête (Séve, G., et Pouget., P. 1998).

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	- Accès et emprises nécessaires. - Assurer la stabilité en amont.

II.8.1.3. Reprofilage

Les conditions de stabilité d’un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par re-talutage du terrain naturel. (**Figure II.28**). Dans ce sens, Le procédé s’apparente à l’allègement en tête ou il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

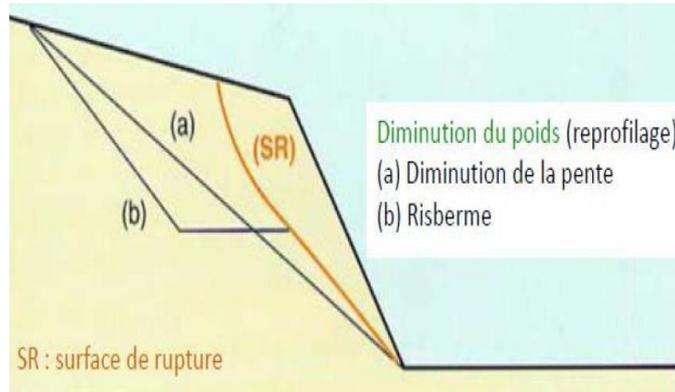


Figure II.28 : Reprofilage (Bendadouche, H et Lazizi, S., 2013).

Tableau II-04 : Reprofilage (Séve, G., et Pouget., P., 1998).

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	-Accès et emprises nécessaires - terrassements importants

II.8.2. Stabilisation par drainage

II.8.2.1. Drainage de surface

Le drainage de surface n'est rien d'autre que l'assainissement qui consiste en la mise en œuvre des moyens adaptés pour limiter les infiltrations dans le massif en mouvement et/ou de la zone sensible. Le drainage de surface est le moyen actif pour limiter le ruissellement et les infiltrations d'eau dans le massif.

Les ouvrages de collecte des eaux de surface sont principalement les cunettes, les fossés et les caniveaux. Leur dimensionnement relève de l'hydraulique de surface et leur implantation dépend des conditions géométriques du site. Ce sont des ouvrages fragiles et leur implantation doit se faire dans les zones de très faibles déformations. (Achoui et Dahmani ,2013)



Figure II.29: Exemple d'ouvrage d'assainissement (Achoui et Dahmani ,2013)

II.8.2.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (linges de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venue d'eau ponctuelle... etc.

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux linges de niveau) dépend des résultats de l'étude et conditionne l'efficacité de la tranchée. (APAT, 2003).

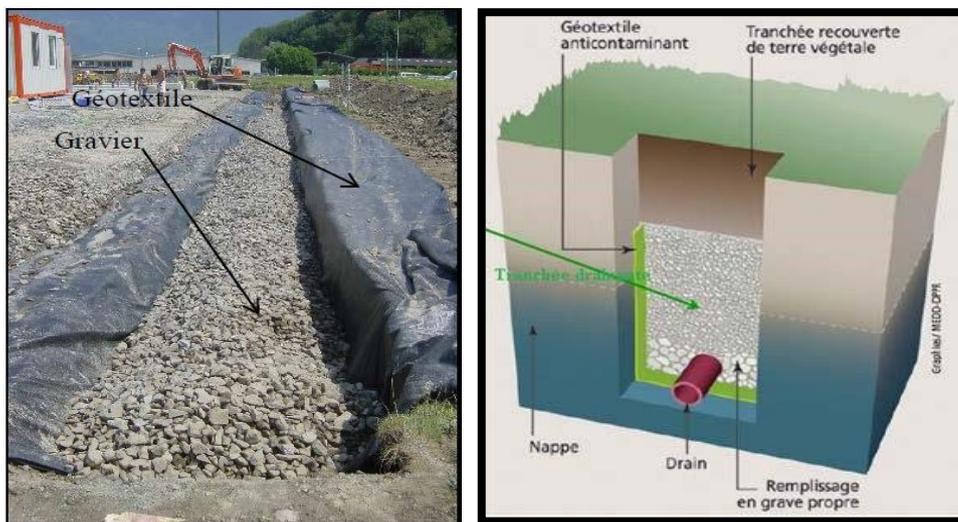


Figure II.30: Coupe d'une tranchée drainante, (H, Zakaria et D, Mohamed., 2019).

II.8.2.3. Drains subhorizontaux

Les drains subhorizontaux est une technique utilisée dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, dans les formations très peu perméables (sols fins), c'est une technique qui s'y prête mal car le rayon d'action des drains est très faible. Les drains subhorizontaux peuvent drainer des versants instables dans les cas suivants : Nappe de versant, Couches et poches aquifères, Circulations d'eau localisées (dans

des fractures, dans des couches de faible épaisseur). la définition du système de drains est très empirique. Elle repose sur l'observation des débits d'exhaure, les diminutions des pressions interstitielles et des temps de réponse aux apports d'eau.

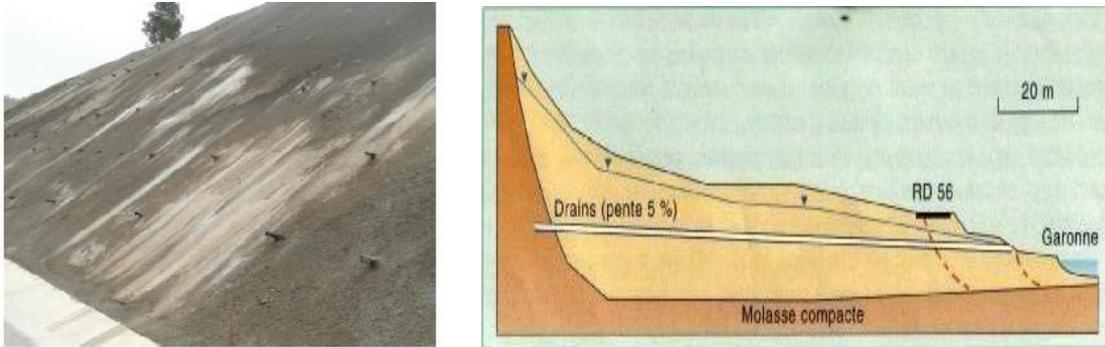


Figure II.31: Exemple de drains subhorizontaux (Achoui et Dahmani ,2013)

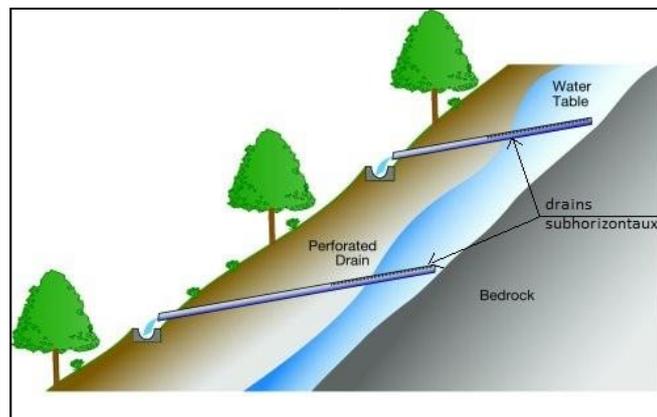


Figure II.32: Drains subhorizontaux

II.8.2.4. Drains verticaux, puits et galeries drainantes

Les techniques des drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisés pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.

Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainant sans être limités en profondeur.

Les galeries drainantes constituent un autre type d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage. (APAT, 2003).

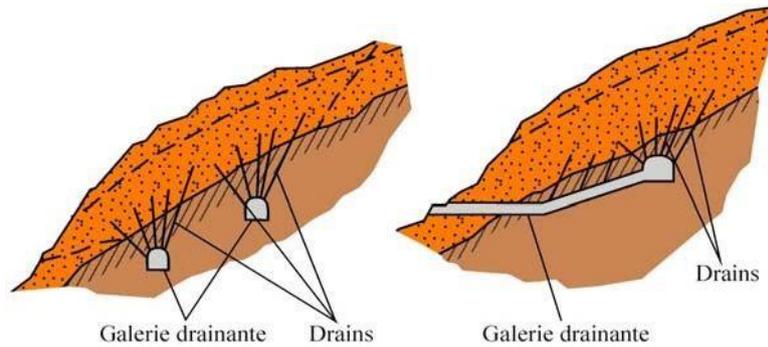


Figure II.33: Galerie drainante (APAT, 2003).

II.8.2.5. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus, leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très 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 matériaux drainant régulièrement espacés. (Gilles, S. Pierre, P.1998)



Figure II.34: Réalisation du masque drainant (Achoui et Dahmani ,2013)

II.8.3. Stabilisation par renforcement

Ce principe de renforcement des sols repose sur l'introduction dans le sol des inclusions, destinées à améliorer les caractéristiques mécaniques du sol. (Hubert.1979) Les renforcements par des éléments résistants sont classés en deux catégories :

- **Les renforcements rigides :** dans ce cas il s'agit d'un traitement homogène du sol qui se traduit par une augmentation de la densité. De la rigidité et de la cohésion ce genre de renforcement peut travailler suivant les types : en traction,

en compression et en flexion. il résulte une amélioration du taux de travail possible au niveau des fondations et une diminution des tassements.

- **Les renforcements souples** : il s'agit d'ajouter au sol des éléments de matière souple destinés pour permettre à l'ouvrage de résister à des sollicitations qu'il n'était pas en mesure de les supporter auparavant , ces renforcements travaillent généralement en traction comme les produits géo synthétiques (les géotextiles, les géo grilles, etc...)

II.8.3.1. Ouvrages de soutènement

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

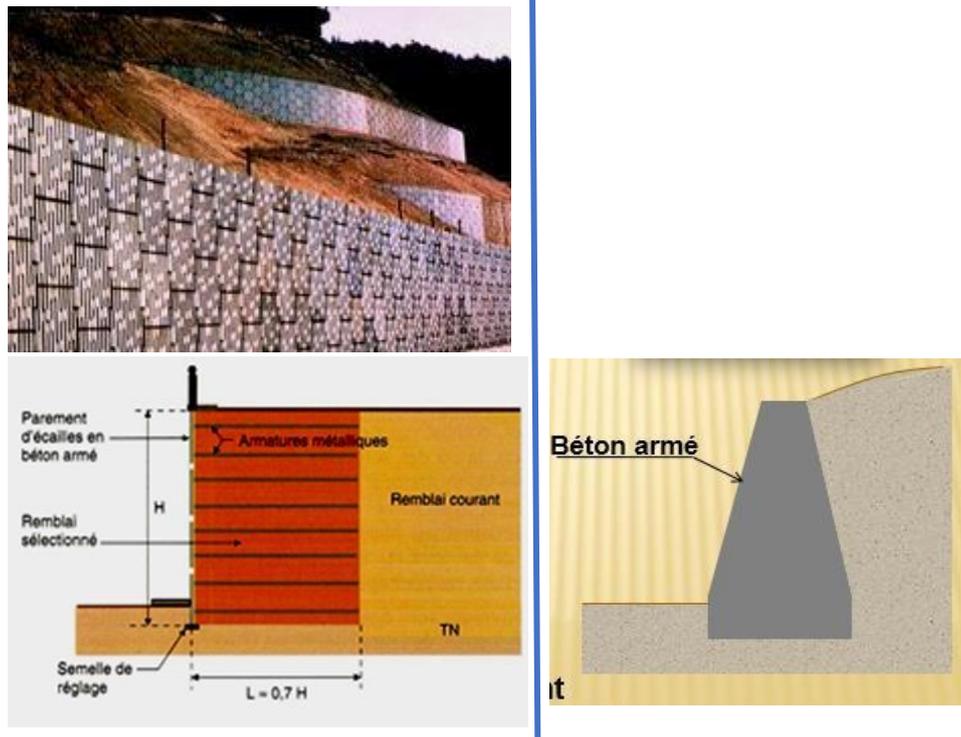
L'ouvrage a une fonction locale, il protégé une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions.

Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en générale assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage. (Gilles .S, Pierre .P.1998)



Figure II.35: Exemple d'ouvrage souple (Achoui et Dahmani ,2013)



(a) Mur en terre armée.

(b) Mur poids en béton armé.

Figure II.36: type d'ouvrage rigide

II.8.3.2. Tirants d'ancrage actifs

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

Le mur est ancré dans le sol par des tirants d'ancrage permettant la reprise des forces de poussées. Comme le montre la (**Figure II.37**), on distingue le cas où la plaque d'ancrage travaille en butée, de celui où elle travaille en frottement. (Bouafia. A., 2010)



Figure II.37: Exemple de tirants d'ancrage actif

II.8.3.3. Le clouage

C'est une technique qui consiste à renforcer des sols in situ par des barres passives. Ces barres peuvent être battues ou scellées dans des trous de forages. Elle est principalement développée dans deux domaines :

- Soutènement des excavations
- Stabilisation des pentes

Ces inclusions métalliques peuvent travailler aussi bien en traction, en flexion ou en cisaillement, suivant le type d'ouvrage. (Gilles .S, Pierre .P.1998)

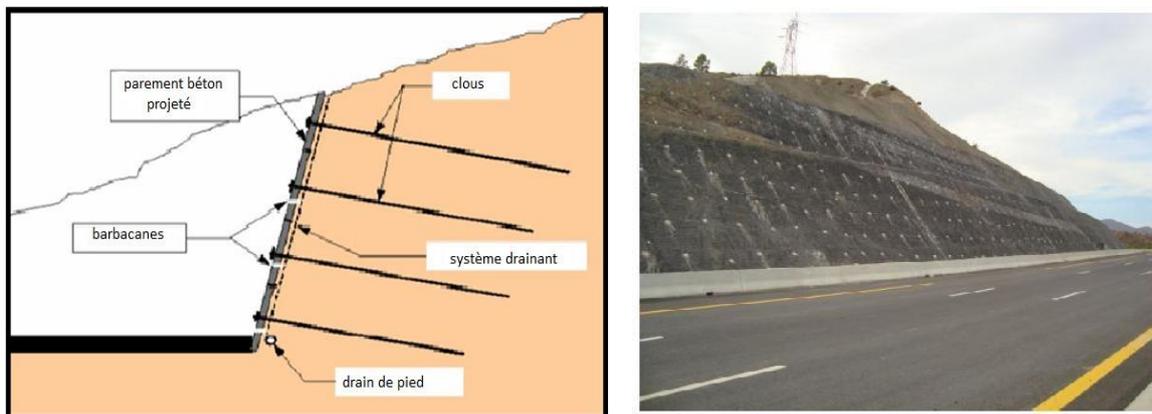


Schéma représentant une paroi clouée [Lérau, J., \(2005-2006\)](#).

Figure II.38: Exemple de stabilisation de talus par clouage ([Achoui et Dahmani ,2013](#))

II.8.3.4. Clouage par pieux ou micropieux

On peut utiliser des fils de pieux pour renforcer les sols en place, ces derniers travaillent en cisaillement et permettent le blocage des cercles de glissement qui se propagent dans le sol, ces pieux doivent avoir un espacement minimum de 2 mètres pour permettre leur exécution. En

revanche, le procédé de micropieux sert à rigidifier le sol de façon à enserrer un certain volume de sol entre un nombre suffisant de micropieux et s'ils sont liaisonnés entre eux, ils vont travailler comme un squelette structural au sein du sol. (www.syntec-ingenierie.fr/media/uploads/tables.../4geotechnique.pdf)

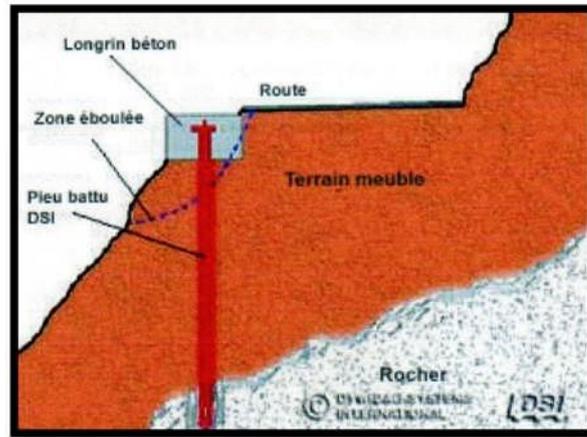


Figure II.39: Clouage de pieux

II.8.4. Protection superficielle

La stabilité générale du talus étant assurée, cependant son état de surface peut se dégrader par érosion sous l'action des agents météoriques pluie, vent, gel. C'est une protection active dont le but est de limiter l'érosion superficielle (liée au gel-dégel et aux eaux de ruissellement) de la matrice meuble des talus, responsable du déchaussement de pierres ou de petits blocs lors de fortes précipitations. (Durville, J. Gilles, S. 2000).



Figure II.40: Exemple de talus de déblai dans des sols de la matrice meuble érodés – CW Boukerdane TIPAZA (Durville, J. Gilles, S. 2000).

La technique consiste à réinstaller un couvert végétal sur une pente mise à nu par l'érosion ou par des travaux de terrassement, ce qui permet à la végétation de fixer le talus par son emprise au sol (racines, couvert aérien) et limite ainsi le départ de sols et de pierres. En parallèle, des dispositifs peuvent être installés pour stabiliser les terrains et assurer la prise de la végétation. La technique de protection superficielle nécessite au préalable :

- L'étude de stabilité de talus (stabilité d'ensemble et stabilité des blocs rocheux isolés)
- l'étude hydrogéologique et la prise en compte des écoulements superficiels
- L'étude pédologique, écologique et la détermination des espèces végétales les plus adaptées ainsi que la technique de semis à employer (Durville, J. Gilles, S., 2000).

II.9. Méthodes de calcul de stabilité des pentes

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante :

Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste de massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture (**Figure II.40**). Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe. (Kamel m'zoughem ; Walid chenafa., 2006)

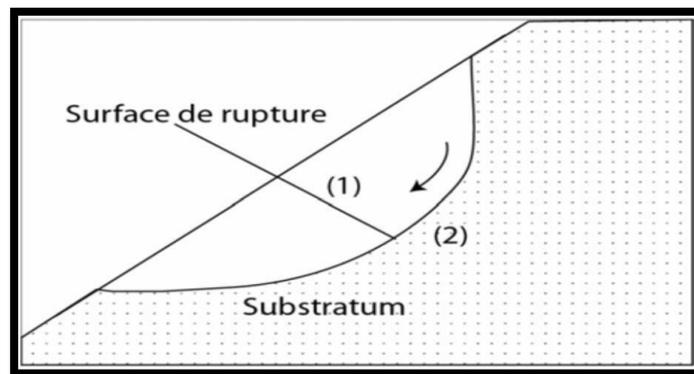


Figure II.41 : Description de la surface de rupture. (SAROUT. J., 2006)

II.9.1. Définition du critère de rupture

Le critère de rupture utilisé est le critère de Coulomb

$$\tau \leq \sigma' \times \text{tg} \varphi' + C'$$

Si l'on vérifie la stabilité de la pente par rapport à une première rupture éventuelle, on prendra :

C'PIC, φ' PIC

Si l'on vérifie la réactivation d'un glissement qui s'est déjà produit, on prendra :

C' RES, φ' RES.

II.9.2. Coefficient de sécurité FS :

Pour évaluer la stabilité des pentes, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du Coefficient de sécurité. Ce dernier peut être un rapport des forces, des moments, de grandeur

par rapport à une grandeur limite. Voir le tableau suivant (**Tableau II.05**). (Séve, G., et Pouget, P., 1998).

Tableau II.05 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité.

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$
Rapport des forces	$F = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H/H_{\max}

Le facteur de sécurité F_s minimal à adopter dépend de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels. De manière classique (l'équilibre limite), dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si $F > 1$, il n'y a pas rupture (pas de glissement);
- Si $F < 1$, il y a rupture (présence d'un glissement);
- Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

Selon les valeurs de F_s pour appréciation de la stabilité de la pente peut être prononcée : les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent voir le tableau suivant (**Tableau II.06**), selon (Habib, P., 1997).

Tableau II.06: Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent

F_s	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
> 1.4	Satisfaisante pour les barrages

II.9.3. Choix de la méthode de calcul

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes numériques.
- Les méthodes des abaques.

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

1. On étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement ou La ligne de rupture est la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ...). (SAROUT. J., 2006), (ROGOZ., 1978)

2. Décomposer le 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 » (méthode de FELLENIUS,

Méthode de BISHOP, JANBU...). (SAROUT. J., 2006), (SEKHAL Adjel Ahmed1 et al, 2013)

II.9.3.1. Méthode globale

Dans cette méthode, on considère de façon globale les équations d'équilibre au lieu de

les vérifier au niveau de chaque tranche, le calcul global peut être effectué dans le cas :

➤ D'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques: γ , φ , c et par la Pression U de l'aquifère.

➤ D'un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients

II.9.3.2. Méthodes Basées Sur l'équilibre Limite (Méthode Des Tranches)

Les méthodes dites de calcul à l'équilibre limite reposent sur une hypothèse de mécanisme de rupture à priori suivant des surfaces de glissement, et l'analyse de la stabilité de la partie du massif délimitée par ces surfaces de rupture. (Sekhal Adjel Ahmed1 et al, 2013)

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres de talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. (Kamel m'zoughem ; Walid chenafa. 2006)

Les figures suivantes (II.42) et (II.43) illustrent le principe de la méthode des tranches :

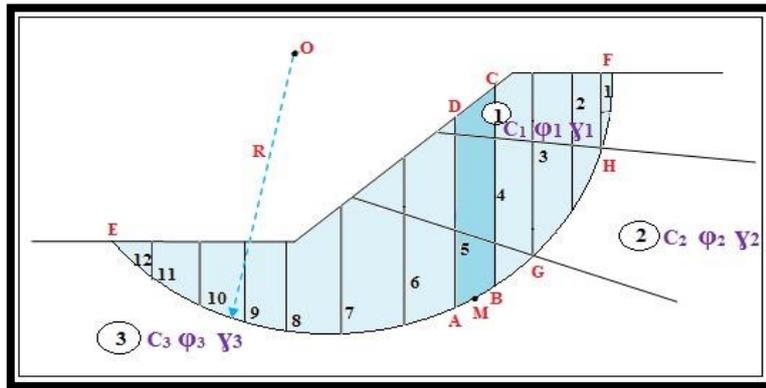
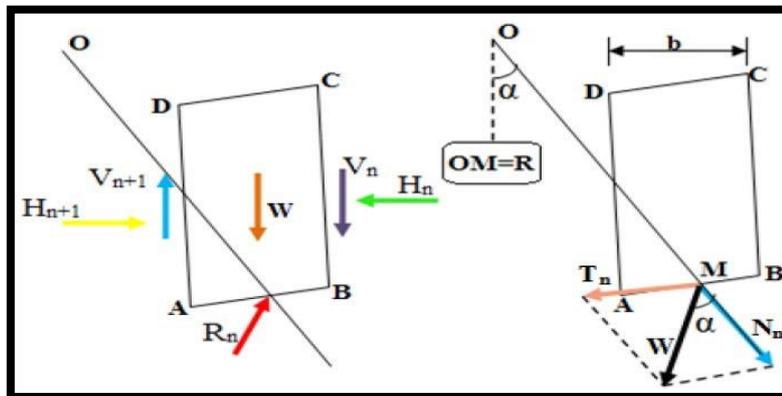


Figure II.42. Description de découpage en tranches avec la surface de rupture. (BOUHADAD, Y., novembre, 2005)



a) Décomposition complète b) hypothèse de fellenius

Figure II.43: Forces agissant sur la tranche n (Philipponnat, G., 1998).

On se place dans une configuration bidimensionnelle en déformation plane.

On considère un volume de sol AMB susceptible de glisser (Figure II.44), (Marni Sandid Iheb., 2014)

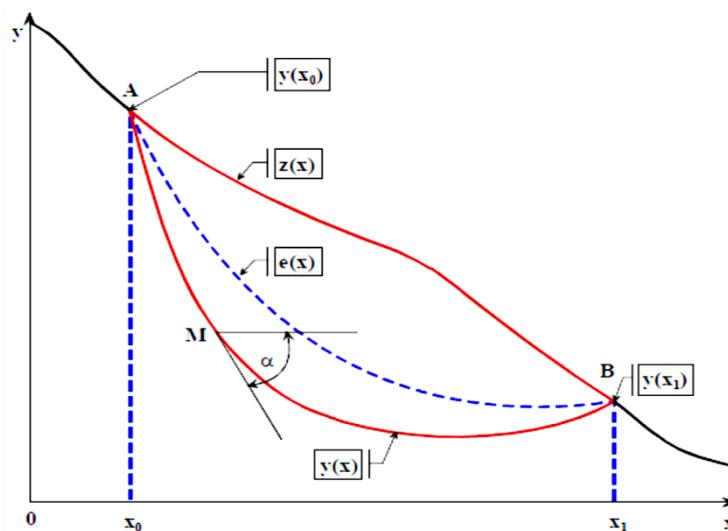


Figure II.44: Définition de la surface de glissement

$Z(x)$, l'équation de la ligne de talus,

$Y(x)$, l'équation de la ligne de rupture étudiée,

$Tg\alpha = dy/dx =$ tangente à la ligne de rupture.

On découpe le massif de sol en tranches verticales d'épaisseur dx assez petites pour que la base de chaque tranche, soit assimilable à un segment de droite (**Figure II.45**)

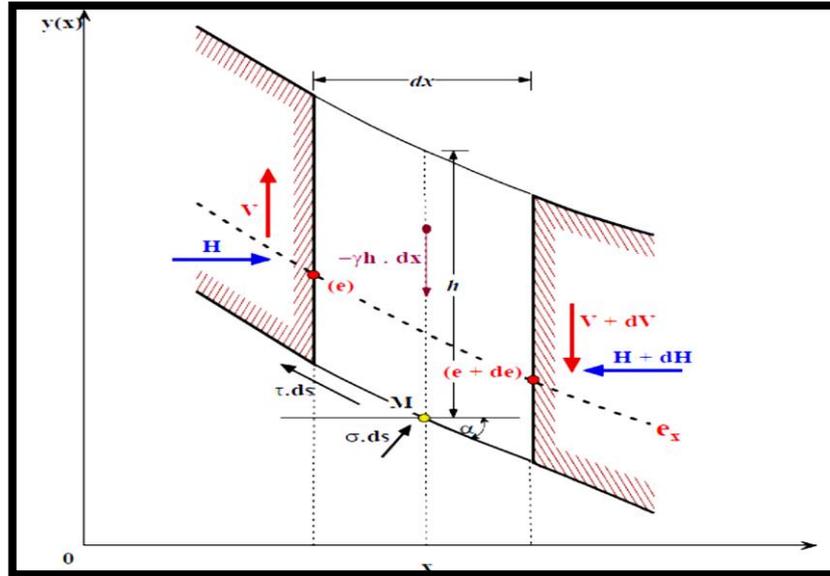


Figure II.45: Equilibre d'une tranche de sol (Marni Sandid Iheb., 2014)

On désigne :

$e(x)$, ligne d'action de la force interne qui s'exerce sur une section verticale, $v(x)$ et $H(x)$, les composantes verticale et horizontale de la force interne.

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

- forces volumiques (poids volumique, eau...)
- forces surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse).

Les forces en présence sont les suivantes :

- poids de la tranche $\gamma h \cdot dx$
- forces inter tranches horizontales H et $(H + dH)$
- forces inter tranches verticales V et $(V + dV)$
- Les forces inter tranches ont leur point d'application sur la courbe $e(x)$
- contrainte normale totale σ , pression interstitielle u et contrainte tangentielle τ à la base de la tranche appliquée sur la surface ds .

D'autre part, l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O fournit une équation supplémentaire. (Marni Sandid Iheb., 2014)

❖ **Projection des forces élémentaires sur Ox**

En projetant les forces élémentaires normales $\sigma.ds$ et tangentielles $\tau.ds$ à la tranche sur les axes (x, y) (rotation de α), on obtient en prenant σ et τ avec leurs signes :

$$- dH + (\sigma.ds) \sin\alpha + (\tau.ds) \cos\alpha = 0 \quad (1)$$

❖ **Projection des forces élémentaires sur Oy**

$$- dV - (\gamma \times h.dx) + (\sigma.ds) \cos\alpha - (\tau.ds) \sin\alpha = 0 \quad (2)$$

Equilibre de rotation des forces élémentaires par rapport au point M, point de passage de $\gamma h.dx$, $\sigma.ds$ et $\tau.ds$ (moment de la tranche par rapport à M)

$$-V.dx + H.de + dH(e - y) = 0 \quad (3)$$

Avec $ds = de/\cos\alpha$

De (1) et (2), on peut déduire les contraintes σ et τ

$$\sigma = (\gamma \times h \times \cos^2 \alpha) + \left(tga \times \frac{dH}{dx} + \frac{dV}{dx} \right) \cos^2 \alpha \quad (4)$$

$$\tau = -(\gamma \times h \times \cos\alpha \times \sin\alpha) + \left(\frac{dH}{dx} - \frac{dV}{dx} tga \right) \cos^2 \alpha \quad (5)$$

$$\int_0^{x_1} [\sigma(x + [y \times tga]) + \tau(y - [x \times tga])] . dx = \int_0^{x_1} (x \times \gamma \times h) . dx \quad (6)$$

Moment des forces surfaciques

Moment des forces volumiques

On a donc cinq fonctions inconnues : $H(x)$, $V(x)$, $\sigma(x)$, $\tau(x)$, $e(x)$ et le coefficient de sécurité F_s .

On dispose des quatre équations (1), (2), (3) et (6) et de la loi d Mohr-Coulomb.

Ce système ne peut donc se résoudre sans une hypothèse complémentaire sur les fonctions inconnues et les diverses méthodes de calcul (une vingtaine) diffèrent essentiellement par la nature de l'hypothèse complémentaire, ce qui explique que suivant les méthodes retenues, on obtiendra des "coefficients de sécurité" différents. Pour être retenue pratiquement, une méthode de calcul devra être validée par l'expérience.

L'hypothèse complémentaire peut porter soit :

- sur une répartition des forces internes (Fellenius, Bishop, Morgenstern et Price...),
- sur la position de la ligne d'action e (Janbu...),
- sur la répartition de la contrainte normale ([Raulin et al 1974](#)) généralement appelée méthode des perturbations.

On retiendra les méthodes les plus utilisées pratiquement :

- méthode de Fellenius
- méthode de Bishop

II.9.3.2.1. Méthode de Fellenius (1927)

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : $H_i = V_i = 0$ (Figure II.46). ([Marni Sandid Iheb., 2014](#))

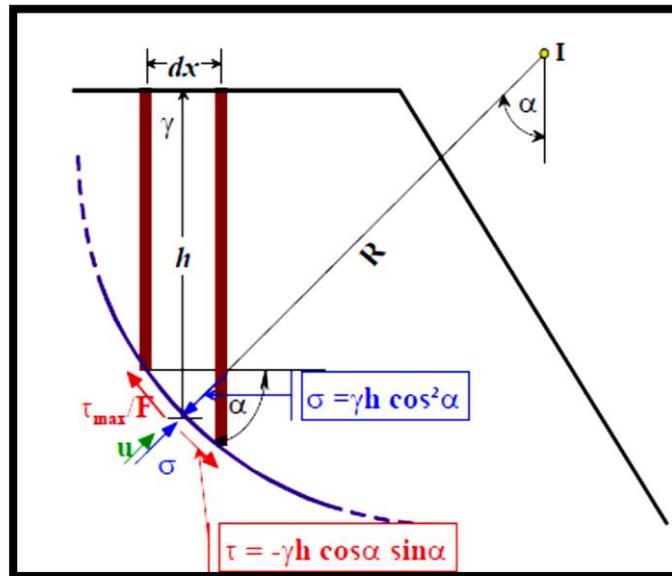


Figure II.46 : Equilibre d’une tranche de sol (Fellenius). ([Marni Sandid Iheb., 2014](#))

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que précédemment pour une tranche i, on obtient :

$$\sigma = \gamma \times h \times \cos^2 \alpha$$

$$\tau = -\gamma \times h \times \cos \alpha \times \sin \alpha$$

Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

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

$$\tau_{\max} = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + C'$$

Soit :

$$\frac{[(\gamma \times h \times \cos^2 \alpha) - u] \tan \phi' + C'}{F} = -\gamma \times h \times \cos \alpha \times \sin \alpha$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan.

Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_i^n \frac{[(\gamma_i \times h_i \times \cos^2 \alpha_i) - u_i] \tan \phi'_i + C'_i}{F} \cdot ds_i \times R = \sum_i^n [(\gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i) \cdot ds_i] \times R$$

R est constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où

$$F = \frac{\sum_i^n [(\gamma_i \times h_i \times \cos^2 \alpha_i) - u_i] \tan \phi'_i + C'_i \cdot ds_i}{\sum_i^n [\gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i] \cdot ds_i}$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

$W = \gamma_i \times h_i \times dx_i$ avec $dx_i = ds_i \times \cos \alpha_i$

D'où $W_i = \gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times ds_i$ et en remplaçant dx_i par b_i (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_i^n \left(W_i \times \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i \times b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right) \tan \phi'_i + \frac{C'_i \times b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_i^n W_i \times \sin \alpha_i}$$

II.9.3.2.2. Méthode de Bishop's simplifiée (1954), (Marni Sandid Iheb., 2014)

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches : $V_i = 0$ et $H_i \neq 0$ (Figure II.47)

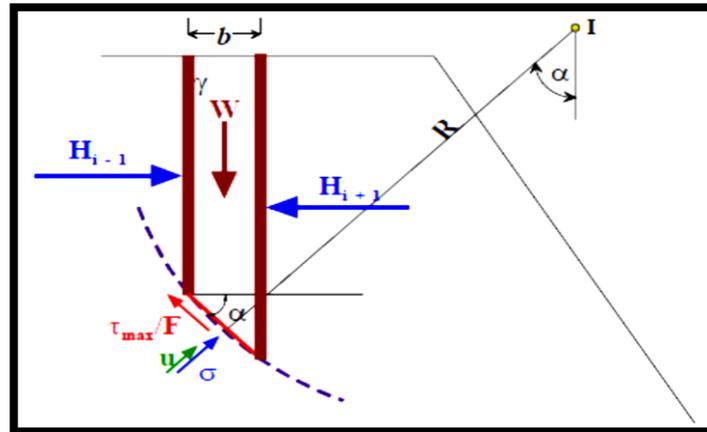


Figure II.47 : Equilibre d'une tranche de sol. (Marni Sandid Iheb., 2014)

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec

$$\tau = \frac{(\sigma - u)tg\varphi'}{F} + \frac{C'}{F}$$

$$W = [(\sigma' + u)b] + \sigma' \times b \times tg\alpha \left(\frac{tg\varphi'}{F} \right) + \left(\frac{C'}{F} \times b \times tg\alpha \right)$$

D'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{l}{F} \sum_1^n [(\sigma'_i \times tg\varphi'_c) + C'] + \frac{b_i}{\cos\alpha_i} = \sum_1^n W_i \times \sin\alpha_i \times R$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de F.

$$F = \frac{\sum_1^n \frac{[(W_i - (u_i \times b_i)tg\varphi'_i) + (c'_i \times b_i)]}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \frac{tg\varphi'_i}{F}}}{\sum_1^n W_i \times \sin\alpha_i}$$

La valeur initiale du coefficient Fo est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius ; on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

U : pression interstitielle agissante sur l'arc.

C : cohésion effective.

φ : angle de frottement interne effectif.

Pour déterminer FS, il faut :

1. Procéder par itérations successives car Fs figure aux deux membres de l'équation.

Définir (V_n, V_{n+1}) pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admettre que le long des plan verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur application à la surface libre (c'est à dire proportionnelle au poids des terres). Compte tenu de l'équation réagissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement. il sera alors possible de définir (V_n, V_{n+1}) toutefois, ce calcul est très lourd et bien entendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur. (Costet et G. Sanglerat.) (G.Filliat., 1981)

D'autres méthodes sont basées sur des hypothèses différentes, tel que les méthodes de :

- ✓ JANBU (ligne d'action des forces inter-tranchent située au 1/3 de la hauteur des tranches).
- ✓ SPENCER (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches constant).
- ✓ MORGENSTERN et PRICE (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter-tranches = $\lambda \cdot f(x)$).
- ✓ SARMA (introduction d'un paramètre supplémentaire : accélération verticale).
- ✓ Perturbations (méthode proposée par RAULIN du LCPC).

II.9.3.2.3. Méthode De JANBU (1965)

La méthode de JANBU détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces. Cette méthode considère les forces normales inter-tranche (E), mais néglige les forces de cisaillement (T). La force normale (P) est déterminée comme dans la méthode de BISHOP simplifiée. (GEO-SLOPE International Ltd., 2008)

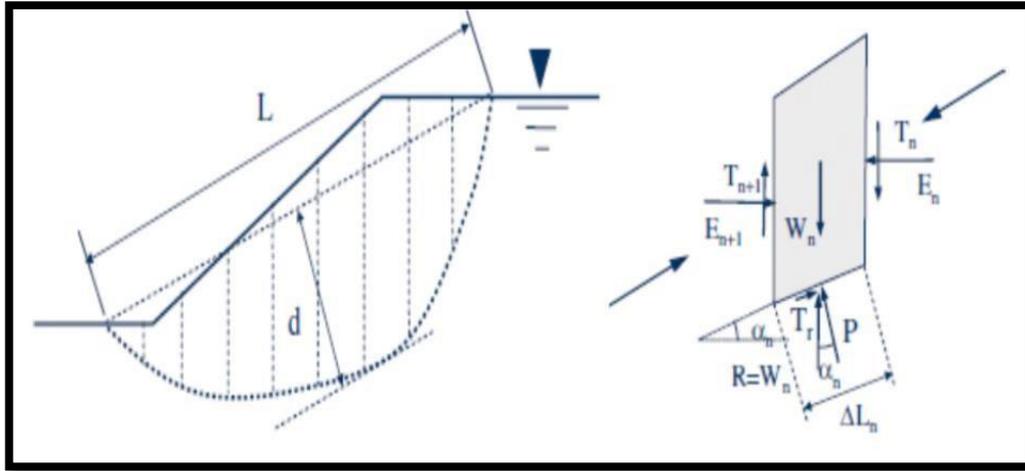


Figure II.48 : Forces considérées dans la méthode de JANBU. (DURVILLE, J.L ; HÉRAUD, H ; 2001)

Pour cette méthode, JANBU calcule d’abord un facteur de sécurité non corrigé **Fs0** qui est déterminé comme suit :

$$F_{s0} = \frac{\sum_{n=1}^m (b_n \frac{tg\phi_i [c_i + (\frac{W_n}{b_n} - u)]}{n\alpha}}{\sum_{n=1}^m W_n tg\alpha_n}$$

Avec : $n\alpha = \cos^2 (1 + tg\alpha_n * (tg\phi_i/F_{s0}))$.

(W_n/b_n) est la contrainte verticale totale. b_n

est la largeur de la tranche n.

α_n : l’inclinaison de la surface de glissement au milieu de la tranche n.

u : pression de l’eau interstitielle.

On peut remarquer que la méthode de JANBU, satisfait l’équilibre des forces et considère les forces normales inter-tranche (E). C’est une méthode indirecte (itérative, puisque **Fs0** est des deux côtés de l’équation). Elle est utilisée généralement pour une surface de cisaillement composée (surface de glissement générale).

JANBU a introduit un facteur de correction (**f0**), dans le coefficient de sécurité original, pour pallier aux effets des forces de cisaillement inter-tranche. Avec cette modification, la méthode de Janbu donne des valeurs du coefficient de sécurité Fs plus importants, comme : **Fs= f0.Fs0**

Le facteur de correction dépend du rapport entre profondeur et longueur de la surface de rupture (d/L). (**Figure II.49**) Le coefficient de sécurité avec ce facteur de correction, peut

augmenter de 5 à 12%, donnant une marge inférieure dans le cas du frottement seul.

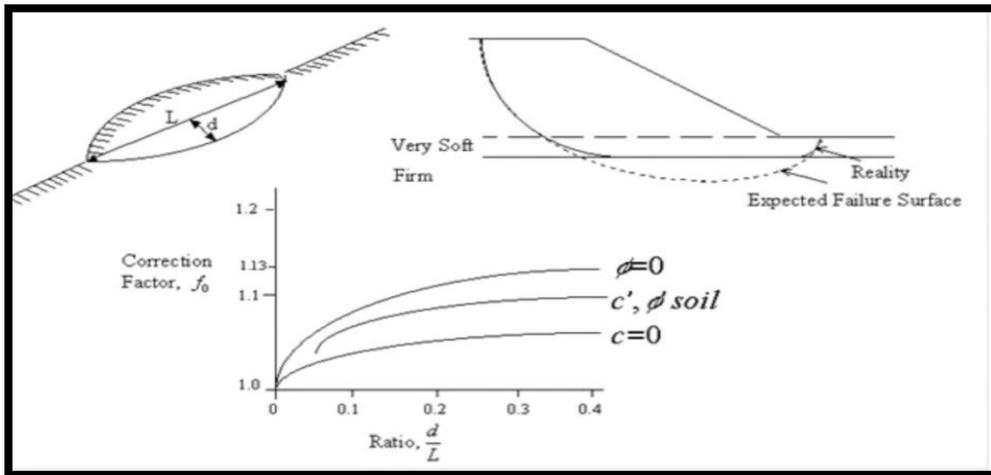


Figure II.49 : Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture (GEO-SLOPE International Ltd., 2008)

Il ya toute une série de procédures d'équilibre limite qui a été élaborée pour analyser la stabilité statique des talus. Les pentes homogènes sont habituellement analysées par les méthodes présentées précédemment (BISHOP simplifiée 1954 ; JANBU 1956), qui assument les surfaces de rupture circulaires. Quand les conditions du sol ne sont pas homogènes, les surfaces de rupture sont susceptibles d'être non circulaires. Dans ces cas, il est préférable d'utiliser des méthodes comme MORGENSTERN-PRICE (1965), SPENCER (1967). (GEO-SLOPE International Ltd., 2008), (KARRAY. M)

Il y a aussi la méthode de SARMA (1973, 1979), où il a développé une approche différente pour déterminer le coefficient de sécurité d'un talus et qui vérifie toutes les conditions d'équilibre limite.

II.9.3.3. La Méthode Numérique (MEF)

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul numérique qui ayant un profond caractère plus physique qu'abstrait, elle a été inventée plutôt par les ingénieurs que par les mathématiciens.

Cette méthode a été appliquée pour la première fois dans des problèmes liés à l'analyse des contraintes et depuis elle a été étendue dans d'autres problèmes liés au milieu continu.

La MEF représente une modalité d'obtenir une solution numérique correspondant à un problème spécifique. Cette méthode n'offre pas une formule pour une certaine solution et ne résout pas une classe de problèmes. La MEF est une méthode approximative à moins qu'un

certain problème puisse être extrêmement simple conduisant ainsi à une formule exacte toujours valable. (Plaxis 2D version 8.2)

II.9.3.4. Méthode Des Abaques

Le principe de cette méthode consiste en l'estimation de facteur de sécurité en fonction de plusieurs paramètres : la hauteur de gradin (H_g) et l'angle d'inclinaison (α) qui représentent les paramètres de talus ; le poids volumique (γ), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (φ) qui représente les paramètres de matériau à étudier. (Kamel m'zoughem ; Walid chenafa 2006) Plusieurs auteurs ont proposé leurs propres abaques, on distingue : l'abaque de HOEK, de FELLENIUS, de BISHOP-MORGENSTERM (1960) et de MORGENSTERM (1963).

➤ L'abaque De HOEK

Cette méthode établie par HOEK, est utilisée pour calculer le coefficient de sécurité F_s , il suffit de connaître la fonction de l'angle du talus (X) et la fonction de la hauteur du gradin (Y). Le point d'intersection de ces dernières nous permet de déterminer le coefficient de sécurité correspondant. (Kamel m'zoughem ; Walid chenafa 2006)

Les fonctions X et Y sont définies par les formules suivantes :

$$X = \alpha - (1.2 \varphi)$$

$$Y = \gamma H_g / C$$

Où :

α = angle du talus ($^\circ$)

φ = angle de frottement interne ($^\circ$).

γ = poids volumique de la roche (kn/m^3)

H_g = hauteur du gradin (m).

C = cohésion de la roche (kN).

II.10. Conclusion

Ce chapitre met en évidence les principaux mouvements de terrain et leurs classifications (écroulement, glissement, les coulées boueuses, etc.) ; leurs comportements ainsi que les conséquences qui ont conduits à des dommages matériels ou humains.

En plus de ce chapitre, nous avons cité différentes méthodes de confort et leurs applications en fonction du type et de la cause du glissement de pente, des risques et de la faisabilité de la solution. Ces méthodes peuvent être utilisées en modifiant l'ingénierie du site, en faisant des évièrs ou en introduisant des éléments de soutien.

Avec les différentes méthodes de calcul de stabilité avec leurs différentes hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'un talus.

DEUXIEME PARTIE

SYNTHESE **E**XPERIMENTAL

CHAPITRE TROISIEME

PROGRAMME D'ESSAIS

CHAPITRE TROISIEME

PROGRAMME D'ESSAIS

III. INTRODUCTION

Les essais d'identification permettent de qualifier le sol par un nom plus précis (argile, sable, limon argileux,...). Une telle appellation est très utile quand elle est un peu rigoureuse car le mécanicien des sols sait pour chaque type de sol, quelles sont les propriétés à étudier, quels sont les risques possibles et quelles sont les aptitudes principales.

Dans le domaine de la géotechnique, l'identification du matériau qu'on voudrait utiliser est la première étape à suivre. Cette opération se fait à l'aide des essais de laboratoire et in-situ. Ces essais permettent la détermination des caractéristiques mécaniques et physiques du sol concerné. Ces dernières sont d'un grand intérêt, car elles servent non seulement à classer les sols mais nous renseignent aussi sur leur comportement mécanique, ce qui met à notre disposition des informations d'une extrême importance quant aux possibilités d'utilisation en construction civil.

Dans notre travail les essais d'identification physique qui ont été effectués sur matériaux utilisés sont:

- ✚ Essai de compressions et flexion
- ✚ L'absorption d'eau
- ✚ Porosité
- ✚ Essai de Proctor
- ✚ Limite d'Atterberg

III.1. Essai de compressions (NF P 94-078) :

L'essai de compression uni axial effectué sur une éprouvette carre de dimensions (10*10cm) avec une vitesse de déformation constante de 1.27 mm/min.

Pendant l'essai la déformation axial est mesurée avec un capteur de déplacement type LVDT placés sur le piston. La force appliquée sur l'échantillon est mesurée avec un capteur de force fixé placé entre le vérin et le piston.



Figure III.1. Appareil CBR adapté à l'essai de compression

III.1.1. Principe

L'essai s'effectue sur une éprouvette placée entre l'embase inférieure et supérieure.

L'axe de l'éprouvette carrée est orthogonal par rapport aux embases. L'essai consiste à imposer une vitesse constante de déformation longitudinale et une force axiale appliquée à l'éprouvette.

III.1.2. Mode d'opérateur :

- Tamiser 3kg du sol sec a 5mm de diamètre.
- Ajouter la teneur en eau optimum qui a été déjà déduite dans l'essai Proctor.
- homogénéiser les constituants qui composent l'échantillon.
- Extraire l'échantillon de sol du moule carre
- Laisser reposer l'échantillon pendant 24 h à l'intérieur d'un sac fermé.
- Mettre l'échantillon dans un bac d'eau pour l'état immergé.
- l'état humide, garder les échantillons à l'intérieur des sacs pour préserver leur teneur en eau.



A) mélange (sika, l'eau sol)



B) remplit les moules



C) compacte le sol, Ciment



D) après le compactage



E) conservée dans les secs



F) simple dans essai

Figure III.2 : Ensemble des étapes montrant le déroulement de l'essai de compressions simple uni axial

III.2. L'absorption d'eau (NF-1097-6) :

III.2.1. Généralité :

La plupart des granulats stockés dans une atmosphère sèche pendant un certain temps, peuvent par la suite absorber de l'eau. Le processus par lequel le liquide pénètre dans la roche et l'augmentation de poids qui en résulte sont appelés absorption. L'absorption peut varier dans de très larges mesures suivant la nature du granulat.

III.2.2. Définition :

L'absorption d'eau par immersion est la différence entre la masse d'un échantillon saturé dans l'eau et sa masse à l'état sec.

III.2.3. Mode d'opérateur :

- Prépare les échantillons et conservée dans un environnement humide.
- Après 14jours et 28 jours, Sécher un échantillon dans une étuve à 105°C soit M_{sec} .
- Immerger l'échantillon dans l'eau jusqu'à saturation (après 24 H) ; soit M_{sat} .

L'absorption d'eau se calcul comme suit :

$$Ab = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sec}} \times 100$$



A) rempli les moules B) Conservée dans les sachée C) mesure les éprouvettes (humide)



D) l'éprouvette dans l'étuve E) mesure les éprouvettes (sèche)

Figure III.3 : Ensemble des étapes montrant le déroulement de l'essai l'absorption d'eau

III.3. La porosité (NF P18-459)

III.3.1.Principe

L'essai consiste à saturer en eau la porosité ouverte des grains constituant le matériau granulaire. L'immersion du matériau dans une solution aqueuse, permet sa saturation à froid, l'essai nécessite du temps.

En vue d'accélérer le phénomène on augmente progressivement la température de l'eau

Le gradient thermique provoque dans le temps la dilatation de l'air présent dans les pores. Ce gaz quitte plus facilement les pores pour y être substitué par l'eau liquide. Ainsi l'eau sature plus rapidement la totalité des vides.

III.3.2. Mode opératoire.

- Préparer un échantillon sec d'1 kg, soit M_0 ,
- Placer l'échantillon dans l'eau froide et porter à ébullition pendant 2 heures, en vue de chasser l'air des pores et les saturer par de l'eau,
- Retirer l'échantillon de l'eau et essuyer à l'aide d'un chiffon chaque grain, peser la nouvelle masse, soit M_1 ,
- Calculer la porosité

- $P\% = \frac{M_1 - M_0}{V}$

III.4. Essai Proctor (NF P94-053)

III.4.1. But de l'essai

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale qui engendre une densité sèche maximale et donc des conditions de compactage optimisées

III.4.2. Mode opératoire

- Peser l'ensemble du moule vide + embase (soit P_m). Mettre en place la hausse.
- Prendre 3kg de sol sec passé au tamis de 5mm.
- Ajouter 8% d'eau à cette quantité, l'homogénéiser et partager en trois.
- Introduire la 1^{ère} couche de sol et la compacter en 25 coups. Scarifier la surface compactée.
- Procéder de manière identique pour les deux couches suivantes.
- Enlever délicatement la hausse et araser soigneusement le moule, le nettoyer puis le Peser (soit P_h).
- Enlever l'embase et prélever deux prises sur l'échantillon, l'une en haut et l'autre en bas, et en déterminer la teneur en eau (On prendra la moyenne des deux valeurs).
- Répéter les opérations de 1 à 7 en augmentant la teneur en eau de 2% (Réaliser 5 points).

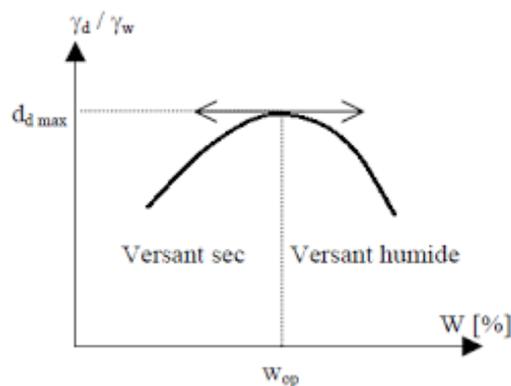


Figure III.4: Courbe de l'essai Proctor normal et modifié.



Figure III.5: Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

III.5. Essai limite d'Atterberg (NF P94-051)

III.5.1. But de l'essai

Déterminer la limite de liquidité W_L et la limite de plasticité W_P qui sont des teneurs en eau pondérales, caractéristiques du sol. Ces résultats permettent de prévoir le comportement des sols sous l'action des variations de teneur en eau.

III.5.2. Mode opératoire

III.5.2.1. Détermination de la limite de liquidité W_L

- Prendre environ 200 g de sol préalablement tamisé au tamis de 0,4 mm par voie humide et séché.
- Malaxer la totalité de la prise de telle sorte à obtenir une pâte quasi homogène et fluide.
- Mettre en place une partie de la pâte en l'étalant avec une spatule (épaisseur au centre est de 15 à 20 mm).
- Creuser une rainure dans cette pâte dans l'axe de la coupelle, l'outil étant sensiblement perpendiculaire à celle-ci.
- Tourner la manivelle, de manière très régulière, à raison de 2 chocs par seconde.
- Compter le nombre de coups nécessaires pour que les deux lèvres se referment sur 1 cm environ.
- Prélever environ 5 grammes de sol de part et d'autre de la rainure afin d'en déterminer la teneur en eau.
- Si le nombre de coups n a été inférieur à 15, rehomogénéiser le sol et le sécher un peu puis reprendre les opérations de 3 à 7.

- Si le nombre de coups n a été supérieur à 35, humidifier légèrement et bien homogénéiser le sol avant de reprendre les opérations de 3 à 7.

III.5.2.2. Détermination de la limite de plasticité W_p

- Sécher l'échantillon un peu plus.
- Former à la main sur une plaque de marbre propre une boule d'environ 12mm de diamètre.
- Confectionner un cylindre en roulant la boule sur la plaque de marbre par un mouvement alternatif. Trois cas peuvent se présenter :
- Si ce cylindre se brise avant d'atteindre 3 mm de diamètre et 10 cm de longueur, la teneur en eau est trop faible. Il faut l'humidifier un peu.
- S'il ne s'est pas brisé, le soulever dans son milieu. La limite de plasticité est atteinte si la rupture se produit pendant ce soulèvement. Il faut mesurer sa teneur en eau.
- Si la rupture ne se produit pas, sécher un peu plus le matériau.

- **Limite de plasticité w_p**

La limite de plasticité (w_p) caractérise la transition entre l'état solide et l'état Plastique.

- **Limite de liquidité w_L**

La limite de liquidité (w_L) caractérise la transition entre l'état plastique et l'état Liquide.

- **Limite de retrait w_s**

La limite de retrait est la valeur minimale eau au-dessous duquel une diminution de cette valeur ne produit pas une réduction de volume du terrain.

- **Indice de plasticité I_p**

Il est donné par la formule suivante :

$IP=WL-WP$ Cette indice est d'autant plus élevé que le sol contient de l'argile (**Tableau III.01**)

Tableau III.01 : Déterminations du degré de plasticité d'un sol par l'indice de plasticité

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0 - 5	Non plastique
5 - 15	Peu plastique
15 - 40	Plastique
> 40	Très plastique

Indice de liquidité

Il est donné par la formule suivante : $IL = (w - w_p) / (I_p)$

Indice de consistance Ic

Il s'agit d'un indicateur dérivé : $I_c = (w_L - w) / I_p$

Avec w : la teneur en eau.

Tableau III.02: L'indice de consistance.

Ic	Appréciation
0 – 0.25	Pâteux
0.25 – 0.5	Mou
0.5 – 0.75	Ferme
0.75 – 1	Mi dur
>1	Dur

**Figure III.6** : Les matériels utilisés.**Figure III.7** : Le mortier malaxé.**Figure III.8** : Le remplissage de la coupelle de Casagrande

III.6. Essai de Flexion : EN 12390-4.

III.6.1. La machine de flexion :

L'essai doit être réalisé au moyen d'une machine d'essais conforme à

a. Application de la charge :

L'appareil de chargement (voir Fig. III.9) doit être équipé de :

- Deux rouleaux d'appui.
- Deux rouleaux supérieurs maintenus par un support articulé, qui répartit également entre les deux rouleaux la charge appliquée.
- Tous les rouleaux doivent être en acier, de section circulaire, et d'un diamètre compris entre 20 mm et 40 mm
- Leur longueur doit être au moins de 10 mm supérieure à la largeur de l'éprouvette.
- Trois rouleaux, parmi lesquels les deux rouleaux supérieurs, doivent pouvoir pivoter librement autour de leur axe et osciller dans le plan orthogonal à l'axe longitudinal de l'éprouvette d'essai.

b. Mise en charge :

Ne pas appliquer la charge avant que les rouleaux de chargement et les rouleaux d'appui soient bien en contact avec l'éprouvette.

Sélectionner une vitesse de chargement constante dans la plage 0,025 KN/sec.

Appliquer la charge sans choc et l'accroître de façon continue, à la vitesse constante sélectionnée $\pm 1\%$, jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

III.6.2. Principe :

Des éprouvettes prismatiques sont soumises jusqu'à rupture à un moment de flexion par application d'une charge au moyen de rouleaux supérieurs et inférieurs. La charge maximale atteinte au cours de l'essai est enregistrée, et la résistance en flexion est calculée.



Figure III.9: Machine de flexion.

III.6.3. Mode d'opérateur:

- Après 3j ; 14j et 28j mesurez la résistance à la flexion du sol stabilisés a l'état humide et immergé.
- Insère l'échantillon dans la machine de flexion.



E. Les éprouvettes à l'état humide.



F. Les éprouvette à l'état immergé.



G. Mesurée la résistance à la flexion.

Figure III.10. Ensemble des étapes montrant le déroulement de l'essai de flexion.

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons détaillé la procédure d'exécution de l'ensemble des essais effectués au niveau du laboratoire du génie civil. Dans ce qui suit, nous allons consacrer un chapitre qui englobe l'ensemble des résultats, leurs analyses et interprétations et expliqué la corrélation entre les caractéristique physique et mécanique d'un ce sol traité et non traité.

CHAPITER QUATRIEME

RESULTATS DES ESSAIS ET INTERPRETATIONS

CHAPITER QUATRIEME

RESULTATS DES ESSAIS ET INTERPRETATIONS

IV. INTRODUCTION

Ce chapitre récapitule l'ensemble des résultats des essais effectués sur le sol de la pente précédemment étudiée. Et Influence du pourcentage de liant hydraulique sur les résultats de ces essais. Les essais sont agencés comme suit : essais d'identification (Proctor, limite d'Atterberg), essais mécaniques (essai de compressions), et essais hydraulique (l'absorption d'eau, la porosité), ces résultats sont représentés sous forme de tableaux et de courbures et une synthèse avec interprétation est réalisée à la fin de chaque essai.

IV.1 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur le γ_d et IP

Tableau IV.1 : Synthèse des résultats d'essais Proctor

Les liants hydrauliques	$\gamma_d \text{ max (KN/m}^3\text{)}$	$W_{\text{Opt}} (\%)$
10%	16.79	18
5%	16.60	16
Sans ajouts hydrauliques	16.20	21

Tableau IV.2 : Indice de plasticité (Sans liant hydrauliques)

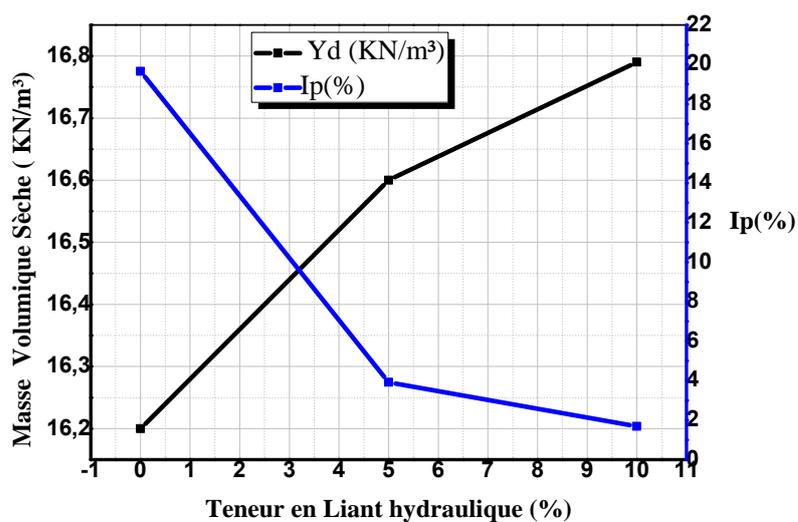
La limite de liquidité w_l (%)	46,192
La limite de plasticité w_p (%)	26.536
Indice de plasticité IP(%)	19.656

Tableau. IV.3 : Résultat de l'indice de plasticité IP (5% liant hydraulique)

Temps / Paramètres	28jrs
WL(%)	39.905
WP(%)	35.984
IP(%)	3.921

Tableau.IV.4 : Résultat de l'indice de plasticité IP (10% liant hydraulique)

Temps / Paramètres	28jrs
WL(%)	38.765
WP(%)	37.083
IP(%)	1.682



FigureIV.1 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et l'indice de plasticité

IV.1.1: Synthèse et interprétation

La courbe représente des changements de la masse volumique sèche et l'indice de plasticité en fonction de la teneur en liant hydraulique

Dans cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus l'indice de plasticité est faible, d'autre part, la courbe est compensée par une augmentation de la masse volumique sèche. de sorte qu'ils se croisent dans le pourcentage 3% de la teneur en liant hydraulique.

À 0 % le liant hydraulique est $\gamma_{d \max} = 16.2$ (KN/m³) et le pourcentage de l'indice de plasticité est IP= 19.656%

On ajoute 5% du liant hydraulique, on remarque une augmentation de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16.6$ (KN/m³) et une réduction significative de l'indice de plasticité IP= 3.921%

Cependant, la variation de $\gamma_{d \max}$ est proportionnelle au pourcentage du liant hydraulique

(de 16.20 KN/m³ pour l'échantillon sans liants à 16.60 KN/m³ pour l'échantillon à 5% soit une augmentation de 102.47%).

Lorsqu'on a ajouté 10% du liant hydraulique, on remarque une lente augmentation de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16.79$ (KN/m³) et une lente diminution de l'indice de plasticité IP= 1.682%, Cependant, la variation de $\gamma_{d \max}$ est proportionnelle au pourcentage du liant hydraulique, (de 16.20 KN/m³ pour l'échantillon sans liants à 16.79 KN/m³ pour l'échantillon à 10% soit une augmentation de 103.64%)

Cette variation peut s'expliquer par le fait de rajouter le liant hydraulique, la porosité dans le sol diminue à cause de l'hydratation du liant ce qui engendre un échantillon de sol plus dense. Par rapport à l'article (Sadek.D, et al., 2020), on trouve que les valeurs de $\gamma_{d \max}$ avec le déche de céramique ajoutée sont très proches des résultats que nous avons obtenus précédemment. De sorte que lorsque ils n'ont pas ajoutés le déche de céramique $\gamma_{d \max}=19,4$ (KN/m³) et quand ils ont ajoutés 5% $\gamma_{d \max}$ devient 19,5 (KN/m³) et quand le déche de céramique est 10% alors $\gamma_{d \max}=19,9$ (KN/m³).

Cela confirme la validité des résultats et que le sol s'améliore.

IV.1.2: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique sur γ_a et IP

La relation entre l'effet de la teneur en liant hydraulique par rapport à la masse volumique sèche et l'indice de plasticité à 28 jours sont indiqués dans **Figure IV.1** est inverse, c'est-à-dire plus la teneur en liant hydraulique est augmentatif, plus la masse du volumique sèche est élevée, et d'autre part, le pourcentage de l'indice de plasticité est élevé aussi en conséquent le sol s'améliore.

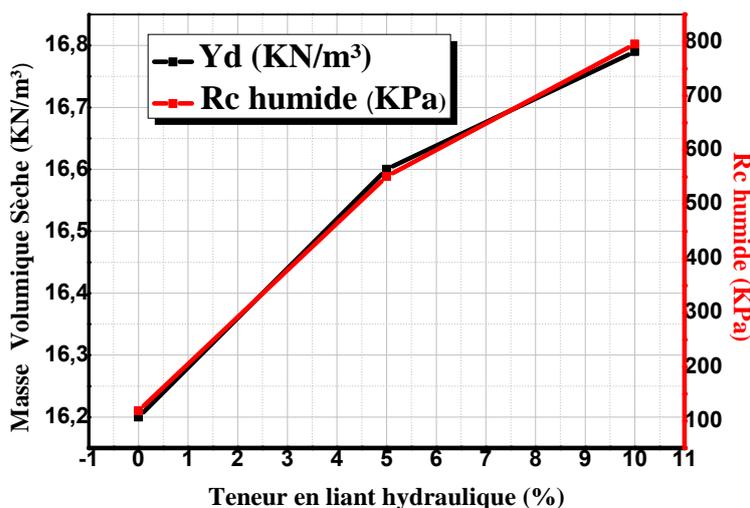
IV.2 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur le γ_a et $R_c h$, $R_c imrg$

Tableau IV.5 : Résultat de la résistance à la compression R_c en fonction du Temps (sans Liant hydraulique)

Rc (kPa)	
Temps	0jrs
Sans liant hydraulique	118.9

Tableau IV.6 : Résultat de la résistance à la compression R_c en fonction du temps (5% de Liant hydraulique)

Rc(KPa)		
Tempe		28 jours
Etats		
humide	5%	551.13
	10%	795.42



FigureIV.2 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et la résistance à la compression à l'état humide

IV.2.1: Synthèse et interprétation à l'état humide

La courbe représente des changements de la masse volumique sèche et la résistance à la compression à l'état humide en fonction de la teneur en liant hydraulique

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus la masse volumique est élevée, d'autre part, la courbe est compensée par une augmentation de la résistance à la compression à l'état humide.

Lorsque on n'ajoute pas le liant hydraulique, on trouve $\gamma_{d \max} = 16,2$ (KN/m³) et la résistance à la compression à l'état humide $R_{c h} = 118,9$ KPa.

On ajoute 5% du liant hydraulique, on remarque une augmentation de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16,6$ (KN/m³) et une augmentation de la résistance à la compression à l'état humide $R_{c h} = 551,13$ KPa.

Cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 0 et 5% de liants hydrauliques (un gain d'environ 463,52% à 28 jours pour l'état humide).

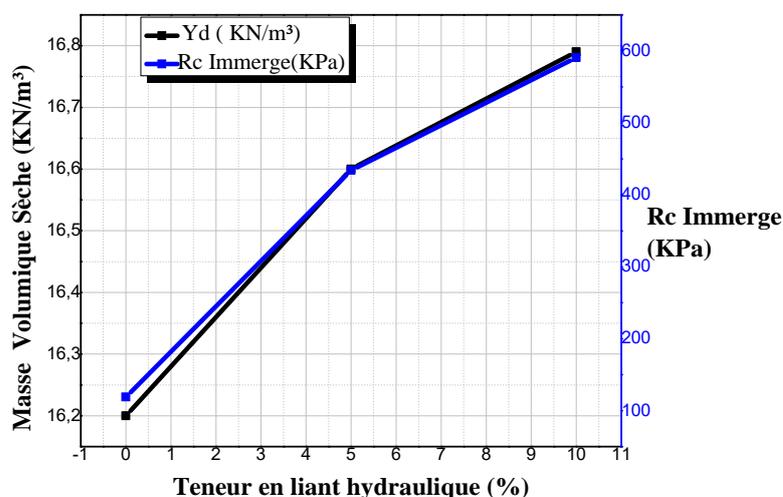
Lorsque on ajoute 10% du liant hydraulique, on remarque une lente augmentation de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16,79$ (KN/m³) et une lente augmentation de la résistance à la compression à l'état humide $R_{c h} = 795,42$ KPa, Cependant, la variation de $\gamma_{d \max}$ est proportionnelle au pourcentage du liant hydraulique.

Cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 0 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 668,98% à 28 jours pour l'état humide).

Il est noté que la résistance en compression après 28 jours est plus importante à 10% de liants hydrauliques comparé à 5%, ce qui peut s'expliquer par les mauvaises conditions de compactage à cause de la diminution de la teneur en eau par rapport à W_{Opt} engendrée par l'absorption d'une quantité d'eau par le liant hydraulique. Par conséquent, il nous semble intéressant d'opter pour 10% de liant hydraulique à l'état humide.

Tableau IV.7 : Résultat de la résistance à la compression R_c en fonction du temps (10% de liant hydraulique).

$R_c(KPa)$		
Tempe		28 jours
Etats		
immergé	5%	434
	10%	590.5



FigureIV.3 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et la résistance à la compression à l'état immergé

IV.2.2: Synthèse et interprétation à l'état immergé

La courbe représente des changements de la masse volumique sèche et la résistance à la compression à l'état immergé en fonction de la teneur en liant hydraulique.

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus la masse volumique est élevée, d'autre part, la courbe est compensée par une augmentation de la résistance à la compression à l'état humide.

Lorsqu'on n'ajoute pas le liant hydraulique, on trouve $\gamma_{d \max} = 16.2$ (KN/m³) et la résistance à la compression à l'état humide $R_{c \text{ imrg}} = 118.9$ KPa.

On ajoute 5% du liant hydraulique, on remarque une augmentation de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16.6$ (KN/m³) et une augmentation de la résistance à la compression à l'état humide $R_{c \text{ imrg}} = 434$ KPa.

Cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 0 et 5% de liants hydrauliques (un gain d'environ 365.01% à 28 jours pour l'état immergé).

Lorsqu'on ajoute 10% du liant hydraulique, on remarque une lente augmentation de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16.79$ (KN/m³) et une lente augmentation de la résistance à la compression à l'état humide $R_{c \text{ imrg}} = 590.5$ KPa, Cependant, la variation de $\gamma_{d \max}$ est proportionnelle au pourcentage du liant hydraulique.

Cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 0 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 496.63% à 28 jours pour l'état humide).

Par rapport à l'article (Jean Claude Morel, Abalo Pkla, Peter Walker ., 2005), on trouve que les valeurs de R_c avec le ciment ajoutée sont très proches avec des résultats que on a obtenue précédemment. De sorte que lorsqu'on n'a pas ajoutés le ciment $R_c = 1$ MPa et quand on ajoute 5% R_c devient 3 MPa et quand le ciment est 10% alors $R_c = 5.9$ MPa Cela confirme la validité des résultats et que le sol s'améliore et plus résistant.

IV.2.3: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique sur γ_d et $R_{c h}$, $R_{c \text{ imrg}}$

La relation entre l'effet de la teneur en liant hydraulique par rapport à la masse volumique sèche et la résistance à la compression à l'état humide et immergé à 28 jours sont indiqués dans les **Figures IV.2 et IV.3**, respectivement, est une relations linéaires similaires, c'est-à-dire plus la teneur en liant hydraulique est augmentatif, plus la masse du volumique sèche est élevée, et d'autre part, plus de la résistance à la compression à l'état humide et immergé est élevé et par conséquent le sol s'améliore et devient plus résistant.

IV.3 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur le γ_d et Abs

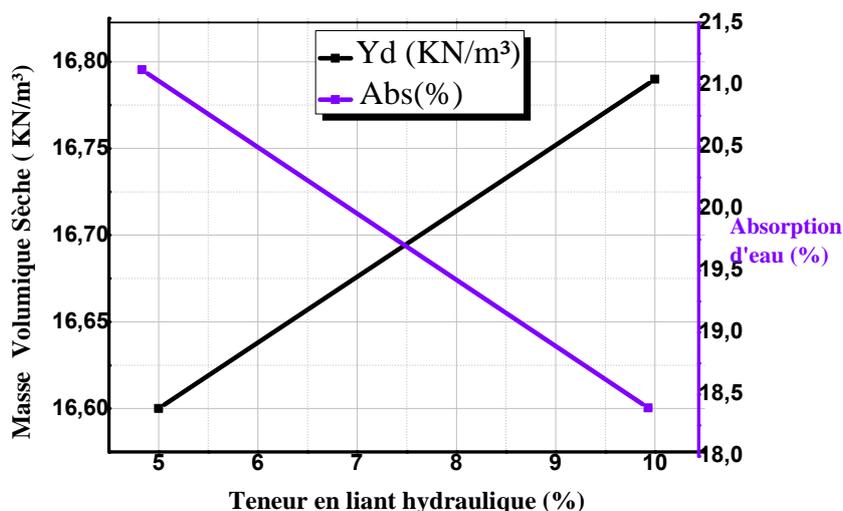


Figure IV.4 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et l'absorption d'eau

IV.3.1: Synthèse et interprétation

La courbe représente des changements de la masse volumique sèche et l'absorption d'eau en fonction de la teneur en liant hydraulique.

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus la masse volumique est élevée, d'autre part, la courbe est compensée par une diminution de pourcentage de l'absorption d'eau, de sorte qu'ils se croisent dans le pourcentage 7,5% de la teneur en liant hydraulique.

On ajoute 5% du liant hydraulique, on trouve la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16,6$ (KN/m^3) et l'absorption d'eau (21,12%).

Lorsque on ajoute 10% du liant hydraulique, on remarque une augmentation continue de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16,79$ (KN/m^3) et une diminution continue de l'absorption d'eau (18,39%), l'absorption d'eau diminue au cours du temps en fonction du pourcentage du liant hydrauliques.

Cette diminution est marquée par une variation entre 5 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 87,07 % à 28 jours pour état humide).

C'est parce que cet échantillon de sol est devenu plus solide lorsque 10% du liant hydraulique a été ajouté, ce qui entraîne un manque d'absorption de l'eau.

Par rapport à l'article (V.-M, da Silva et al., 2014), on trouve que les valeurs de $\gamma_{d \max}$ avec le sol-ciment-chaux et CW briques ajoutée sont très proches des résultats qu'on avons obtenus précédemment. De sorte que lorsqu'on ajouté (S8C2CW) $\gamma_{d \max}=1.8$ (g/cm³) et Abs=16.8% quand on ajoute (S12C2CW) ont obtenu $\gamma_{d \max}=1.82$ (g/cm³), et Abs= 16%, et lorsqu'on ajoute (S7C3HL2CW) $\gamma_{d \max}$ devient 1.78 (g/cm³) et Abs= 17.2%.

IV.4 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur le γ_d et la porosité

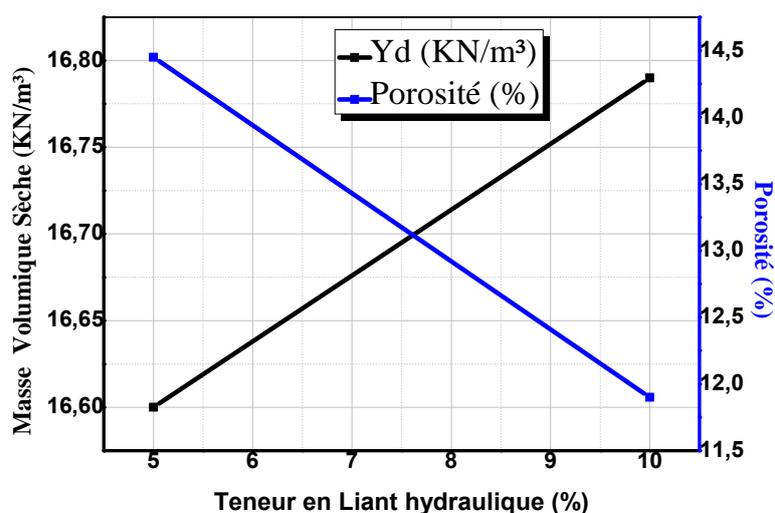


Figure IV.5 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et la porosité

IV.4.1: Synthèse et interprétation

La courbe représente des changements de la masse volumique sèche et la porosité en fonction de la teneur en liant hydraulique.

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, accompagné de la masse volumique est élevé, d'autre part, la courbe est compensée par une diminution de pourcentage de la porosité, de sorte, qu'ils se croisent dans le pourcentage 7.7% de la teneur en liant hydraulique.

On ajoute 5% du liant hydraulique, on trouve la masse volumique sèche $\gamma_{d \max}= 16.6$ (KN/m³) et la porosité (14.45%)

Lorsqu'on ajoute 10% du liant hydraulique, on remarque une augmentation continue de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} =16.79$ (KN/m³) et une diminution continue de la porosité

(11.9%), la porosité diminué au cours du temps en fonction du pourcentage du liant hydrauliques.

Cette diminution est marquée par une variation entre 5 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 82.35% à 28 jours).

C'est parce que plus la masse volumique sèche est grande, plus le sol devient sec et dur parce que les pores sont fermés et donc une petite quantité d'eau s'écoule dans les molécules du sol.

IV.4.2: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique avec γ_d et Abs et la porosité

La relation entre l'effet de la teneur en liant hydraulique par rapport à la masse volumique sèche et l'absorption d'eau et d'autre part avec la porosité à 28 jours sont indiqués dans les **Figures IV.4 et IV.5**, respectivement, est inverse, c'est-à-dire plus la teneur en liant hydraulique est augmentatif, plus la masse du volumique sèche est élevée, et d'autre part, le pourcentage de l'absorption d'eau et la porosité est élevé aussi. C'est parce que le sol durcit et donc le manque de perméabilité et de fuite d'eau vers l'intérieur en raison de la fermeture des pores donc le sol s'améliore.

IV.5 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur le γ_d et (R_{fh} , R_{fimg})

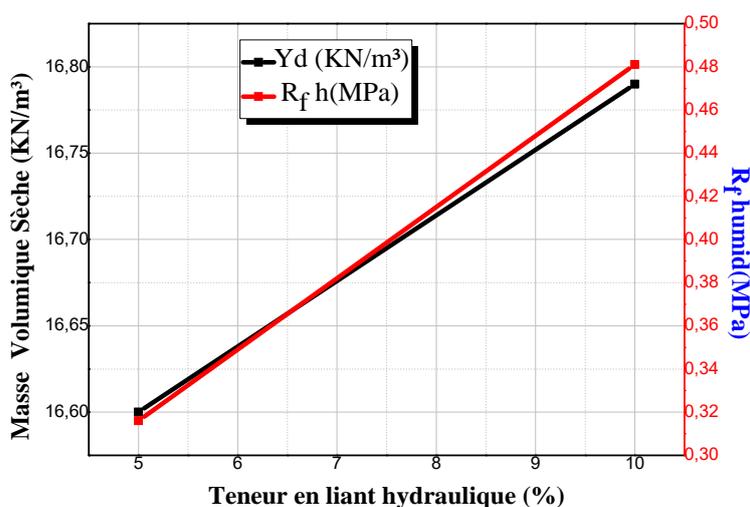


Figure IV.6 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et La résistance à la flexion à l'état humide

IV.5.1: Synthèse et interprétation à l'état humide

La courbe représente des changements de la masse volumique sèche et la résistance à la flexion à l'état humide en fonction de la teneur en liant hydraulique.

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus la masse volumique est élevée, d'autre part, la courbe est compensée par une augmentation continue de la résistance à flexion à l'état humide.

On ajoute 5% du liant hydraulique, on trouve la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16.6$ (KN/m³) et la résistance à la flexion à l'état humide $R_{f h} = 0.316$ MPa.

Lorsqu'on ajoute 10% du liant hydraulique, on remarque une augmentation continue de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16.79$ (KN/m³) et une augmentation continue aussi de la résistance à la flexion à l'état humide $R_{f h} = 0.481$ MPa, Cependant, la variation de $\gamma_{d \max}$ est proportionnelle au pourcentage du liant hydraulique.

Cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 5 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 152.21% à 28 jours pour l'état humide).

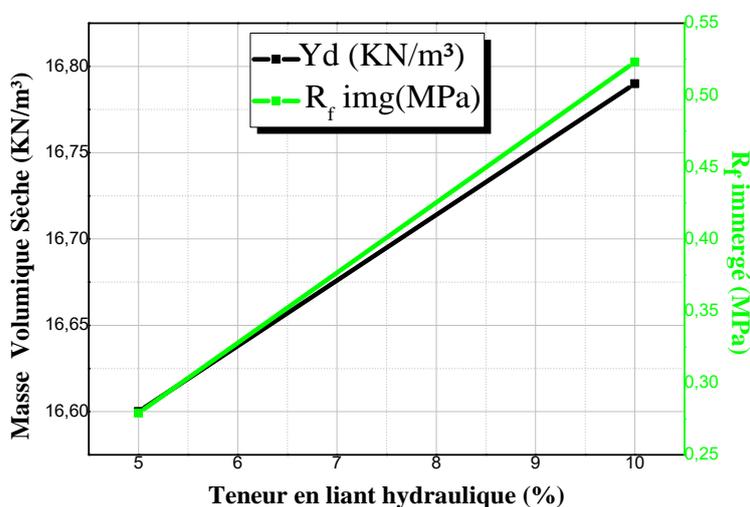


Figure IV.7 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur la masse volumique sèche et La résistance à la flexion à l'état immergé

IV.5.2: Synthèse et interprétation à l'état immergé

La courbe représente des changements de la masse volumique sèche et la résistance à la flexion à l'état immergé en fonction de la teneur en liant hydraulique.

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus la masse volumique plus élevée, d'autre part, la courbe est compensée par une augmentation continue de la résistance à flexion à l'état immergé.

On ajoute 5% du liant hydraulique, on trouve la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16.6$ (KN/m³) et La résistance à la flexion à l'état humide $R_{f \text{ imrg}} = 0.279$ MPa.

Lorsqu'on ajouté 10% du liant hydraulique, on remarque une augmentation continue de la masse volumique sèche $\gamma_{d \max} = 16.79$ (KN/m³) et une augmentation continue aussi de la résistance à la flexion à l'état immergé $R_{f \text{ imrg}} = 0.523$ MPa, Cependant, la variation de $\gamma_{d \max}$ est proportionnelle au pourcentage du liant hydraulique, cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 5 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 187.45% à 28 jours pour l'état immergé).

IV.5.3: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique avec γ_d et ($R_{f h}$, $R_{f \text{ imrg}}$)

La relation entre l'effet de la teneur en liant hydraulique par rapport à la masse volumique sèche et la résistance à la flexion à l'état humide et immergé à 28 jours sont indiqués dans les **Figures IV.6 et IV.7**, respectivement, est une relations linéaires similaires, c'est-à-dire plus la teneur en liant hydraulique est augmentatif, plus la masse du volumique sèche est élevée, et d'autre part, plus la résistance à la flexion à l'état humide et immergé est élevé aussi alors le sol s'améliore et est devient plus résistant.

IV.6 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur IP et (R_{ch} , $R_{c \text{ imrg}}$)

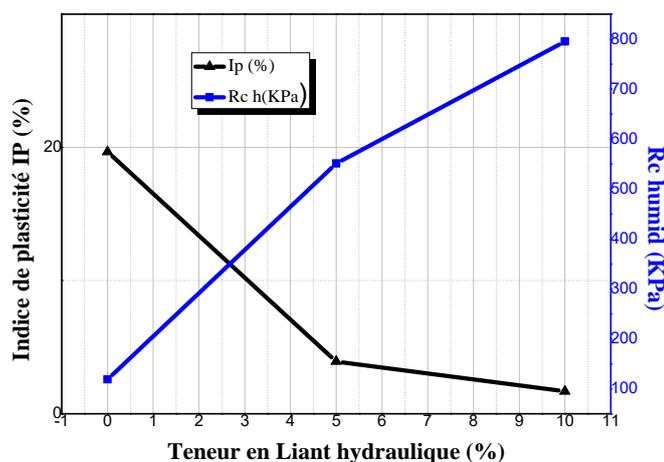


Figure IV.8 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et la résistance à la compression à l'état humide

IV.6.1: Synthèse et interprétation à l'état humide

La courbe représente des changements de l'indice de plasticité et la résistance à la compression à l'état humide en fonction de la teneur en liant hydraulique.

Dans cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus l'indice de plasticité est faible, d'autre part, la courbe est compensée par une augmentation la résistance à

la compression à l'état humide, de sorte qu'ils se croisent dans le pourcentage 2.7% de la teneur en liant hydraulique.

À 0 % du liant hydraulique était le pourcentage de l'indice de plasticité $IP = 19.656\%$ et $R_{c h} = 118.9\text{KPa}$

On ajoute 5% du liant hydraulique, on remarque une réduction significative de l'indice de plasticité $IP = 3.921\%$ et une augmentation de la résistance à la compression à l'état humide $R_{c h} = 551.13\text{KPa}$, Cependant, la variation de $R_{c h}$ est proportionnelle au pourcentage du liant hydraulique, (de 118.9MPa pour l'échantillon sans liants à 551.13KPa pour l'échantillon à 5% soit une augmentation de 463.52%).

Lorsqu'on ajouté 10% du liant hydraulique, on remarque une lente augmentation de la résistance à la compression à l'état humide $R_{c h} = 795.42\text{KPa}$ et une lente diminution de l'indice de plasticité $IP = 1.682\%$, Cependant, la variation de $R_{c h}$ est proportionnelle au pourcentage du liant hydraulique, (de 118.9MPa pour l'échantillon sans liants à $R_{c h} = 795.42\text{KPa}$ pour l'échantillon à 10% soit une augmentation de 668.98%).

Par rapport à l'article ([Sazzad Bin Shafique, et al., 2010](#)), on trouve que les valeurs de R_c avec le contenu Fly Ash ajoutée au sol doux sont très proches avec des résultats qu'on a obtenus précédemment. De sorte que lorsqu'on n'a pas ajoutés le Fly Ash content $R_c = 200\text{KPa}$ et quand on ajoute 5% R_c devient 500 KPa et quand le ciment est 10% alors $R_c = 700\text{KPa}$.

Et lorsque le contenu Fly Ash ajoutée au sol expansif, en obtenus à 0% = 175 KPa, 5% = 350 KPa et 10% = 450 KPa, Cela confirme la validité des résultats et que le sol s'améliore et est plus résistant.

C'est-à-dire qu'il est capable la déformation rapidement et considérablement sans se casser.

IV.6.2: Synthèse et interprétation à l'état immergé

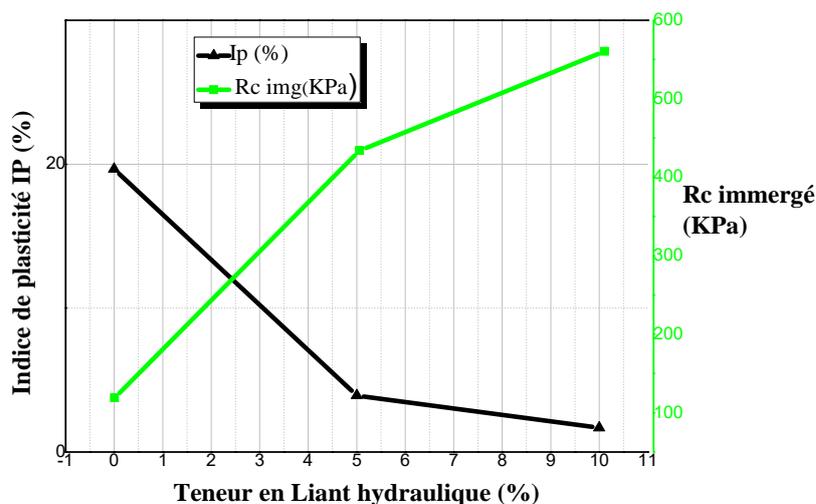


Figure IV.9 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et La résistance à la compression à l'état immergé

La courbe représente des changements de l'indice de plasticité et la résistance à la compression à l'état immergé en fonction de la teneur en liant hydraulique.

De cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus l'indice de plasticité est faible, d'autre part, la courbe est compensée par une augmentation de la résistance à la compression à l'état immergé, de sorte qu'ils se croisent dans le pourcentage 2.5% de la teneur en liant hydraulique.

À 0 % du liant hydraulique était le pourcentage de l'indice de plasticité $IP = 19.656\%$ et $R_{c \text{ immergé}} = 118.9 \text{ KPa}$.

On ajoute 5% du liant hydraulique, on remarque une réduction significative de l'indice de plasticité $IP = 3.921\%$ et une augmentation de la résistance à la compression à l'état immergé $R_{c \text{ immergé}} = 434 \text{ KPa}$.

Cependant, la variation de $R_{c \text{ immergé}}$ est proportionnelle au pourcentage du liant hydraulique (de 118.9 KPa pour l'échantillon sans liants à 434 KPa pour l'échantillon à 5% soit une augmentation de 365.01%)

Lorsqu'on ajouté 10% du liant hydraulique, on remarque une lente augmentation de la résistance à la compression à l'état immergé $R_{c \text{ immergé}} = 590.5 \text{ KPa}$ et une lente diminution de l'indice de plasticité $IP = 1.682\%$, Cependant, la variation de $R_{c \text{ immergé}}$ est proportionnelle au

pourcentage du liant hydraulique (de 118.9MPa pour l'échantillon sans liants à $R_{c\text{ imrg}} = 590.5\text{KPa}$ pour l'échantillon à 10% soit une augmentation de 496.63%)

C'est la preuve que le sol est dans un état non plastique et plus résistant mais moins qu'en état humide.

IV.6.3: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique avec IP et $R_{c\text{ imrg}}$, $R_{c\text{ imrg}}$

La relation entre l'effet de la teneur en liant hydraulique par rapport à l'indice de plasticité et la résistance à la compression à l'état humide et immergé à 28 jours sont indiqués dans les **Figure IV.8 et IV.9**, respectivement, est inverse, c'est-à-dire plus le pourcentage de la teneur en liant hydraulique, plus l'indice de plasticité est élevé, et d'autre part, la résistance à la compression à l'état humide et immergé est élevée et augmentatif,

IV.7 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur IP et la $R_f h$, $R_f\text{ imrg}$

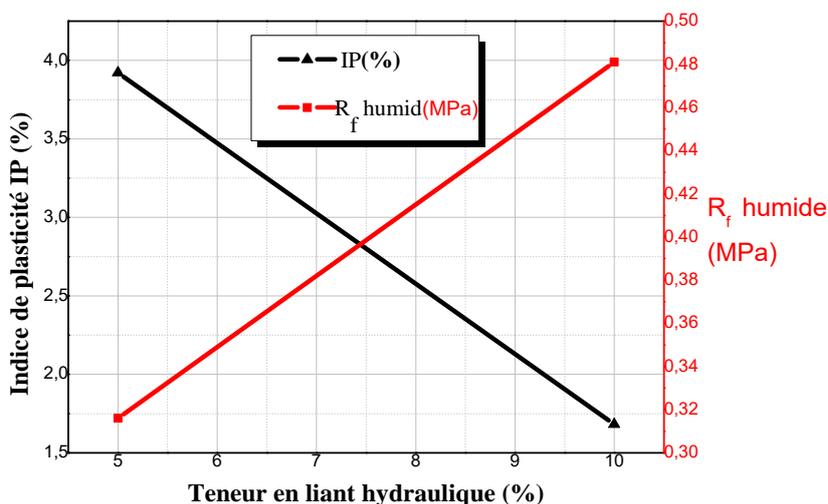


Figure IV.10 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et La résistance à la flexion à l'état humide

IV.7.1: Synthèse et interprétation à l'état humide

La courbe représente des changements de l'indice de plasticité et la résistance à la flexion à l'état humide en fonction de la teneur en liant hydraulique.

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé plus l'indice de plasticité est faible, d'autre part, la courbe est compensée par une augmentation de la résistance à la flexion à l'état humide.

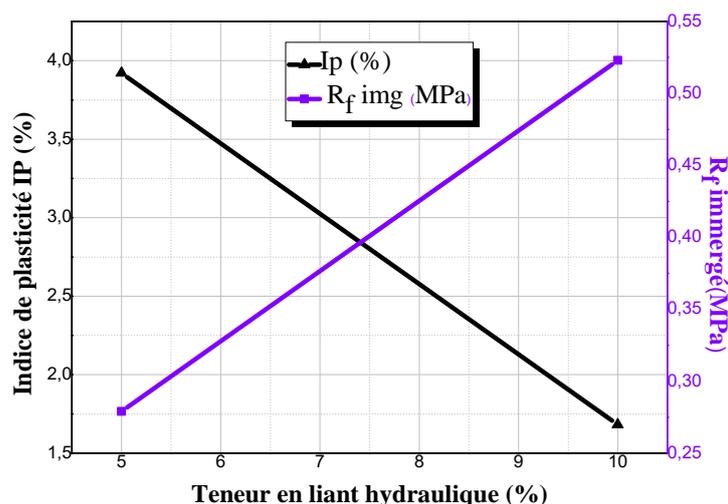
On ajoute 5% du liant hydraulique, on trouve l'indice de plasticité $IP= 3.921\%$ et La résistance à la flexion à l'état humide $R_{fh} = 0.316\text{MPa}$.

Lorsqu'on ajouté 10% du liant hydraulique, on remarque une diminution continue de l'indice de plasticité $IP =1.682\%$ et une augmentation continue de la résistance à la flexion à l'état humide $R_{fh} = 0.481\text{MPa}$.

La résistance à la flexion à l'état humide augmente au cours du temps en fonction du pourcentage du liant hydrauliques.

Cette augmentation est marquée par une variation entre 5 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 152.21% à 28 jours).

IV.7.2: Synthèse et interprétation à l'état immergé



FigureIV.11 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et La résistance à la flexion à l'état immergé

La courbe représente des changements de l'indice de plasticité et la résistance à la flexion à l'état immergé en fonction de la teneur en liant hydraulique.

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus l'indice de plasticité est faible, d'autre part, la courbe est compensée par une augmentation de la résistance à la flexion à l'état immergé.

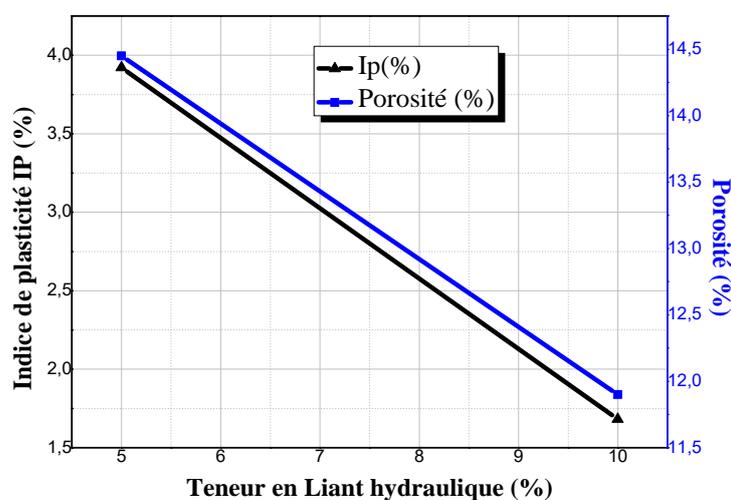
On ajoute 5% du liant hydraulique, on trouve l'indice de plasticité $IP= 3.921\%$ et la résistance à la flexion à l'état immergé $R_{f\text{imrg}} = 0.279\text{MPa}$.

Lorsqu'on ajouté 10% du liant hydraulique, on remarque une diminution continue de l'indice de plasticité $IP= 1.682\%$ et une augmentation continue de la résistance à la flexion à l'état immergé $R_{f\text{imrg}} = 0.523\text{MPa}$.

La résistance à la flexion à l'état immergé augmente au cours du temps en fonction du pourcentage du liant hydrauliques.

Cette augmentation est marquée par une variation entre 5 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 187.45% à 28 jours).

IV.8 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur IP et la porosité



FigureIV.12 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et la porosité

IV.8.1: Synthèse et interprétation

La courbe représente des changements de l'indice de plasticité et la porosité en fonction de la teneur en liant hydraulique.

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus l'indice de plasticité est élevé, d'autre part, la courbe est compensée par une réduction de la porosité.

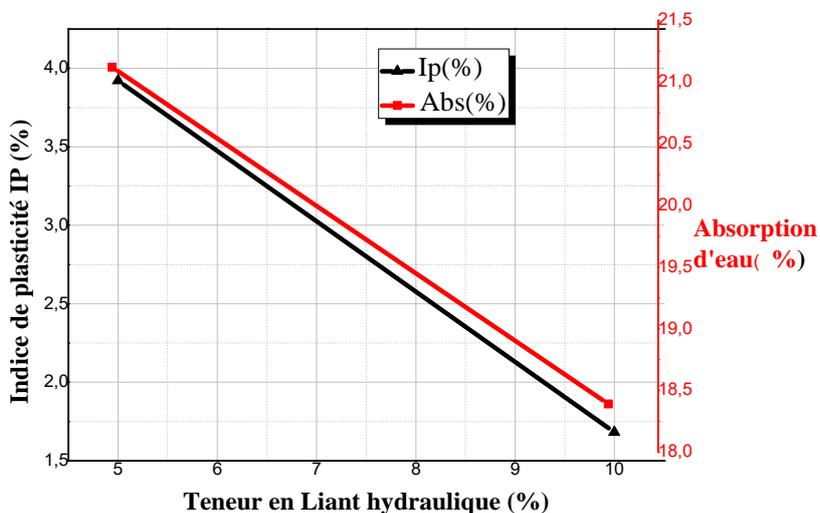
On ajoute 5% du liant hydraulique, on trouve l'indice de plasticité $IP= 3.921\%$ et la porosité (14.45%).

Lorsqu'on ajouté 10% du liant hydraulique, on remarque une diminution continue de l'indice de plasticité $IP= 1.682\%$ et une réduction continue de la porosité (11.9%).

La porosité diminue au cours du temps en fonction du pourcentage du liant hydrauliques.

Cette diminution est marquée par une variation entre 5 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 121.42% à 28 jours).

IV.9 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique Sur IP et Abs



FigureIV.13 : Effet de la teneur en liant hydraulique sur de l'indice de plasticité et l'absorption d'eau

IV.9.1 : Synthèse et interprétation

La courbe représente des changements de l'indice de plasticité et l'absorption d'eau en fonction de la teneur en liant hydraulique.

À partir de cette courbe, on note que plus le rapport du liant hydraulique est élevé, plus l'indice de plasticité est faible, d'autre part, la courbe est compensée par une réduction de l'absorption d'eau.

On ajoute 5% du liant hydraulique, on trouve l'indice de plasticité $IP = 3.921\%$ et porosité l'absorption d'eau (21.12%).

Lorsqu'on ajouté 10% du liant hydraulique, on remarque une diminution continue de l'indice de plasticité $IP = 1.682\%$ et une réduction continue de l'absorption d'eau (18.39%).

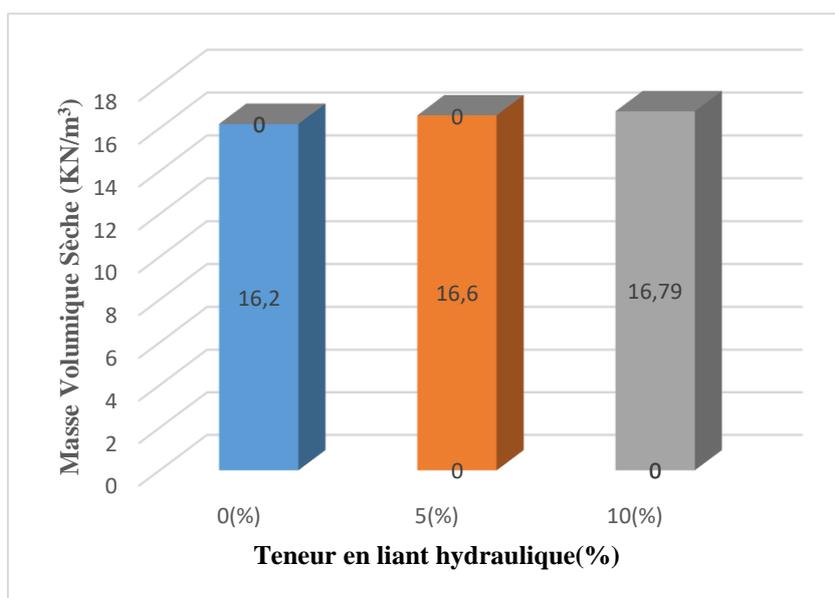
L'absorption d'eau diminue au cours du temps en fonction du pourcentage du liant hydrauliques. Cette diminution est marquée par une variation entre 5 et 10% de liants hydrauliques (un gain d'environ 87.07% à 28 jours).

IV.9.2: Corrélation entre la teneur en liant hydraulique avec I_p et Abs et la porosité

La relation entre l'effet de la teneur en liant hydraulique par rapport à l'indice de plasticité et l'absorption d'eau et d'autre part avec la porosité à 28 jours sont indiqués dans les **Figure IV.12 et IV.13**, respectivement, est une relations linéaires similaires, c'est-à-dire l'augmentation de la teneur en liant hydraulique est compensée par une diminution de l'indice de plasticité, et d'autre part la réduction continue de pourcentage de l'absorption d'eau et la porosité c'est parce que le sol durcit et donc le manque de perméabilité et de fuite d'eau vers l'intérieur en raison de la fermeture des pores et cela est dû au fait que le sol s'améliore.

IV.10 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur $\gamma_{d \max}$

L'histogramme donne la variation de la masse volumique sèche en fonction du pourcentage d'ajout de liant hydraulique est montré sur la **Figure IV.14**, Pour 0%, 5% et 10% de liant hydraulique, la masse volumique sèche augmente mais avec des valeurs très similaires.



FigureIV.14 : Evolution de la Masse Volumique Sèche – Teneur en liant hydraulique

IV.11 : Influence du pourcentage de liant hydraulique sur R_c

L'histogramme donne la variation de la résistance à la compression humide en fonction du pourcentage d'ajout de liant hydraulique est montré sur la **Figure IV.15**, Pour 0%, 5% et 10% de liant hydraulique la résistance à la compression humide augmente avec des valeurs très lointaines. Cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 0 et 5% de

liants hydrauliques (un gain d'environ 463.52%), et entre 5 et 10% de liant hydraulique (un gain d'environ 144.32%).

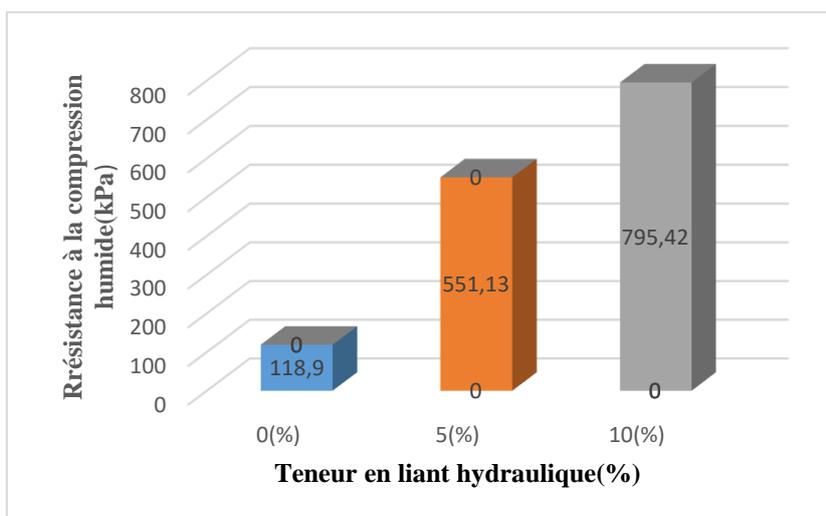


Figure IV.15 : Evolution de la résistance à la compression humide– Teneur en liant hydraulique

IV.12 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur R_c imrg

L’histogramme donne la variation de la résistance à la compression immergée en fonction du pourcentage d’ajout de liant hydraulique est montré sur la **Figure IV.16**, Pour 0%, 5% et 10% de liant hydraulique la résistance à la compression immergée augmente avec des valeurs très lointaines. Mais c’est proche par rapport à l’état humide. Cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 0 et 5% de liants hydrauliques (un gain d’environ 365.01%), et entre 5 et 10% de liant hydraulique (un gain d’environ 129.14%),

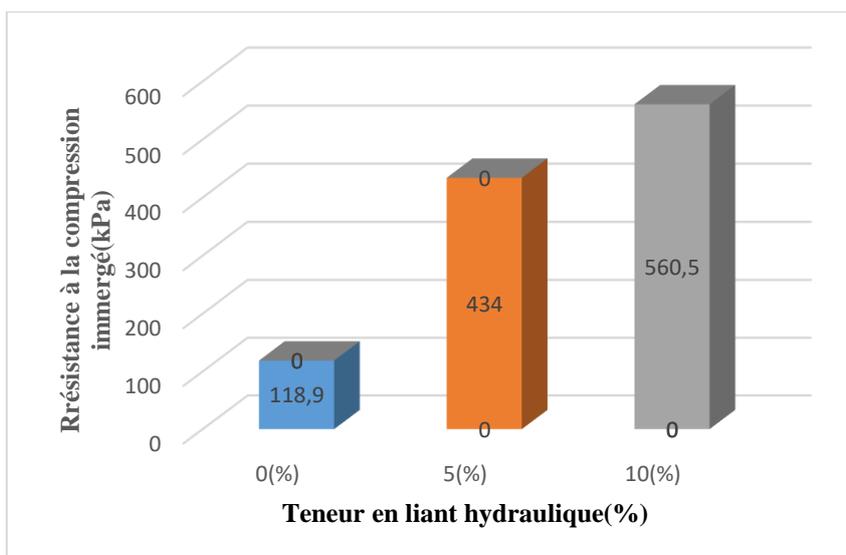


Figure IV.16 : Evolution de la résistance à la compression immergé– Teneur en liant hydraulique

IV.13 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur $R_{f h}$

L'histogramme donne la variation de la résistance à la flexion humide en fonction du pourcentage d'ajout de liant hydraulique est montré sur la **Figure IV.17**, Pour 5% et 10% de liant hydraulique la résistance à la flexion humide augmente avec des valeurs un peu proches . Cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 5 et 10% de liant hydraulique (un gain d'environ 152.21%).

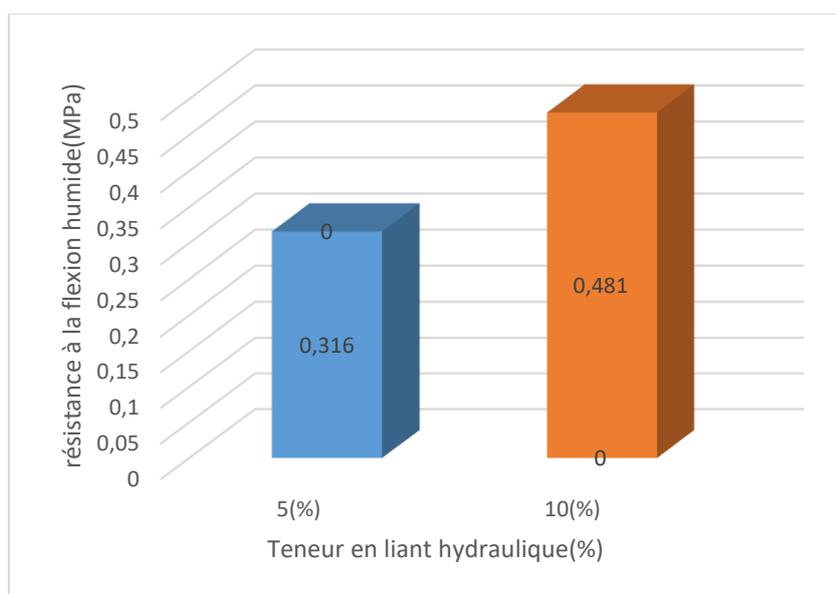


Figure IV.17 : Evolution de la résistance à la flexion humide– Teneur en liant hydraulique

IV.14 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur $R_{i mrg}$

L'histogramme donne la variation de la résistance à la flexion immergée fonction du pourcentage d'ajout de liant hydraulique est montré sur la **Figure IV.18**, Pour 5% et 10% de liant hydraulique la résistance à la flexion humide augmente Avec des valeurs différentes. Cette augmentation est marquée par une variation très importante entre 5 et 10% de liant hydraulique (un gain d'environ 187.45%).

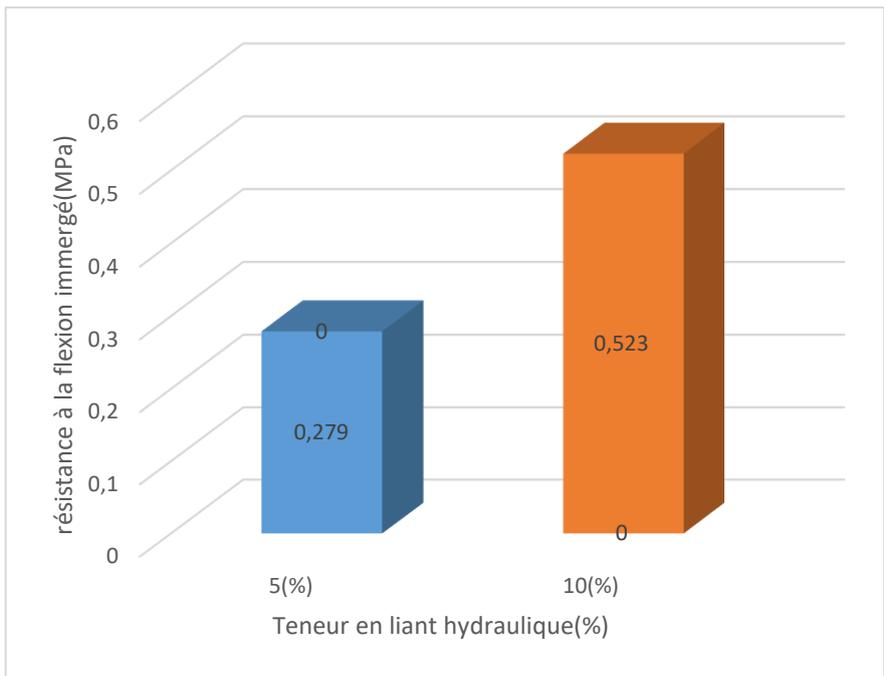


Figure IV.18 : Evolution de la résistance à la flexion immergé– Teneur en liant hydraulique

IV.15 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur la porosité

L’histogramme donne la variation de la porosité en fonction du pourcentage d’ajout de liant hydraulique est montré sur la **Figure IV.19**, Pour 5% et 10% de liant hydraulique, la porosité diminue avec des valeurs similaires. Cette diminution est marquée par une variation très importante entre 5 et 10% de liant hydraulique (un gain d’environ 82.35%).

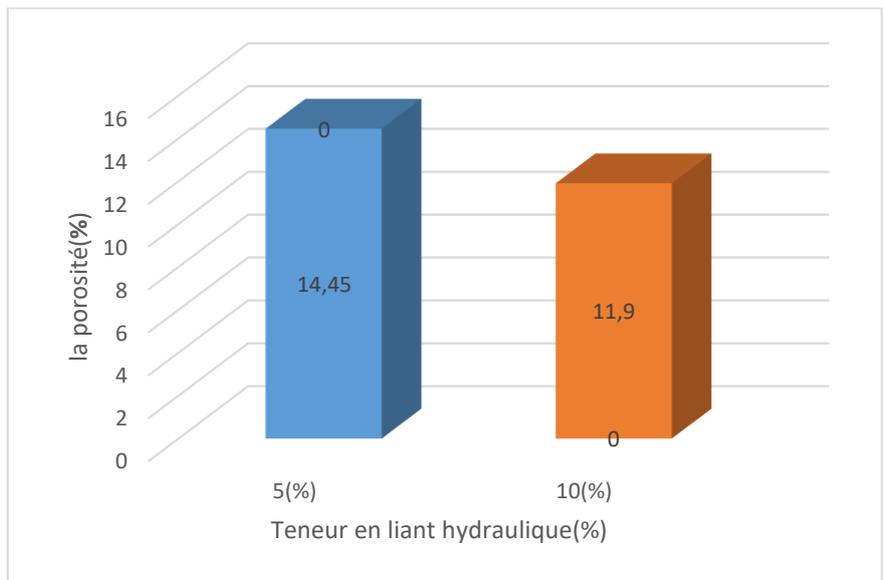


Figure IV.19: Effet de la teneur en liant hydraulique sur la porosité

IV.16 : Influence du Pourcentage de liant hydraulique sur Abs

L'historgramme donne la variation de l'absorption d'eau en fonction du pourcentage d'ajout de liant hydraulique est montré sur la **Figure IV.20**, Pour 5% et 10% de liant hydraulique, l'absorption d'eau diminue Avec des valeurs similaires. Cette diminution est marquée par une variation très importante entre 5 et 10% de liant hydraulique (un gain d'environ 87.07%)

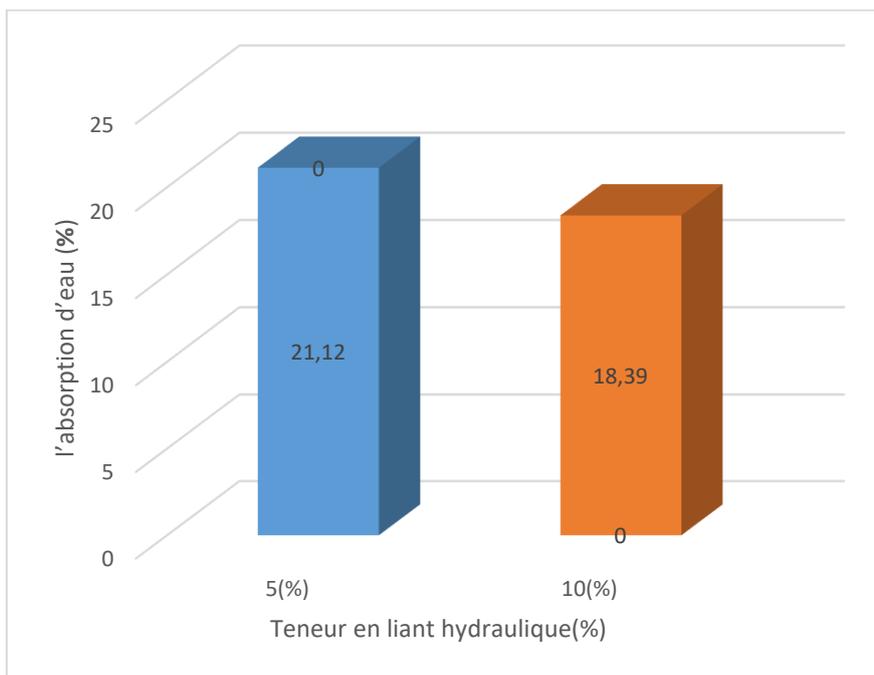


Figure IV.20:Effet de la teneur en liant hydraulique sur l'absorption d'eau

IV.17. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé et interprété tous les résultats des essais effectués au niveau du laboratoire de génie civil, ainsi que la mesure dans laquelle le pourcentage de liant hydraulique a affecté les résultats de ces essais. Ainsi que la relation entre les propriétés mécaniques et physiques du sol traité et non traité.

CONCLUSION GENERALE

Les problèmes de stabilité des pentes intéressent aussi bien les pentes naturelles. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est très délicate. Pour cela, toute étude de stabilité doit être précédée d'une reconnaissance géologique et géotechnique qui permettra de mettre en évidence les hétérogénéités locales ainsi que d'autres facteurs à la fois mécaniques et hydrauliques servant à connaître les principales causes d'instabilité de ces talus.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité du glissement d'un talus située au bord de la route nationale RN35 qui relie la wilaya d'Ain Temouchent à la wilaya de Tlemcen.

Pour cela, la solution de confortement ont été proposée c'est soutenir la pente avec des blocs comprimée en (sol+ ciment) pour protégés notre talus de l'érosion.

L'interprétation de la corrélation entre compression, flexion, compactage et absorption de l'eau et l'exploitation des résultats obtenus ont montré que :

- 1- Résistance à la compression augmentée avec l'augmentation de la densité sèche maximale.
- 2- La densité sèche maximale augmente, l'absorption d'eau diminue.
- 3- La densité sèche maximale augmente, la résistance à la compression augmente pour les deux conditions humides et sèches.
- 4- Diminution de l'indice de plasticité en augmentant la résistance à la compression pour les conditions humides et sèches.
- 5- Diminution de l'indice de plasticité en augmentant la résistance à la flexion pour les conditions humides et sèches.
- 6- Diminution de l'indice de plasticité en diminuant la résistance à la flexion pour les conditions humides et sèches.

Après les résultats obtenus à partir de différents tests, les possibilités d'utiliser un ciment pour produire des blocs de terre stabilisée comprimée pour protéger la surface de la pente de l'érosion.

Perspectives

- Utilisant la pression de 5 et 10 MPa pour produire des blocs de terre stabilisés.
- Rechercher un mode de réalisation de cette technique de stabilisation avec ajout hydrauliques sur terrain.
- Confronter les résultats de nos essais avec des additifs différents tels que la chaux.
- Etudier numériquement la stabilité de la pente en utilisant une couche du sol traité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Achoui, R. Dahmani, W .2013** .Etude de stabilité de versant naturel : Cas du glissement CW19, willaya de Guelma. Mémoire d'ingénieria. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.157p.
- **Adil Roza ; Hammou Nesrine** : « Etude de stabilité des talus des gradins Cas : la mine du Phosphate de Djebel Onk(Tebessa) » ; mémoire de fin d'études ; Option : exploitation des mines ; Département des mines ; Faculté des Sciences de la terre ; université de Annaba.
- **AFPS (2003)**. Le séisme du 21 mai en Algérie. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.
- **AINTEMOUCHENT**: http://www.andi.dz/PDF/monographies/Ain_temouchent.
- **Aissa, M., (2011)**. Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger). Mémoire de Master. Centre universitaire Khemis Miliana .143p.
- **Benaissa A et Bellouche M.A., (1999)**. Propriétés géotechniques de quelques formations géologiques propices aux glissements de terrains dans l'agglomération de Constantine (Algérie).Bull. Eng. Env. 57, pp 301-310.
- **Benaissa A, Cordary D & Giraud A., (1989)**. Les mouvements de terrains dans la zone urbaine de Constantine (Algérie). Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n°40, Paris, France.
- **Bendadouche H. Lazizi S. (2013)**. Glissement de terrain et confortement Edition page bleues internationales, ISBN ,197p.
- **Bouafia. A., (2010)** : Conception et calcul des ouvrages géotechnique, Algérie, Ed, Page bleus international.
- **Boucif A., 2006**. Etude de la sismicité du bassin Néogène de la Tafna. Mémoire de Magister. Université de Tlemcen, pp 110.
- **Boudlal Omar., (2013)** : Étude expérimentale du comportement mécanique
- **Bouhadad, Y, (15-16 novembre, 2005)** : « Les glissements de terrains et Éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie »,

Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et D'éboulement rocheux, université de Guelma.

Bouzidi, T. Et IDjenane, S., (2014-2015). Etude de stabilité du versant Tifra Mémoire d'ingénieur, univ.A.Mira de Bejaïa.

- **BRGM., (2004).** Bureau de Recherches Géologiques et Minières. Ceysac (43)., Glissement de terrain sur la route des Vignaux Hauts, commune de Ceysac (43)., Avis et recommandations. Document public, BRGM/RP -53610-FR.
- **Chebbani. R, Djelil. K, Roose. E., (1999) :** Etude des risques d'érosion dans le bassin Versant Isser, Algérie. Bulletin Réseau Erosion 19 : 85-95.
- **Chemouri, Kh., (2013).** Contribution à l'évaluation du risque sismique de la wilaya d'Ain Témouchent. Mémoire de Master. Université de Tlemcen, pp 7-9.
- **Colas G et Pilot G., (1976).** Description et classification des glissements de terrain. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Edition spéciale, pp 21-30.
- **Collinet J., et Leclerc G., (1995).** Prédiction des risques de glissement de terrain des sols d'origine volcanique en Amérique Centrale. Communication pour les 12^{èmes} Journées du Réseau Erosion. Laboratoire de Science du Sol de l'INRA Orléans., Réseau Erosion de l'ORSTOM de Montpellier, Turrialba, Costa Rica.
- **Costet et G. Sanglerat.,** Cours pratique de mécanique des sols, Tome1-Plasticité et calcul des tassements, Paris Ed, Dunod.
- Cour de géologie appliquée. Université Joseph Fourier.Grenoble-I,
Des fines dans la stabilité des talus et des fondations. THÈSE DE DOCTORAT
- **Deboucha et al., (2020).**, Effet of Ceramic Wast, Marble Dust, and ciment in pavement sub=base layer. Geotech Géo Eng. 38.3331-3340
- **DETEC., (2009).** Département Fédéral de l'Environnement, des Transports, de l'Énergie et de la Communication. Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers, Suisse.
- **Didier, F., (1987).**Le clouage des sols, application au soutènement de fouille, étude expérimentale et dimensionnement. Thèse de doctorat. Français.
- **Durville, J. Gilles, S. (2000).** Stabilité des pentes : Glissement en terrain meuble. Technique de l'ingénieur.254p.

- **Durville, J.L ; Héraud, H ; (2001)** : « Description des roches et des massifs rocheux » ; Technique de l'ingénieur, traité construction.
- **Escario V., et al. (1997)**. Landslides (Techniques for Evaluating Hazard).PIARC Technical Committee on Earthworks, Drainage, Subgrade (C12); Spain.
- **Evhdaly., 2012**. Ain-Temouchent. Etude d'un système de refoulement des eaux usées de Sidi Benadda 2012 vers la STEP d'Ain Temouchent. Phase I. pp 13-15.
- **Faye J et Lakhdar Y, (2000)**. Dossier d'information mouvements de terrain. Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement. Gouv France.
- **Florence Chevallier, Édition : Mai 2011**.Collection Prévention des risques naturels »,
- **G.Filliat., (1981)** : La pratique des sols et des fondations, Paris, Ed Moniteur, 1981.
- **GEO-SLOPE International Ltd (2008)**: « Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version »; an Engineering Methodology; Third Edition, March 2008.
- **Gilles, S. Pierre, P. (1998)**. Guide technique .Stabilisation des glissements de terrain .Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.97p.
- **Habib, P., (1997)**.Génie Géotechnique-application de la mécanique des sols et des Roches. Ed. Ellipses. Paris.
- **Hubert, B., (1979)**. Fondations et ouvrages en terre.Eyrolles.548p.
in Special erosion n°56, ORSTOM, pp 6-7.
- **J.-C, Moral et al**, Compressive strength testing of compressed earth blocks, Construction and Building Materials 21, (2007), Sous presses, Disponible sur www.sciencedirect.com , consulté le 15 aout 2005, P 303-309.
- **Kamel m'zoughem ; Walid chenafa ., (2006)**:« Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif) » ; Mémoire de fin d'études, diplôme d'Ingénieur d'Etat en Géologie ; Option : Géologie de l'ingénieur ; - université de Sétif.
- **Karray. M** : « Cours de mécanique des sols ».
- **Laffi B., Guenfoud M., (2008)**.Utilisation du critère de stabilité de Hill en milieu non saturé pour la modélisation des glissements de terrains de la région de Constantine. International Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08. PP 27-34.Skikda, Algeria.
- **Laouina, A., Nafaa, R., Chaker, M., (2000)**. Gestion des eaux et des terres et dégradation dans les collines de ksar el kebir, Maroc. Bulletin Réseau Erosion.19. p18.

- **LCPC., (1987).** Essais de cisaillement à la boîte. Méthode d'essai N° 21. Ministère de l'équipement, du logement, de l'aménagement du territoire et des transports, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
- **Léreau, J., (2005-2006).** Cour de Géotechnique 1. Institut National des sciences appliquées de Toulouse, département de sciences et technologies pour l'ingénieur.
- **LPC., (1989).** Stabilisation des glissements de terrains, guide technique « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées ».
- **Ludiwig., (1992) :** L'érosion par ruissellement concentré des terres cultivées du nord du Bassin parisien : analyse de la variabilité des symptômes d'érosion à l'échelle du bassin versant élémentaire. Thèse de doctorat, université de Strasbourg I, 201 p
- **Magnant J P., 2000.** Déformabilité des sols, tassement, consolidation. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Document c214, Techniques de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence.
- **MARNI SANDID Iheb.** Etude géotechnique de la stabilité d'un glissement de terrain mémoire de master (2014)
- **Observatoire Régional des Risques Majeurs (en Provence Alpes-cotes d'Azur),** <http://observatoire-regional-risques-paca.fr>. Pdf
- **Philipponnat, G., (1998).** Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles. Paris
- **Philipponnat, G., (1998).** Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles. Paris.
- **Plaxis 2D version 8.2:** « Plaxis manuals »; R.B.G Brinkgreveet W Broere; Delft University of technology and Plaxis B.V the Netherlands.
- **Remy, J.C., Le bissonnais, Y., (1998).** Comparaison des phénomènes d'érosion entre le nord et le sud de l'europe : ampleur des problèmes et nature des mécanismes .Bulletin réseau érosion 18 ,15 – 32.
- **Robitaille V et Tremblay D., (1997).** Mécanique des sols théorie et pratique,
- **Rogoz (1978):** « Water capacity of abandoned work ing in underground coal mines ». Proc. Int. Conf.: Water in Mining and Underground Works. SIAMOS, Granada (Spain).
- **Roose, E. et al, (1998).** « L'érosion, quarante ans de recherches multidisciplinaires »
- **Roose., (1994) :** Introduction à la GCES. Bulletin pédologique FAO.76, 420 p

- **Ruiz Figueroa, J.F., (1983).** Effect of various type of cover on soil detachment by rainfall .Les processus géomorphologique: Colloque Benelux, 3. Liege (BE), 1983/09/12-170.
- **Sarout. J., (2006):** « Propriétés physiques et anisotropie des roches argileuses : Modélisation Micromécanique et Expériences Triaxiales » ; Thèse de doctorat de l'université Paris XI ORSAY ; 241 pages ;
- **S, Bin-Shafique et al,** The long-term performance of two fly ash stabilized fine-grained soil subbases, Resources, Conservation and Recycling 54 (2010), Disponible sur www.elsevier.com P666-672
- **Sekhal, A et al ., 2013):** « ETUDE DE L'EFFET DES PARAMETRES GEOMETRIQUES SUR LA STABILITE DES TALUS NATURELS » Chlef les 9 et 10 Octobre. 2013
- **Séve, G., et Pouget., P. (1998).**Guide Technique Stabilité des glissements de terrain (LCPC).
- **SSGM** société suisse de géomorphologie. Géomorphologie de la montagne, <http://www.unifr.ch/geoscience/geographie/ssgmfiches/gravitaire/4205.php>
- **V.-M, da Silva et al,** Incorporation of Ceramic Waste into Binary and Ternary Soil-Cement Formulations for the Production of Solid Bricks, PPGCM, vol 17(2), [2014] P 326-331
- **Young, R.A, and J.L.Weirsm., (1973).** The role of rainfall impact in soil detachment and transport. Water Resour. Res.9 (6):1629-1636.
- **Ziane, F., et Mamria, H., (2012).** Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain à Oued -Ghir Mémoire d'ingéniorat, Univ. A.MIRA. De Bejaia.