



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane. MIRA, - Bejaïa –  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## **Mémoire**

En vue d'obtention de diplôme de Master en Génie Civil  
**Option : Géotechnique**

### **Thème**

**Etude de stabilité et confortement d'un glissement de terrain**

**RN 24 au PK 235+500**

**Présenté par :**

M<sup>ELLE</sup>. MAMERI KAHINA  
M<sup>R</sup>. MANI SAMIR

**Encadré par :**

M<sup>r</sup> SADAOUI.O maitre  
assistant –A-

**Jury:** M<sup>me</sup> ATTIL.S Maitre assistant –A-

M<sup>r</sup> KHEFFACH.T Maitre Conférence

**Juin 2015**

# Remerciements

*Avant tout nous tenons à remercier le Bon Dieu, le tout puissant de nous avoir aidé à réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à nos familles qui nous ont soutenus et toujours encouragés durant nos études.*

*Nos vifs remerciements et toute notre gratitude vont à notre promoteur Monsieur SAADAoui Omar, qui a toujours été là pour nous orienter et nous motiver, par ses précieux conseils, ses critiques constructives, et sa patience.*

*Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner et de critiquer notre modeste travail.*

*Nous remercions également tout ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement.*

*Mameri Kahina*

*Mani Samir*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents qui sont à mes yeux ma raison d'existence leurs amours, tendresse et surtout leurs précieuses compréhensions m'ont apporté beaucoup de soutien pour la réalisation de mon plus beau rêve.*

*Papa, Maman je ne saurai rendre vos biens faits pour l'éternité, je vous dis mille fois merci.*

- ❖ *À la mémoire de mes grands parents (djedi lhaj, djedi Said, nana Taous, nana Aicha).*
- ❖ *À mes très chers frères "Nadir" et "Hilal".*
- ❖ *À mes Oncles et Tantes.*
- ❖ *À mes cousins et cousines.*
- ❖ *Très spécialement à mes très chères cousines "Sa3o" et "Lynda".*
- ❖ *À mes copines "Mimi, Nacira, Kahina, souraia, lydise, cylvia".*
- ❖ *À mes amis "Lila, Saly, Mili, fayeza, Sabrina, Hilal, Kamel, Khaled, Sassi, Kakou, Halim, Hicham, Ramzi, Karim".*
- ❖ *À tous ceux qui porte le nom "MAMERI".*
- ❖ *À toutes la promotion Géotechnique 2015.*
- ❖ *À ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail de pris ou de loin.*
- ❖ *À mon binôme "Samir" et toute sa famille.*

**KAHINA MAMERI**

# Dédicaces

*Après mes années de formation au sein de l'université, après les nombreuses épreuves que j'ai surmontés, après tout les sacrifices en durés pour l'obtention du diplôme je remercie les personnes qui ont été toujours présent dans les moments difficile à commencer par :*

*Mes très chers parents qui m'ont soutenu durant toute ma vie.*

*À mes frères : Mounir et Aimen.*

*À Mes sœurs : Hassina et Ouiam.*

*À ma grande mère.*

*À mes oncles et tantes.*

*À mes cousins et cousines.*

*À tous mes amis.*

*À tous ceux qui porte le nom "MANI".*

*À toutes la promotion **Géotechnique 2015.***

*À ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail de pris ou de loin : « **Akli, Salim, Mourad, Mahmoud, Madani, Nassim** ».*

*À ma binôme " **Kahina** " et toute sa famille.*

**SAMIR MANI**

# Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

## Introduction générale

Introduction sur les glissements de terrain de RN° 24 ..... 1

Description du glissement de la RN° 24 au Pk 235 + 500 ..... 1

## Chapitre I: Généralité

I.1 Fonctions et caractéristiques des géotextiles..... 3

    I.1.1 Origine des géotextiles..... 3

    I.1.2 Fonction des géotextiles..... 3

    I.1.3 Propriété des géotextiles ..... 7

I.2 Géotextiles adaptés au renforcement ..... 9

    I.2.1 Géogrille..... 9

    I.2.2 Géotextile ..... 9

I.3 Applications du Géotextile de renforcement..... 10

I.4 Avantages mur de soutènement géotextile..... 10

I.5 Remblai du massif associé au géotextile..... 10

I.6 Cas de présence de nappe phréatique..... 11

I.7 Murs géotextiles types ..... 11

    I.7.1 Murs renforcés par géotextile..... 11

    I.7.2 Murs types Atalus ..... 15

    I.7.3 Autres cas ..... 16

I.8 Méthodes de justification de la stabilité..... 17

    I.8.1 Fonctionnement de l'ouvrage..... 17

    I.8.2 Fonctionnement interne..... 17

    I.8.3 Principe de dimensionnement ..... 17

I.9 Stabilité d'ensemble..... 18

I.10 Stabilité interne ..... 18

    I.10.1 Méthode d'équilibre limite (coin tirant)..... 18

I.11 Mode de réalisation..... 21

    I.11.1 Introduction..... 21

    I.11.2 Matériaux constitutifs..... 21

    I.11.3 Mise en œuvre..... 23

I.12 CONCLUSION.....	25
<b>Chapitre II : Géologie et géotechnique du site</b>	
II.1. Etude géologique du site.....	26
II.1.1.Situation géographique .....	26
II.1.2. Géologie et géomorphologie régionale.....	26
II.1.1.2.1. Géologie régionale.....	26
II.1.2.1.1. Le socle et sa couverture.....	27
II.1.2.1.2. Unités épi telliennes.....	27
II.1.2.2. Géomorphologie régionale .....	29
II.1.3. Hydrologie et hydrogéologie régionale .....	29
II.1.4. Climat de la région.....	30
II.1.5. Sismicité de la région.....	31
II.1.6. Géologie locale du site.....	31
II.1.7. Hydrogéologie et hydrologie du site.....	32
II.1.7.1. Hydrogéologie .....	32
II.1.7.2. Hydrologie .....	32
II.1.8. Stabilité du site .....	32
II.1.9. Classification du site.....	32
II.2. Reconnaissance géotechnique.....	33
II.2.1. Programme de Reconnaissances géotechniques .....	33
II.2.1.1. Essai in- situ.....	33
II.2.1.2. Essai au laboratoire.....	38
II.2.2. Profil géotechnique du site .....	41
II.3 Conclusion .....	42
<b>Chapitre III : Calcul et dimensionnement</b>	
III.1 Prédimensionnement du massif.....	43
III.2 Etude de stabilité du massif.....	43
III.2.1 Etude de la stabilité externe du massif .....	43
a. stabilité au poinçonnement .....	44
b. stabilité au soulèvement .....	45
c. Etude de stabilité vis-à-vis le renversement .....	45
d. Etude de stabilité vis-à-vis le glissement.....	47
III.2.2 Etude de la stabilité interne du massif .....	48
a- Etude de résistance des géotextiles à la traction.....	48
b- Etude de résistance à l'arrachement .....	49

c- Effort au point d'attache au parement .....	49
d- Prédimensionnement du géotextile.....	50
III.2.3 Etude de stabilité globale .....	53
III.2.3.1 Localisation du cercle de glissement au moyen d'abaque.....	54
III.2.3.2 Comment dessiner le cercle de glissement .....	54
III.3 Conclusion.....	59

## **Chapitre IV : Modélisation**

IV.1 Introduction.....	60
IV.2.1 Conventions de signes.....	60
IV.2.2 Les éléments.....	60
IV.3 Modèles de comportement utilisé dans PLAXIS .....	61
IV.4 Les paramètres utilisés .....	64
IV.2 Simulation avec le code Plaxis.....	65
IV.2.1 Données par interfaces .....	65
IV.2.2 Etude et simulation sur Plaxis .....	66
IV.2.2.1 Caractéristique du massif renforcé.....	66
IV.2.2.2 Analyse de résultats .....	66
III-Conclusion.....	70

## **Chapitre V : mise en œuvre et contrôle**

V.1 Introduction .....	71
V.2 Réalisation .....	71
1. Terrassement .....	71
2. Préparation de la plate forme d'assise .....	72
3. Disposition du drainage.....	72
4. La mise en place des couches.....	73
V.3 Contrôle de qualité .....	74
a- Contrôle in situ :.....	74
b- Contrôle au laboratoire.....	74
V.4 Conclusion .....	77

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## Liste des figures

Figure 1: Rupture de la chaussée.....	1
Figure I.1: Fonction de séparation.....	4
Figure I.2: Fonction de filtration .....	4
Figure I.3: Fonction de drainage .....	5
Figure I.4: Fonction de renforcement.....	5
Figure I.5: Fonction d'étanchéité .....	6
Figure I.6: Fonction de contrôle de l'érosion .....	6
Figure I.7: Fonction de protection.....	7
Figure I.8: Géogrid .....	9
Figure I.9: Géotextile .....	10
Figure I.10: Détail de construction du parement .....	12
Figure I.11: Parement minéral.....	14
Figure I.12: Parement cellulaire .....	14
Figure I.13: Cas avec bandes en géotextile .....	15
Figure I.14: Système Textomur.....	16
Figure I.15: Armater.....	16
Figure II.1: Situation géographique du glissement.....	26
Figure II.2: Coupe schématique des grands ensembles structuraux de l'Algérie.....	27
Figure II.3: Carte géologique du littoral de Bejaia.....	29
Figure II.4: Carte géologique de Bejaia .....	31
Figure II.5: disposition de différents essais in-situ .....	33
Figure II.6: Résultats pressiométrique essai n° 1 .....	36
Figure II.7: Résultats pressiométrique essai n°2 .....	38
Figure II.8: Profil géotechnique du site de glissement.....	41
Figure III.1: Sol renforcé en géotextile .....	43
Figure III.2: Schéma des poussées des terres .....	47
Figure III.3: Localisation du cercle de glissement .....	54
Figure III.4: méthode des tranches .....	55
Figure III.5: méthode des tranches .....	57
Figure III.6: méthode des tranches .....	58
Figure IV.1: Positions des nœuds et des points de contraintes dans le sol .....	61
Figure IV.2: Courbe dans un essai de traction .....	62



Figure IV.3: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb .....	63
Figure IV.4: Donnée géométrique et chargement .....	66
Figure IV.5: Déplacement total .....	67
Figure IV.6: Déplacement vertical .....	67
Figure IV.7: Déplacement horizontal .....	68
Figure IV.8: maillage du modèle.....	69
Figure IV.9: Courbe déplacement des nappes géotextiles .....	69
Figure IV.10: Influence de la surcharge sur le remblai .....	70
Figure V.1: Délimitation de la surface à terrasser.....	71
Figure V.2: Tranchée drainante.....	72
Figure V.3: Géocomposite de drainage.....	72
Figure V.4: mise en œuvre de la première couche .....	73
Figure V.5: mise en œuvre de la deuxième couche.....	73
Figure V.6: massif achevé .....	74

## Liste des tableaux

Tableau I.1: Propriétés des géotextiles.....	7
Tableau I.2 : Normes de référence.....	8
Tableau II.1: résultats des sondages carottées (SC1, SC2, SC3, SC4, SC5, SC6).....	34
Tableau II.2: valeur pressiométriques.....	35
Tableau II.3: Classification des sols.....	36
Tableau II.4: valeur pressiométriques.....	37
Tableau II.5: Classification des sols.....	37
Tableau II.6: résultats des essais au laboratoire .....	39
Tableau II.7: caractéristiques mécaniques.....	41
Tableau III.1: valeurs forfaitaires du coefficient $\rho_{end}$ .....	50
Tableau III.2: valeur par défaut de $\rho_{end}$ .....	51
Tableau III.3: valeur par défaut du coefficient $\rho_{deg}$ .....	51
Tableau III.4: caractéristiques du géotextile à utiliser dans le projet.....	52
Tableau III.5: détail de calcul.....	55
Tableau III.6: détail de calcul.....	57
Tableau III.7: détail de calcul.....	59
Tableau IV.1: Caractéristique du massif.....	66
Tableau V.1 : Essais de caractérisation des géotextiles.....	75

### Introduction générale

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques de nature très diverse, ils peuvent être brusques, comme ils peuvent s'étaler sur plusieurs mois voire plusieurs années.

La rupture se produit selon des formes vaguement circulaires ou bien, elle ne présente à la contrainte aucune caractéristique géométrique particulière. Ces phénomènes sont très destructeurs, en plus des pertes en vies humaines qu'ils peuvent engendrer, les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles.

Un mouvement de terrain survient principalement 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. L'analyse de la stabilité comporte deux volets essentiels, le premier étant un calcul de stabilité pour déterminer la courbe selon laquelle la rupture est la plus probable, et le deuxième est le calcul du coefficient de sécurité correspondant.

Les recherches dans le domaine de la géotechnique et le développement de la mécanique des sols ont permis la mise au point de plusieurs techniques qui permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, parmi ces techniques, le renforcement de sol par géosynthétique, qui consiste à ajouter au sol une résistance à la traction. Cette technique est l'objectif de notre projet.

Afin de définir le coefficient de sécurité, plusieurs méthodes d'analyse de stabilité des pentes ont été développées, parmi lesquelles on utilise la méthode des tranches (Fellenius).

Depuis quelques années, la modélisation en géotechnique est en constante progression, les méthodes numériques sont devenues aujourd'hui un complément utile voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limites, qui elles souffrent de sérieuses limitations pour l'analyse de la stabilité. Les méthodes numériques sont exécutées par des logiciels spécialement mis en œuvre et adaptés à toutes sortes d'études géotechniques, ces logiciels permettent de traiter des problèmes en deux ou trois dimensions.

Afin de bien structurer notre travail, nous l'avons subdivisé en cinq chapitres :

- Le premier chapitre, donne un aperçu général sur les renforcements de sol par géotextile.
- Le deuxième chapitre, donne un aperçu géologique et géotechnique du site.
- Le troisième et le quatrième chapitres, nous donne une vision détaillée sur la résistance du massif renforcé aux différentes forces internes et externes exercées sur ce dernier. Une étude analytique et numérique du projet afin de justifier la stabilité de l'ouvrage.
- Le cinquième chapitre, nous explique le mode d'exécution et le contrôle de qualité.
- En fin, une conclusion générale tentera d'établir les enjeux de la mise en œuvre de cette technique.

## Introduction sur les glissements de RN 24

Plusieurs glissements de terrain ont été déclenchés sur la côte Ouest de la wilaya de Bejaia (Boulimat, Aach El Vaz, Saket, Tighremt, Oued Dass, Beni Ksila), ce qui rend la route nationale N°24 impraticable. La direction des travaux publics de Bejaia a lancé des appels d'offre pour l'étude de confortement de ces glissements et la réhabilitation de cet important axe routier qui a notamment servi de contournement et de déviation aux innombrables coupures de routes qu'organisent presque quotidiennement les habitants de la wilaya de Bejaia sur les deux autres routes nationales (RN 9 et RN 12) reliant Bejaia à Alger par Bouira et Tizi Ouzou respectivement.

Les intempéries qu'a connues la basse Kabylie d'une part, et d'autre part surtout du fait des terrassements des constructions illicites sont les facteurs qui ont provoqué ces glissements. Un glissement de terrain énorme faisant surgir une véritable crevasse, il s'agit d'un ancien glissement qui se produisit sur ces mêmes lieux et que les dernières intempéries et les terrassements en bas de la chaussée ont fragilisé. Chaque année pratiquement des glissements de terrain se manifestent, sauf que cette fois, ils sont plus importants. En tout, pas moins de 15 endroits ont été recensés comme étant des zones à risque en matière de glissement et d'affaissement de terrain, parmi ces glissements situe notre projet de fin d'études.

## Description du glissement de la RN° 24 au Pk 235+500

Le glissement survenu sur la route nationale N°24 au niveau du PK 235 + 500 est localisé au piedmont d'un massif montagneux gréseux, délimité au Nord par la mer. Ce glissement est de grande ampleur ayant affecté la chaussée sur toute sa largeur et ayant déstabilisé les constructions et les murs de clôture dans la partie avale.



**Figure 1:** Rupture de la chaussée

Cette grande instabilité s'étend sur une section de 500 m et une superficie de l'ordre de 100000 m<sup>2</sup>.

Ce glissement est développé sur un terrain ayant une morphologie irrégulière et constitué par une nappe d'éboulis à matrice argileuse reposant sur un faciès flysch affecté par un réseau de fracturation et de discontinuité.

Sous l'effet des eaux, modifiant les caractéristiques physico-mécaniques, la forte pente et en absence de butée, les masses glissées poursuivent leur mouvement vers la mer.

La chaussée est affectée par des affaissements importants dont le rejet peut atteindre 20 à 100 cm, des ondulations combinées à des escarpements, des fissures longitudinales et des ruptures de talus.

Le site est matérialisé par des affaissements et une dépression en aval considéré comme réceptacle des eaux pluviales.

Des constructions, des murs de clôture situés en aval sont basculés dans le sens du glissement, des poteaux électriques et des arbres ont subi une certaine inclinaison.

Les infiltrations d'eau du côté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement.

Dans cette partie, intitulée, recherche bibliographique, nous nous étalerons sciemment sur le cas des soutènements renforcé en géotextiles dont l'utilisation est peu répandue Algérie.

## **I.1 Fonctions et caractéristiques des géotextiles**

### **I.1.1 Origine des géotextiles**

C'est en recherchant le moyen d'asseoir les ouvrages sur des fondations ayant une meilleure capacité portante, qui passe par un renforcement des sols, que les constructeurs ont abouti à la fabrication des géosynthétiques.

La littérature parle d'une première date en 1926, en Caroline du sud, où les premiers tronçons de route utilisent des tissus de coton.

Le résultat est considéré probant dès les premières utilisations. Ainsi s'est ouvert un marché pour des matériaux synthétiques.

La deuxième avancé dans se domaine fut l'utilisation de textile technique comme drain et comme filtre. Ainsi, le géotextile permet de remplacer la couche de sable, drainante et filtrante, jusqu'alors incontournable.

Ainsi, la fonction de filtration est née et a permis aux géosynthétiques de prendre de l'essor dès 1930.

C'est à cette date que les manufacturiers de textiles européens transforment leurs machines traditionnelles et développent de nouvelles gammes de produits, spécifiquement orientés vers une utilisation en géotechnique.

Enfin, une troisième application importante des géosynthétiques fut la réalisation de barrière imperméable permettant d'empêcher le mouvement des liquides.

Au Canada, l'utilisation de géotextiles de renforcement apparait dans le courant des années 60 dans des applications routières (chemin de terre battue) sur fondation à très faible portance.

Ce sont les grands projets hydro-électriques, dès le début des années 70, qui permettent aux géosynthétiques de prendre tout leur essor dans le domaine du génie routier (renforcement de sol à faible portance, séparation, filtration, drainage) et de permettre à des manufacturiers de se développer. [02]

### **I.1.2. Fonction des géotextiles**

Les géosynthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétique spécialement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil, la protection de l'environnement, les ouvrages hydrauliques et de transport. [07]

Pour un géosynthétique, on distingue les fonctions principales suivantes :

- Séparation
- Filtration
- Drainage
- Renforcement
- Etanchéité
- Contrôle de l'érosion

- Protection

Dans certains cas, le géosynthétique peut remplir une double fonction.

#### a- Séparation

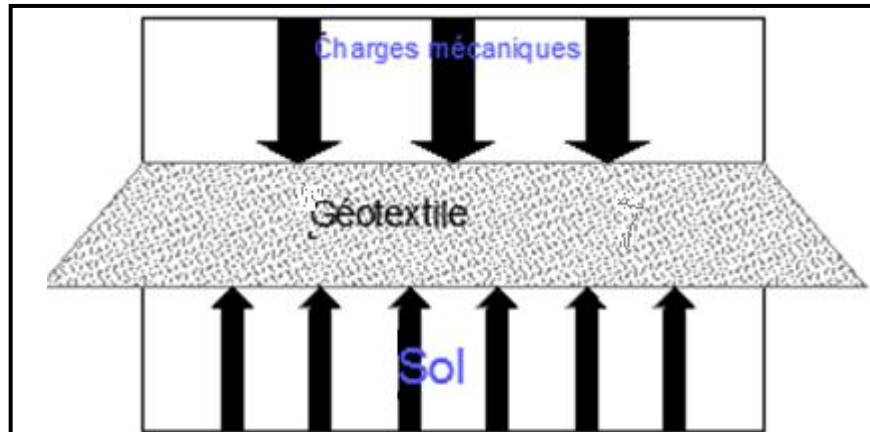


Figure I.1: fonction de séparation

Le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométrie différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux d'une couche argileuse de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation d'une route.

Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins d'être "aspirés" dans les matériaux granulaires des routes.

#### b- Filtration

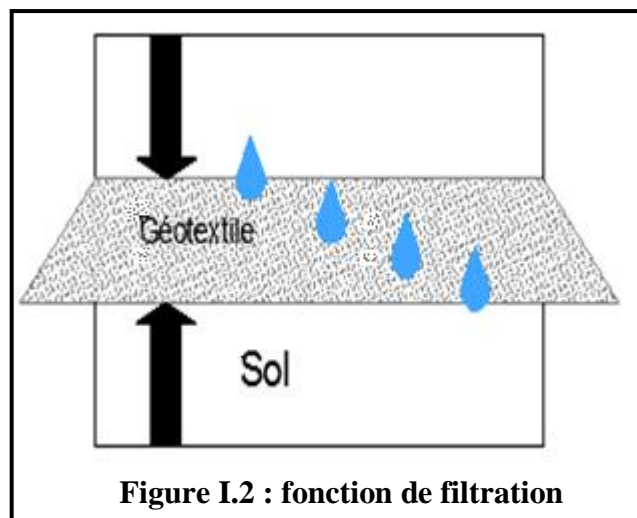


Figure I.2 : fonction de filtration

Le géosynthétique agit comme un filtre en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol.

Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système.

## c- Drainage

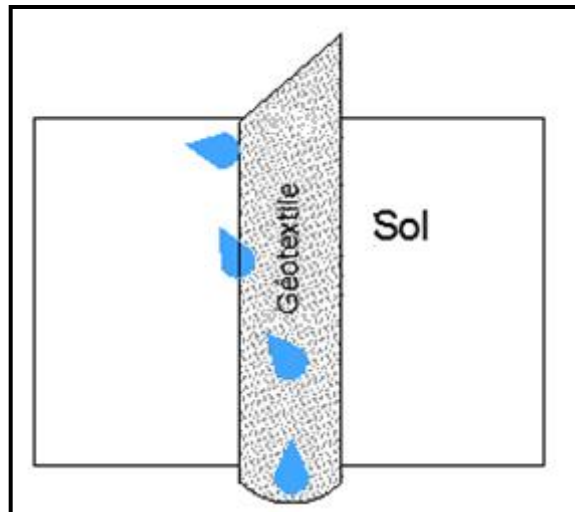


Figure I.3 : fonction de drainage

Le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables.

Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux sont utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement.

## d- Renforcement

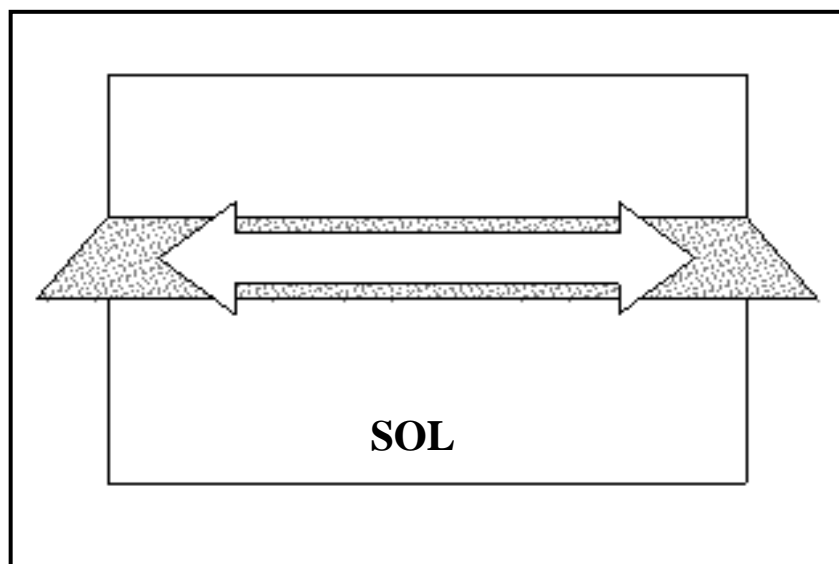


Figure I.4 : fonction de renforcement

Le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistances améliorées par rapport à un sol non renforcé.

Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou subverticales (murs en sol renforcé).



Le renforcement permet la construction de remblais sur des sols mous.

Dans géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de gravités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées).

#### e- Etanchéité (barrières aux) fluides /gaz

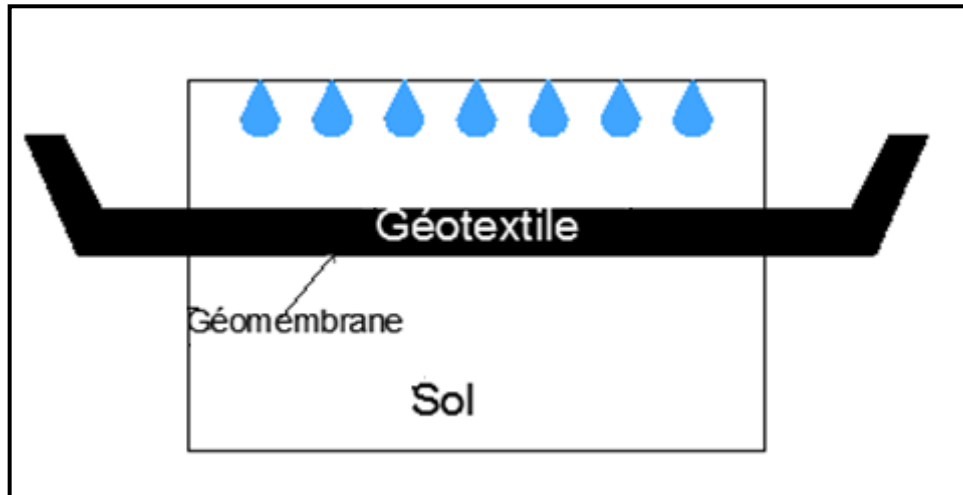


Figure I.5 : fonction d'étanchéité

Le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextile, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz.

Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en fermeture de sols gonflants et confinement de déchets.

#### f- Contrôle de l'érosion

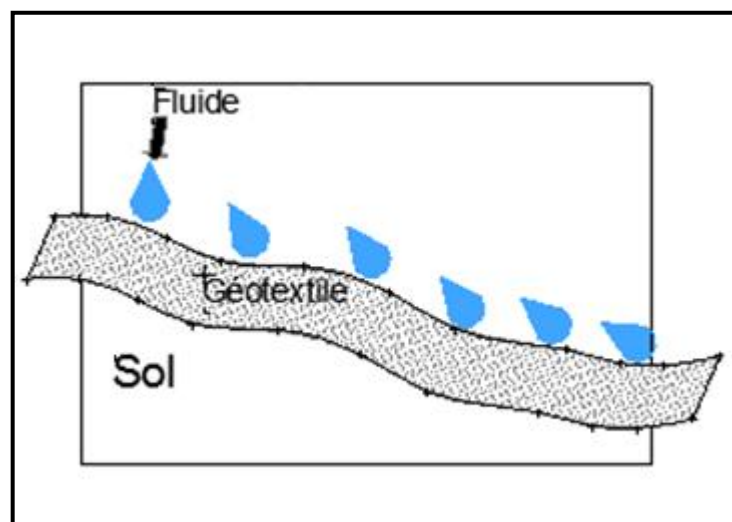
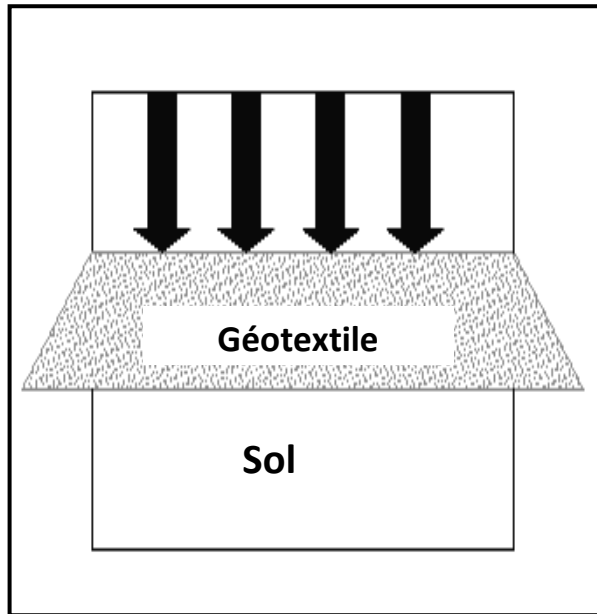


Figure I.6 : fonction de contrôle de l'érosion

Le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétique légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes.

### g- Protection



**Figure I.7 : fonction de protection**

Des géotextiles sont utilisés pour le renforcement des couches de béton bitumineux et comme couches de protection pour éviter (par réduction des contraintes au point) le poinçonnement des géomembranes par les pierres du sol adjacent, les déchets ou les granulats drainants durant l'installation ou en service.

Des géotextiles ont également été utilisés pour des coffrages souples à béton et pour des sacs de sable. Des géotubes cylindrique sont fabriqués à partir de doubles couches de géotextiles et remplis hydrauliquement afin de créer des talus de digue littorales ou pour assécher des boues.

### I.1.3 Propriété des géotextiles

Si l'on considère les fonctions énumérées préalablement, les propriétés principales de conception et sélection du géotextile sont récapitulées au **tableau I.1**, Ci après :

**Tableau I.1:** Propriétés des géotextiles.

(Extrait de Géoglobe : Article de Olivier G. Vermeersch et Jacek Mllynarek).

Fonction propriétés	Filtration	Séparation	Drainage	Renforcement	Protection	C. érosion
<b>PHYSIQUE</b>						
Comportement en friction	++			+++	++	
Épaisseur	++		+++		++	
masse surfacique	DA					+
Résistance à la chaleur	DA		DA		DA	DA

Résistance à la l'abrasion				+	+	+
Résistance aux UV	DA					DA
Résistance chimique	DA	DA	DA	DA	DA	DA
<b>MECANIQUES</b>						
Résistance en traction		+	+	+	+	
Résistance à l'éclatement	+	+	+	+		+
Résistance déchirure		+	+	+	+	+
Résistance l'arrachage	+	+	+	+	+	+
Résistance au poinçonnement		+		+	+	+
Résistance en compression	+	+	+		+	
Comportement en fluage		+		+	+	
<b>HYDRAULIQUE</b>						
Perméabilité à l'eau	+	+	+			
Transmissivité à l'eau			+	+		
Ouverture des pores	+	+	+			+
Mouillabilité	+	+				+
Comportement en filtration	+	+				

**LEGENDE :**

+++ : Très important

++ : Important

+ : Moyennement important

DA : Dépendant de l'application

Sous l'égide des organismes de normalisation nationaux, de nombreux experts, utilisateurs, manufacturiers, chercheurs et législateurs, il est mis au point des procédures normalisées d'essai permettant de caractériser les propriétés des géotextiles.

Ces essais permettant de quantifier les paramètres de conception des géotextiles. (**Le tableau ci après reproduit les normes de référence les plus connues**).

**Tableau I.2 : Normes de référence**

(Extrait de géoglobe : Article de Olivier G. Vermeersch et Jacek Mlynarek)

Fonctions propriétés	CANADA	ISO	USA	France
<b>PHYSIQUE</b>				
Comportement en friction	ONGC148.1-22	ISO 12957.1	ASTM D5321	
Epaisseur	ONGC148.1-3	ISO 9863	ASTM D5199	NF G 38-012
masse surfacique	ONGC148.1-2	ISO 9864	ASTM D5261	NF G 38-013
Résistance à la chaleur	ONGC148.1-16	ISO 13427	ASTM D4886	
Résistance à la l'abrasion	ONGC148.1-14			NF G 38-021-2
Résistance aux UV		ISO 12959	ASTM D4355	
Résistance chimique	SAGEOS GX005			
<b>MECANIQUES</b>				
Résistance en traction -arrachage	ONGC 148.1-7.3		ASTM D4632	
Résistance à l'éclatement	ONGC4.2-11.1		ASTM D3786	
Résistance à la déchirure	ONGC 4.2-12.2	ISO 13434	ASTM D4533	NF G 38-015
Résistance au poinçonnement Statique		ISO12236	ASTM D4833	NF G 38-019
Résistance au poinçonnement dynamique		ISO13433		NF EN918
Résistance en compression			ASTM D1621	
Comportement en fluage		ISO13431/2	ASTM D5262	

Résistance des coutures	ONGC 148.1-12	ISO13426	ASTM D4884	
Résistance en traction – bandes larges	ONGC 148.1-7.2	ISO10319	ASTM D4595	NF G 38-014
Comportement en protection				NF P 84-507
<b>HYDRAULIQUE</b>				
Perméabilité à l'eau	ONGC 148.1-4	ISO 11058	ASTM D4491	NF G 38-016
Transmissivité à l'eau	ONGC 148.1-	ISO 12958	ASTM D4716	NF G 38-018
Ouverture des pores	ONGC148.1-10	ISO 12956	ASTM D4751	NF G 38-017
Mouillabilité	SAGEOS GX004	ISO 13436		NF G 38-020
Gradient critique en filtration	SAGEOS GX006		ASTM D5101	
Colmatage biologique			ASTM D1987	
Efficacité en filtration de suspensions			ASTM D5141	

## I.2 Géotextiles adaptés au renforcement

Les géosynthétiques les plus répandus dans les massifs de renforcements sont :

### I.2.1 Géogrille

Structure plane à base de polymère constituée par un réseau ouvert et régulier résistant à la traction relié entre eux selon un motif régulier. Les ouvertures étant de dimensions supérieures à celles des constituants, cette structure est utilisée en contact avec le sol ou d'autres matériaux pour renforcer les fondations, remblais, sols, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.



Figure I.8 : La géogrille

### I.2.2 Géotextile

Matière textile plane, perméable, et à base de polymère pouvant être ou non tissé, tricoté, utilisée en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. [09]



**Figure I.9 : Géotextile**

### **I.3 Applications du Géotextile de renforcement [02]**

Concernant particulièrement, le géotextile de confortement, il est utilisé dans la stabilisation de talus de forte pente, de murs de soutènement, renforcement de base de talus.....etc.

Les renforcements par géotextile peuvent être utilisés dans des ouvrages de durées de vie différentes. On distinguera les ouvrages provisoires conçus pour environ 5ans, les ouvrages temporaires pour une trentaine d'années environ, et les ouvrages permanents pour 70ans ou plus.

### **I.4 Avantages mur de soutènement géotextile**

#### **Economie**

- Excellent rapport qualité/ prix.
- Rapidité dans la réalisation.

#### **Performance**

- Les murs sont des ouvrages flexibles qui peuvent tolérer des mouvements, disposant d'excellentes performances sous séisme du fait de structures souples.
- Par les différentes formes de revêtements qu'il peut recevoir, il s'adapte facilement à l'environnement (Parement suivant choix, revêtement végétalisé ...etc.)

#### **Flexibilité**

Peut être utilisé pour des applications permanentes ou temporaires. [05]

### **I.5 Remblai du massif associé au géotextile**

Le matériau de remblai participe directement à la résistance des massifs renforcés. Ses caractéristiques revêtent donc une grande importance.

En général, les spécifications imposées au choix de ce matériau, portent notamment sur son identification géotechnique analyse granulométrique, limite d'Atterberg...etc. Et sur ses caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement.

Il doit satisfaire à la fois aux critères :

- Généraux définis pour les matériaux de remblai courants, ce qui exclut en particulier les matériaux évolutifs, les sols gonflants, etc.

- Relatifs à la situation de l'ouvrage et à son environnement (exposition au gel, aux inondations,...etc.).

- Spécifiques aux ouvrages en remblais renforcés par géosynthétiques qui, outre l'aspect mécanique (pourcentage de fines, diamètre maximal qui satisfait à  $D_{\max} < 2/3$  de l'épaisseur de la couche, etc.), doivent inclure la nécessité de ne pas détériorer les éléments géosynthétiques durant la mise en œuvre (matériaux non anguleux, etc.).

- Relatifs au vieillissement des géosynthétiques (compatibilité entre le géosynthétique et le matériau du remblai- risque d'agressions chimiques, alcaline, microbiologique, etc..).

Le recours, éventuel, au traitement des sols (chaux, ciment, laitier, etc.) devra, pour sa part, faire l'objet d'une attention particulière, vis-à-vis des contraintes de durabilité des géosynthétiques.

## I.6 Cas de présence de nappe phréatique

La technique des ouvrages en remblai renforcé par des géosynthétiques n'est pas adaptée en cas de présence de nappe phréatique.

Dans ce des dispositifs de drainage doivent être prévus.

Il s'agit en général d'un massif drainant derrière l'ouvrage pour rabattre la nappe et d'un moyen de collecte et de d'évacuation des eaux sous l'ouvrage sans que l'eau ne vienne à saturer le remblai.

En effet, il y'a risque de diminution des frottements sol/ éléments de renforcement et aussi le lessivage des éléments fins. [04]

## I.7 Murs géotextiles types

Les techniques géosynthétiques pour la construction d'ouvrages de soutènement sont bien avancées.

Différentes techniques existent et se retrouvent complémentaires ou en concurrence sur le marché. On distingue particulièrement :

### I.7.1 Murs renforcés par géotextile

- **Constitution du mur**

Les ouvrages de soutènements de remblai renforcé par inclusion géosynthétiques sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couche successives compactées entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques : les nappes ou les bandes de géotextile (ou de géogrille).

**Nappe :** Dans un massif renforcé, on appelle nappe un lit de renforcement dont les éléments géosynthétiques sont de grande largeur B et sont soit jointifs, soit espacés d'au plus deux fois la largeur d'une couche de largeur D ( $2B > D$ ).

**Bande :** Dans un massif renforcé, on appelle bande le renforcement géosynthétique, lorsque dans un lit, ils sont espacés d'une distance supérieure à deux fois la largeur du renforcement ( $2B < D$ )

Les éléments de renforcement (nappe ou bande) sont disposés horizontalement. Les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage. La pente longitudinale de l'ouvrage doit être nulle. Ou quasiment nulle.

### Le parement aval du mur peut être

- Vertical au assez fortement incliné et de nature très variée selon les procédés de construction.
- Non liaisonné aux éléments de renforcement géosynthétique.
- Constitué d'écailles où sont fixés les éléments de renforcement (bandes géosynthétiques).
- Cellulaire, constitué d'éléments empilés (généralement, des blocs préfabriqués)

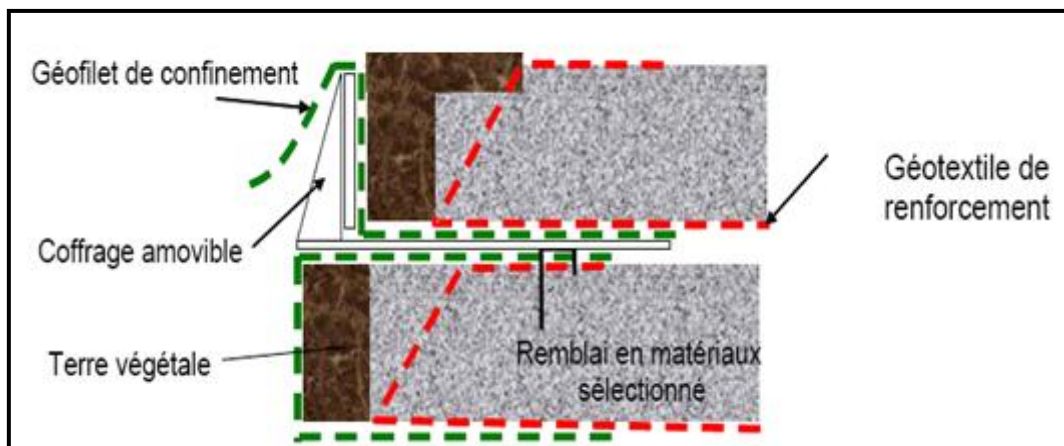


Figure I.10 : Détail de construction du parement

#### • Domaine d'emploi

Ce type de massif renforcé est essentiellement employé pour la réalisation d'ouvrages en remblai, généralement en site terrestre.

Il est bien adapté dans les cas suivants :

- Réduction des emprises par rapport à un remblai courant,
- alternative à un mur classique lorsque le sol support a des caractéristiques mécaniques insuffisantes (risque de tassements généraux ou différentiels, portance faible qui aurait nécessités des pieux pour un ouvrage en béton, etc.)
- Possibilité d'utiliser des matériaux ayant un pourcentage de fines plus élevé, dans le cas des remblais renforcés par des nappes continues, par rapport aux ouvrages renforcés par des armatures métalliques ou en bandes.
- Intégration au site pour les parements inclinés et végétalisés
- Insensibilité à la corrosion.

Une limite d'emploi de cette technique est liée à la déformation relativement importante des éléments de renforcement géosynthétique (nappes et bands), qui va se traduire, en partie haute, par un déplacement cumulé incompatible avec certaines structures non déformables (proximité d'un ouvrage,...).

Par ailleurs, la mise en œuvre d'un ouvrage en remblai renforcé nécessite de disposer d'un espace suffisant pour mettre en place les nappes (ou les bandes). Les calculs de stabilité générale permettent de définir cette emprise ; en général, le rapport largeur à la base sur hauteur est rarement inférieur à 0.5 sauf si le parement est incliné.

- **Remblai renforcé par nappes géosynthétiques**

Ce système correspond à l'utilisation des nappes (généralement continues) de géotextiles ou de géogrilles.

Outre la nature des nappes, la grande variété de ces ouvrages est principalement liée à la conception du parement.

- **Nappes retournées en parement**

Pour les premières applications, le principe consistait à empiler des nappes simplement retournées en bord de talus, avec un recouvrement de la nappe supérieure. Le parement était donc constitué de « boudins » plus ou moins réguliers, sans protection, avec l'inévitable problème esthétique.

A l'exception des ouvrages provisoires, Il est préférable de ne pas réaliser des ouvrages de ce type avec des nappes laissées « en l'état ». Il est meilleur d'imposer au moins une végétalisation.

- **Parement incliné avec dispositif de retenue de terre végétale**

Il s'agit de même type de soutènement que précédemment mais, afin d'obtenir une meilleure intégration dans les sites, des dispositifs de retenus de terre végétal sont prévus et l'inclinaison maximale des parements est limitée entre 65 et 70 degrés (%), pour permettre l'implantation d'une végétation durable.

Pour retenir la terre végétale, de nombreux procédés ont été développés, on peut les classer en deux catégories.

- ✓ Dans la première catégorie, le parement est constitué d'une géogrille dont la fonction est de retenir la terre végétale et permettre l'ensemencement du talus.
- ✓ Une deuxième catégorie prévoit un retournement des nappes et l'accrochage d'un parement (généralement types cellulaire) rempli de terre végétale.

- **Avec parement indépendant**

Dans les années 1980, pour résoudre les problèmes d'esthétique et protéger les nappes des agressions externes, en particulier les rayons ultraviolets, la technique consiste à mettre en place, à l'avant des nappes géotextiles, des murs préfabriqués en béton armé.

Le premier ouvrage important de ce type a été construit en 1985, sur une route en France.

Le parement préfabriqué repose généralement sur une semelle indépendante en béton armé.

Il constitue un voile qui ménage un vide devant le massif en remblai renforcé, ce qui permet de visiter le parement des nappes géosynthétiques.



- **Parement minéral**

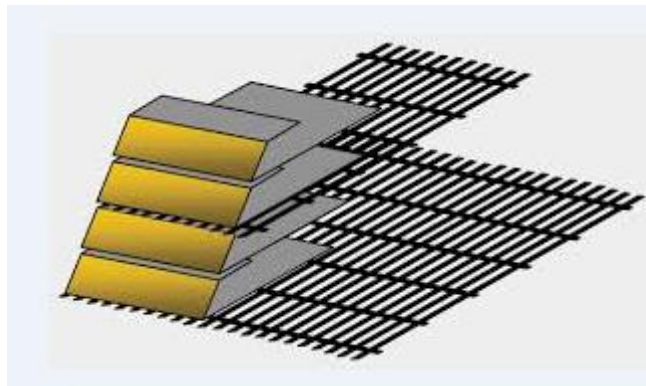


**Figure I.11 : Parement minéral.**

Le parement minéral le plus fréquent est constitué de gabion.

Il existe également d'autres techniques, comme le « **texomur minéral** », dont le système de montage permet d'emprisonner de petits blocs rocheux une grille métallique galvanisée, disposée en bout des boudins de renforcement.

- **Parement cellulaire**



**Figure I.12 : Parement cellulaire.**

Le parement est constitué d'un empilement d'éléments préfabriqués en béton. Les nappes sont généralement « pincées » au niveau du parement.

Différents procédés de ce type existent et selon les techniques, le fruit du parement varie de 50 à 85 degrés.

Les éléments préfabriqués peuvent être creux et remplis de terre végétale, pour permettre une végétalisation.

- **Autres parement**

Divers parements peuvent également être associés à ce type d'ouvrage, dans le cas de renforcement par nappes.

Il s'agit, par exemple :

- De treillis métalliques.
- De béton projeté.
- D'écailles en béton (par exemple, procédé tensar où des géogrilles en géosynthétiques sont accrochées à des écailles en béton).

- De panneaux de béton de même hauteur que l'ouvrage renforcé, etc.
- Remblai renforcé par bande géosynthétiques  
La conception de ce renforcement est assez proche des murs en remblais renforcés par des éléments métalliques. Il a l'avantage d'introduire un matériau non corrodable.



**Figure I.13 :** Cas avec bandes en géotextile

Divers parements peuvent être associés à ce type d'ouvrage, avec renforcements par bandes. Il s'agit, par exemple :

- Des parements types écailles en béton.
- Des éléments préfabriqués, végétalisables ou non,
- De panneaux de béton de même hauteur que l'ouvrage renforcé. [04]

### **I.7.2 Murs types Atalus**

Ce type de mur est constitution d'élément de forme arrondie en vue de dessus, avec une dessous plate et évidé pour permettre une pénétration verticale des racines.

Associé à un géotextile et un remblai sur la longueur des nappes, le procédé atalus permet de réaliser des murs de grande hauteur.

❖ Le cas où le procédé n'est pas renforcé par un géotextile. Après la mise en service de l'ouvrage, des fissures ont apparu sur les éléments les plus chargés. Ceci a nécessité un confortement en réalisant par la suite les formes de contreforts.

❖ Le cas où le procédé est renforcé par un géotextile. Malgré la pente raide du talus, le soutènement est resté stable.

### I.7.3 Autres cas

#### Textomur



**Figure I.14 : Système Textomur**

Le système **Textomur** est composé des éléments suivants : un géotextile de renforcement, de traction dans le sol :

Un géotextile de végétation, servant d'une part comme couche de support pour l'ensemencement ; un treillis métallique, facilitant uniquement la mise en œuvre et servant de coffrage perdu.

#### Armater



**Figure I.15: armater**

est une structure textile tridimensionnelle mise au point en 1978. Ce produit qui se présente sous forme de nappe alvéolaire s'utilise en association avec un matériau de remplissage qui peut être du sol, des déchets, des granulats ... La structure composite obtenue possède des caractéristiques mécaniques bien plus fortes que le contenu seul. En effet la présence de ce géotextile crée un mécanisme de confinement du matériau qui améliore sa résistance au cisaillement et à la traction.

## I.8 Méthodes de justification de la stabilité

### I.8.1 Fonctionnement de l'ouvrage

Les nappes horizontales de géosynthétiques associées à un massif de remblai constituent un massif en sol renforcé équivalant à un mur poids susceptible de résister à la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage.

### I.8.2 Fonctionnement interne

La stabilité des ouvrages en remblai renforcé par éléments géosynthétiques est assurée, comme pour les ouvrages en remblai renforcé par armatures extensibles (terre armée, etc. ...), par le frottement entre le sol et les éléments de renforcement géosynthétiques, capable de supporter des efforts de traction.

Le remblai transmet par frottement aux inclusions géosynthétiques les efforts qui se développent dans la masse ; ces inclusion se mettent alors en tension et tout se passe comme si le remblai possédait, dans les directions où sont placés les éléments de renforcement, une résistance à la traction dont la valeur est directement proportionnelle aux efforts repris par les nappes ou les bandes.

Celle-ci reportent les efforts de la zone active, à l'avale (zone où le remblai a tendance à entraîner les nappes ou les bandes), vers la zone d'ancrage à l'arrière du massif (zone où le remblai a tendance à retenir ces nappes). [07]

### I.8.3 Principe de dimensionnement

La stabilité externe repose sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement de l'ouvrage à son interface avec le sol de fondation. S'agissant d'un ouvrage souple et de largeur suffisante à la base, le problème de renversement ne se pose pas en générale.

La stabilité globale est vérifiée vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé.

Le calcul de stabilité interne consiste à vérifier pour les surfaces potentielles de rupture les plus critiques que :

- Les longueurs d'ancrage sont suffisantes pour reprendre les efforts par frottement.
- Les éléments géosynthétiques (nappes ou bandes) ont une résistance suffisante pour reprendre ces efforts.
- La condition de non cisaillement aux interfaces géotextile est remplie. [10]

#### En résumé

Le dimensionnement des massifs de soutènement en sol renforcé prend en compte des mécanismes de :

- Stabilité externe.
- Stabilité interne.

Comme il est nécessaire de recourir aux méthodes conventionnelles de stabilité de pente pour vérifier la stabilité globale incluant la zone limitrophe à l'ouvrage de soutènement.

## I.9 Stabilité d'ensemble

La vérification de la stabilité au grand glissement de tels ouvrages se fait classiquement en utilisant la méthode des tranches (FELLENIOUS et BISHOP).

Les calculs automatiques par code TALREN sont exposés dans les applications pour chaque type de soutènement.

## I.10 Stabilité interne

La vérification de la stabilité interne peut être menée suivant 03 méthodes :

- Méthode d'équilibre limite dite du coin tirant extraite du MANUEL D'INGENIERIE des fondations édité par la société Canadienne de géotechnique et explicitée par P. DELMAS dans le bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées (PH. DELMAS et J.P GOURC. 1986).
- Méthode issue de la norme française **NF P94 -270** relative aux « ouvrage en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles » ou terre armée.
- Méthode des éléments finis en exploitant le programme PLAXIS. (cette voie sera exposée lors de la présentation de ce programme).

### I.10.1 Méthode d'équilibre limite (coin tirant)

La disposition et le nombre de couche de renforcement se détermine par la méthode d'analyse d'équilibre limite dit du coin-tirant.

- Le calcul des tensions dans les géotextiles se fait en supposant une répartition triangulaire de la poussée le long de la ligne de tensions maximales en prenant en considération un coefficient de poussée active  $K_a$ .
- La plupart des auteurs s'accordent à considérer que la surface des tensions maximales ou plan de glissement est incliné de  $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$  par rapport à l'assise du massif ( $\varphi$  étant l'angle de frottement interne du matériau du massif). Les lits de géotextiles doivent être ancrés dans la zone passive et la zone active pour mobiliser la résistance à la traction.
- La répartition de l'effort global au niveau de chaque lit de renforcement est alors réalisée en supposant que chaque nappe reprend la poussée déterminée par  $(\sigma_{h=e_0} k_a \cdot \sigma_v)$  pour les demi-épaisseurs de couche inférieure et supérieure.

Les coefficients partiels sur le géosynthétique seront fixés suivant projet de norme NF P 94 270.

$$R_{t;d} = \rho_{end} \rho_{flu} \rho_{deg} (R_{t;k} / \gamma_M; t)$$

$R_{t;d}$  : Résistance en traction à court terme.

$\rho_{flu}$  : coefficient de l'évolution physique du matériau sous l'effet du fluage.

$\rho_{end}$  : coefficient de l'endommagement dû aux agressions mécaniques lors de la construction.

$\rho_{deg}$  : coefficient des dégradations d'origine chimique ou biochimique dues à l'environnement.

$\gamma_R$  : facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement.

**Vérification à la rupture (méthode du coin ancré) :**

Le calcul de la capacité à l'arrachement de ces matériaux dépend de la géométrie du géosynthétique et de l'interaction géosynthétique / sol.

Par exemple, les inclusions de géogrilles qui permettent au sol de pénétrer dans les ouvertures de la grille, tirent une partie de leur résistance à l'arrachement de la butée passive des membrures transversales contre le sol.

Les géotextiles qui sont essentiellement des feuilles continues, dérivent la plus grande partie de leur résistance à l'arrachement du frottement de leurs interfaces avec le sol. La résistance à l'arrachement est calculée selon un modèle de coulomb simple :

**Pour les géogrilles :**  $T_p = 2L_e \alpha (\gamma Z + q) \tan \phi_r > 1.5 T$

**Pour les géotextiles :**  $T_p = 2L_e (\gamma Z + q) \tan \phi_r > 1.5 T$

Tels que :

- $\sigma$  est le coefficient d'interaction qui mesure l'efficacité du transfert de charge sol –grille.
- $L_e$  est la longueur d'ancrage au-delà du plan de rupture interne supérieur ou égale à 1m
- $\phi_r$  est l'angle de frottement décrivant le pic de résistance au cisaillement le long de l'interface sol- géotextiles, généralement pris égale à  $\frac{2}{3} \phi$
- $S_v$  : Espacements entre les couches de géotextile
- $T$  : Résistance à l'arrachement selon un modèle de coulomb

En cas d'absence de données sol-géotextile on se référera au tableau suivant pour les valeurs de  $\alpha$  :

**Tableau I.3 : les valeurs de  $\alpha$**

% de surface ouverte de la grille	$\alpha$
80%	0.5
51 à 79%	0.7
50 au moins %	0.6

- Déformation du mur :

On verra des propriétés d'extension des renforcements géosynthétique, des mouvements des murs vers l'extérieur sont à prévoir.

Ces mouvements sont bénéfiques si les critères de service sont respectés.

Le comportement mécanique de ces structures est complexe et ne peut être quantifiée avec précision, cependant les résultats de Christopher et Al (1989) peuvent être utilisés pour estimer les mouvements du mur conçus d'après les conventions exposées comme suit

-Rupture du géotextile :

Afin de garantir la résistance à la traction du géotextile, un coefficient de sécurité ( $F_{mat}$ ) sera pris en compte.

Dans l'absolu, il conviendra de prendre le coefficient de sécurité par rapport à la valeur estimée de la traction maximale mobilisable à la fin de la durée de vie de l'ouvrage compte tenu de la perte initiale de résistance due au compactage, ainsi que d'un éventuel vieillissement physico-chimique.

Dans la pratique, on procédera, en se rapportant à la valeur de résistance en traction initiale du produit.

Soit :

$$\alpha_{adm} = \frac{1}{f} (\alpha_f(t) - 2.91\sigma) \eta_{comp}$$

Avec :

$\alpha_{adm}$  : Efforts de traction admissible dans le géotextile

$\alpha_f(t)$  : Effort maximal de traction du produit, à la date correspondante à la durée de service (t) de l'ouvrage.

$F_{mat}$  : coefficient de sécurité sur le géotextile.

$\sigma$  : Ecart type obtenu sur la valeur de l'effort de maximal de traction  $\alpha_f(t)$  (10 essais minimum).

$\eta_{comp}$  : Coefficient caractérisant la perte de résistance en traction introduit par le compactage.

Le coefficient de sécurité  $F_{mat}$  sera pris égal à  $F_{mat} = 1.2$

$\alpha_f$  correspond à la plus petite valeur de résistance à la traction du géotextile pour la durée de vie de l'ouvrage. Celle-ci pourra être obtenue à partir d'un essai de fluage du produit.

Cependant, en absence d'essai de fluage normalisé, on pourra tenir compte du comportement dans le temps du produit de façon forfaitaire en application des coefficients suivants :

**Tableau I.4** : Les sollicitations

Polymère	Sollicitations de courte durée	Sollicitations permanentes
Polyester	2	5
Polypropylène polyéthylène	5	10

- Détermination de l'effort de traction maximal :

L'effort de traction maximal  $T_m$  dans le lit de géotextile par mètre linéique de parement est égal à :

$$T_m = \sigma h S_v$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} S_v : \text{espacement vertical des lits de renforcement} \\ \sigma_h : \text{contrainte totale horizontale de calcul dans le remblai au niveau du lit considéré et au} \\ \text{droit de la ligne des tractions maximales :} \end{array} \right.$

$$\sigma_h = K \sigma_v + \sigma_{hq}$$

Le coefficient K est déterminé en fonction de la profondeur z :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. K(z) = k_a \Omega 1 [1.6(1 - z/z_0) + z/z_0] \text{ si } z \leq z_0 \\ 2. K(z) = k_a \Omega 1 \text{ si } z \geq z_0 \end{array} \right.$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} Z_0 : \text{profondeur égale à 6m.} \\ K_a : \text{coefficient de poussée active du remblai : } k_a = \tan^2 [(\pi/4) - (\phi/2)] \\ \Omega 1 : \text{coefficient géométrique, sur la forme du lit de renforcement qui doit être justifié en} \\ \text{fonction de l'expérience acquise pour chaque type de renforcement.} \end{array} \right.$

## I.11 Mode de réalisation

### I.11.1 Introduction

Les prescriptions pour une bonne réalisation des ouvrages de soutènement de remblai renforcé par des géosynthétiques sont extraites du **fascicule N°09** édité en 1990 par le comité français des géotextiles et des géomembranes sous le titre

**Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre.**

### I.11.2 Matériaux constitutifs

Un ouvrage renforcé par géotextile est constitué par plusieurs matériaux et sa bonne tenue dépendra du comportement de chacun d'eux (sol de fondation, de remblai, géotextile, parement, ...). Il conviendra dès la conception du projet de les caractériser séparément et d'appréhender leur interaction.

#### - Sol de fondation

La connaissance des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol de fondation est nécessaire pour évaluer la stabilité externe et le comportement global de l'ouvrage.

Sur ce point la nature et le volume des études de sol à entreprendre ne diffèrent pas de ce qui est considéré comme nécessaire pour les autres ouvrages de soutènement.

#### - Remblais

Les ouvrages en terre renforcée par les géotextiles présentent l'avantage de permettre l'utilisation d'une gamme très large de matériaux de remblai.

On pourra donc dans la majorité des cas employer des matériaux extraits de déblais ou de zones d'emprunt situés à proximité immédiate de l'ouvrage.

Il convient toutefois :



D'identifier leur nature et leur état à partir d'études classiques de terrassement (analyse granulométrique, I.P, E.S, teneur en eau) afin d'évaluer leurs conditions de réemploi en remblai et de déterminer les caractéristiques dont dépend la stabilité générale de l'ouvrage et son dimensionnement.

**Ces caractéristiques sont les suivantes**

- **Poids volumique apparent sec :** La connaissance de cette caractéristique est importante car l'ensemble des paramètres du sol intervenant dans le dimensionnement en dépendent directement (résistance au cisaillement, angle de frottement sol- géotextile, poids des terres, etc. ...).

En général on considérera la valeur de la densité maximale définie par l'essai Proctor normal mais dans le cas des sols fins humides on considérera la densité correspondante à la teneur en eau réelle du matériau compacté à l'énergie Proctor normal.

- **Potentiel hydrogène (PH):** La mesure du PH du matériau de remblai doit être réalisée chaque fois qu'il existe un risque de s'éloigner fortement des valeurs moyennes rencontrées dans les sols naturels (PH compris entre 6 et 9).

En dehors de cette fourchette, la valeur du PH conditionnera le choix du géotextile.

- **Cohésion et angle de frottement :** D'une manière générale, dans le cas d'un matériau pas ou peu cohérent, on déterminera les caractéristiques intrinsèques à long terme  $C'$  et  $\varphi'$  à la densité sèche de mise en œuvre et saturé.

Dans le cas d'un matériau cohérent on déterminera, en plus les caractéristiques apparentes à court terme,  $C_u$  et  $\varphi_u$  à la densité sèche de mise en œuvre et à la teneur en eau la plus défavorable prévisible sur le chantier.

- **Caractéristiques de compressibilité :** Ces caractéristiques sont à connaître lorsqu'on souhaite utiliser des matériaux fins suffisamment humides pouvant sous leurs propre poids et celui de surcharge éventuelle générer des pressions interstitielles et des tassements de consolidation.

Leur détermination implique l'établissement de la courbe oedométrique du matériau.

## - Géotextiles

Compte tenu de leur rôle déterminant lorsqu'ils sont utilisés comme armature dans les ouvrages en terre, les géotextiles doivent faire l'objet d'un examen particulièrement détaillé. Il convient notamment de connaître :

- Leurs caractéristiques d'identification
- Tous les caractéristiques figurants dans la fiche d'identification doivent être connus du responsable de l'ouvrage.
- Leurs caractéristiques mécaniques, Il s'agit :
  - Résistance en traction.
  - Allongement à la rupture.
  - Raideur.
  - Allongement au niveau de référence 1, 2, 5, 10%.
  - Résistance à la déchirure.

-Comportement de fluage.

- Leurs caractéristiques hydrauliques, Il convient de connaître :

-La permittivité.

-La transmissivité.

-Le diamètre de filtration.

#### - **Interaction sol / géotextile**

Ces interactions dépendent notamment de :

-L'adhérence et de l'angle de frottement sol-géotextile.

-De l'environnement physico-chimique dans lequel se trouve le géotextile.

### **I.11.3 Mise en œuvre**

#### - **Principe généraux**

Les particularités et notamment le mode fonctionnement des massifs renforcés par des nappes géotextiles impliquent de manière générale :

- a) Une mise en pré-tension des nappes au moment de leur recouvrement par les matériaux de remblai.
- b) Un compactage soigné du matériau de remblai et tout particulièrement à proximité du talus ou du parement.
- c) La mise en œuvre de dispositions constructives particulières permettant d'assurer le respect de la géométrie des talus avec celles définies dans les plans d'exécution.
- d) La protection de l'aménagement décoratif de la partie visible des nappes par tout procédé approprié. [06]

#### - **caractéristique d'aptitude de mise en œuvre**

Au cours de sa mise en œuvre, un géotextile peut être soumis à des sollicitations différentes de celles auxquelles il sera soumis durant son fonctionnement normal dans l'ouvrage.

Ces sollicitations impossibles à quantifier avec précision peuvent provoquer en particulier.

- Des déchirures dues à des accrochages par des engins ou des aspérités présentes sur le chantier.
- Des poinçonnements, coupures sur des points durs divers (silex, chutes de blocs, ...).
- Une fatigue prématurée et généraliser dans le cas du compactage intense d'une couche de matériau concassé mise en œuvre sur une nappe de renforcement :
- Des salissures et un colmatage dans le cas où la nappe a été étalée, et a fortiori circulée, sur des surfaces boueuses, etc.

Pour apprécier le comportement des différents produits géotextiles durant cette phase délicate que constitue la mise en œuvre, on est donc amené à considérer un certain nombre de caractéristiques spécifiques qui sont :

- La résistance à la déchirure statique.
- La résistance à la déchirure dynamique : certains géotextiles peuvent, en effet, avoir des résistances à la déchirure statiques semblable, mais des résistances a la déchirure dynamique nettement différentes ; or il est clair que, durant la mise en œuvre, ces deux types de déchirures peuvent se produire.
- La résistance aux sollicitations localisées (poinçonnements divers sous l'effet du compactage et du trafic, chute de blocs etc.).
- La flexibilité, a la fois dans le sens du géotextile dans le sens normal à son plan, caractéristique de son aptitude à la conformation (aptitude à se conformer a la surface sur laquelle il est appliqué). [01]

#### - **Caractéristique de tenue à long terme**

Les caractéristiques fonctionnelles et d'aptitude à la mise en œuvre analysées précédemment permettent de choisir, voire de dimensionner, un géotextile susceptible a court terme de remplir la fonction qu'on lui a assignée dans l'ouvrage.

Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des produits géotextiles peuvent, s'altérer plus ou moins dans le temps sous l'action des processus :

- **Le fluage** : Il s'agit d'un processus qui n'affecte que les nappes travaillant en traction ; il se traduit par une augmentation continue de l'allongement des nappes, provoquant une réaction des sections, d'où une augmentation des contraintes, et ainsi de suite. Ce processus peut à plus ou moins long terme entrainer des déformations inadmissibles, voire conduire a la ruine de l'ouvrage. L'importance du fluage dépend de la nature du polymère utilisé (polyester, polyoléfines,...) du taux de travaille  $\frac{\sigma_{trav}}{\sigma_{rupt}}$  admis dans le dimensionnement et de la température du milieu où est placé le géotextile. [01]

- **Le colmatage** : ce processus concerne les géotextiles qui ont un rôle de filtre ou de drain. Son importance dépend des caractéristiques de l'écoulement qui les traverse : présence, quantité, nature des fines en suspension, gradient hydraulique, mais également de phénomènes plus complexe, notamment biologique (bactéries) ou chimiques (colmatage ferrique, concrétions calcaires, etc.) encore mal connus. [01]

- **L'altération physico-chimique** : ce processus, qui est indépendant de la fonction assignée au géotextile, il lié a l'environnement dans lequel il se trouve : rayons ultra- violets, PH acide ou alcalin, hydrocarbures ou solvants divers, etc.

Bien que les polymères utilisés pour la fabrication des géotextiles aient depuis longtemps montré leurs grande inertie vis-à-vis de la plus part des produits chimique habituels, il faut encore chercher dans la connaissance de leurs comportements dans les divers environnements ou ils peuvent être utilisés.

Pour garantir que les valeurs des caractéristiques fonctionnelles des géotextiles prise en compte dans le dimensionnement seront conservées a Long terme, il faut donc examiner ces caractéristiques supplémentaires que sont les comportements au fluage, au colmatage et a l'altération physico-chimique. [01]

## **I.12 CONCLUSION**

Dans ce chapitre, nous venons de présenter les caractéristiques mécaniques Principales d'un géotextile pour des applications en renforcement de massif avec les produits géosynthétiques (fonction séparation, fonction filtration, fonction drainage, fonction renforcement, fonction étanchéité, contrôle de l'érosion, fonction protection.).

## II.1. Etude géologique du site

### II.1.1. Situation géographique

Le tracé de la route nationale N° 24 d'orientation globale Est-Ouest, traverse les terrains à relief montagneux, le long de la cote littorale.

Notre projet d'étude est situé à 25 kms au Nord Ouest du chef lieu de la wilaya de Bejaia, sur le littoral côtier de la région d'AACH EL BAZ. Ce glissement est localisé sur la RN 24 au PK 235+500 au piedmont d'un versant de pente moyenne.

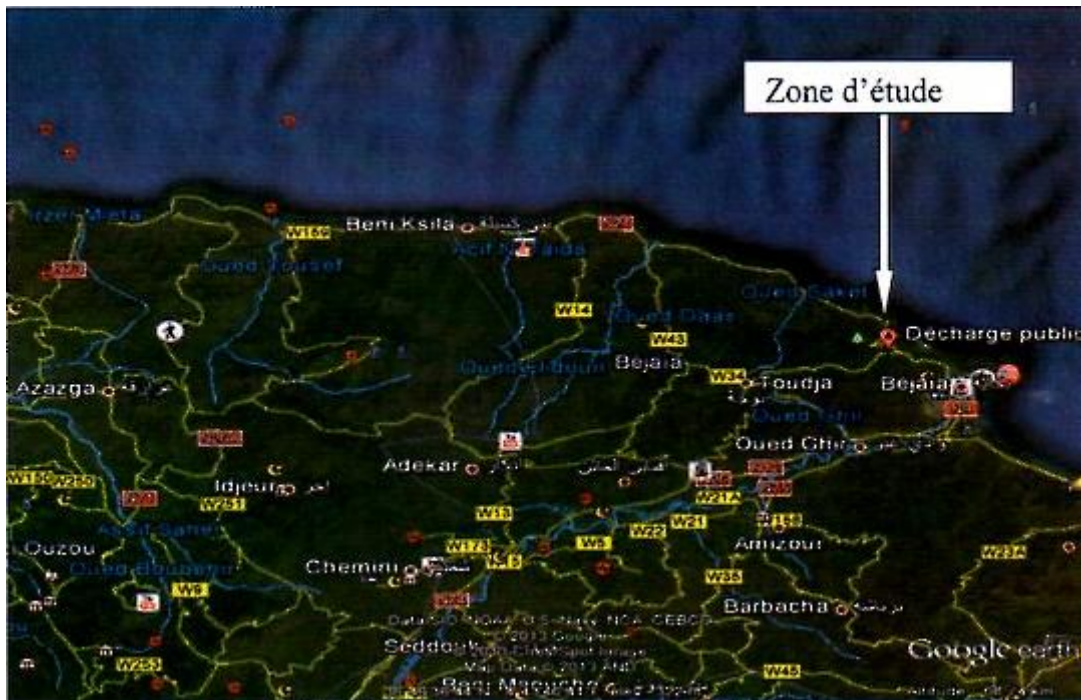


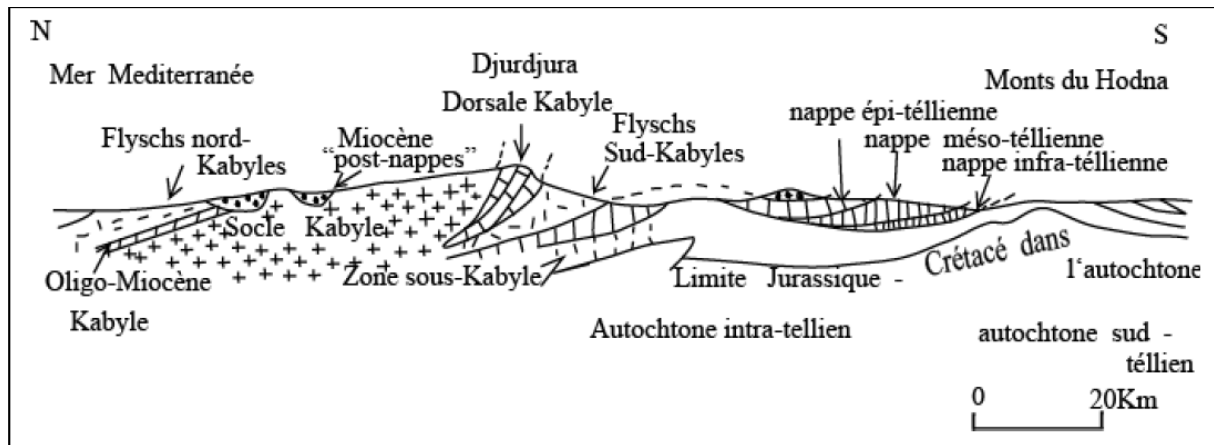
Figure II.1: situation géographique du glissement.

### II.1.2. Géologie et géomorphologie régionale

#### II.1.1.2.1. Géologie régionale

De point de vue géologique, la région de Bejaia appartient au domaine des Babors occidentaux qui comprend :

- Le socle cristallophyllien et sa couverture sédimentaire tertiaire ;
- Les flyschs crétacés et tertiaires qui affleurent de part et d'autre de la plaine ;
- Les nappes épitelliennes : Brek-Gouraya, Barbacha et Bou-hamza ;
- Les formations post-nappes.



**Figure II.2:** Coupe schématique des grands ensembles structuraux de l'Algérie du Nord, d'après Durant Delga en 1969, complétée par les zones internes par D.Raymond, 1971

### II.1.2.1.1. Le socle et sa couverture

Cette unité fait partie du domaine interne des Maghrébides et équivaut au massif de grande Kabylie. Le socle affleure aux environs du village de Bouhatem dans le massif d'Aghbalou et comporte :

- Un terme métamorphique formé de :
  - 1- Quartzites ;
  - 2- Schistes à séricite.
- Un terme éruptif formé essentiellement de pegmatites.

Sur ce socle vient reposer en discordance la couverture tertiaire formé de :

- Conglomérats de base ;
- Grés rouges et calcaires bréchiques alternant avec des marnes rouges ;
- Un niveau de silixites de couleur jaune.

L'ensemble, formé par le socle et sa couverture est recouvert à son tour par les unités de flysch et il est affecté par un réseau de failles.

### II.1.2.1.2. Unités épi telliennes

#### II.1.2.1.2.1. Unité Aghbalou-Gouraya

Définie pour la première fois par M.LEIKINE en 1971 puis complétée par M.HASSISSNE en 1989, elle affleure dans les unités de flyschs et elle est limitée par deux accidents majeurs : celui d'Aghbalou au Sud et celui d'Achelouf au Nord.

Les réseaux de failles divisent l'unité en deux compartiments occidental et oriental, représentés successivement par :

- Les djebels Aghbalou et Ifri-Erène ;
- Le Djebel Gouraya.

Cette unité comporte des formations d'âge Jurassique et Crétacé.

#### **II.1.2.1.2.2. Unité de Barbacha**

Comme l'unité de Brek-Gouraya, cette unité a été définie par M.LEIKINE en 1971 et son nom vient du fait que les séries types avaient été décrites dans la région de Barbacha et d'Azroukembeta. Son matériel est d'âge Trias à Crétacé. Elle est chevauchée au Nord par les unités des flyschs.

#### **II.1.2.1.2.3. Unité de Bouhamza**

Située sur la rive droite de la vallée de la Soummam, c'est une zone formée de collines arides du Crétacé inférieur. Elle est limitée au Nord par l'Adrar Gueldamane, chaînon montagneux situé immédiatement sur la rive droite de l'Oued Soummam et se terminant à l'Ouest par une petite éminencesub-conique «le Piton d'Akbou» et limitée au Sud par les jointements calcaires des Azrou Toudart, Azrou n'Ait Saïd et de l'Azrou Sidi-Yahia. Ces reliefs sont formés de couches redressées de calcaires du Jurassique inférieur (Lias inférieur notamment).

#### **II.1.2.1.2.4. Unités des flyschs**

Formées de trois nappes de flyschs : flyschs massyliens à la base et flyschs numidien au sommet, prenant ainsi en sandwich, l'unité des flyschs mauritaniens.

##### **a- Les flyschs massyliens**

Ils affleurent dans le massif d'Aghbalou, le long de la vallée de l'Oued Ghir, entre Sidi-Aïch et Ilmaten et dans la région d'Amizour. Les séries comportent des formations dont l'âge va du Crétacé au Paléogène.

##### **b- Les flyschs mauritaniens**

Les formations des flyschs mauritaniens sont d'âge Crétacé inférieur à Paléogène. Elles sont structurellement prises en sandwich entre celles des flyschs massyliens et celles des flyschs numidiens et sont affectées par une tectonique post-nappes.

##### **c- Les flyschs Numidiens**

C'est les plus répandu, il s'étend de la limite de la dorsale kabyle jusqu'au golf de Bejaia et occupe la position la plus élevée dans l'édifice structural, recouvrant ainsi l'ensemble des unités inférieures. Ces flyschs sont d'âge Oligocène supérieur à Aquitano-Burdigalien. [09]

#### **II.1.2.1.2.5. Formations post-nappes**

Elles sont formées par :

- Les sédiments miocènes discordants sur les unités telliennes et de flyschs. On distingue :

- a- Un Miocène marin dans la région de Sidi-Aïch ;
- b- Un miocène continental dans la région d'Akbou.
- Les épanchements volcaniques sous-marins néogènes d'Amizour et du Sud de la ville de Bejaia, en rive droite de la vallée de la Soummam ;
- Les formations pliocènes représentées par des argiles marneuses et des brèches ;
- Les formations quaternaires représentées par les alluvions de la Soummam, les cônes de déjection de ses principaux affluents, les éboulis et brèches de pentes consolidées.

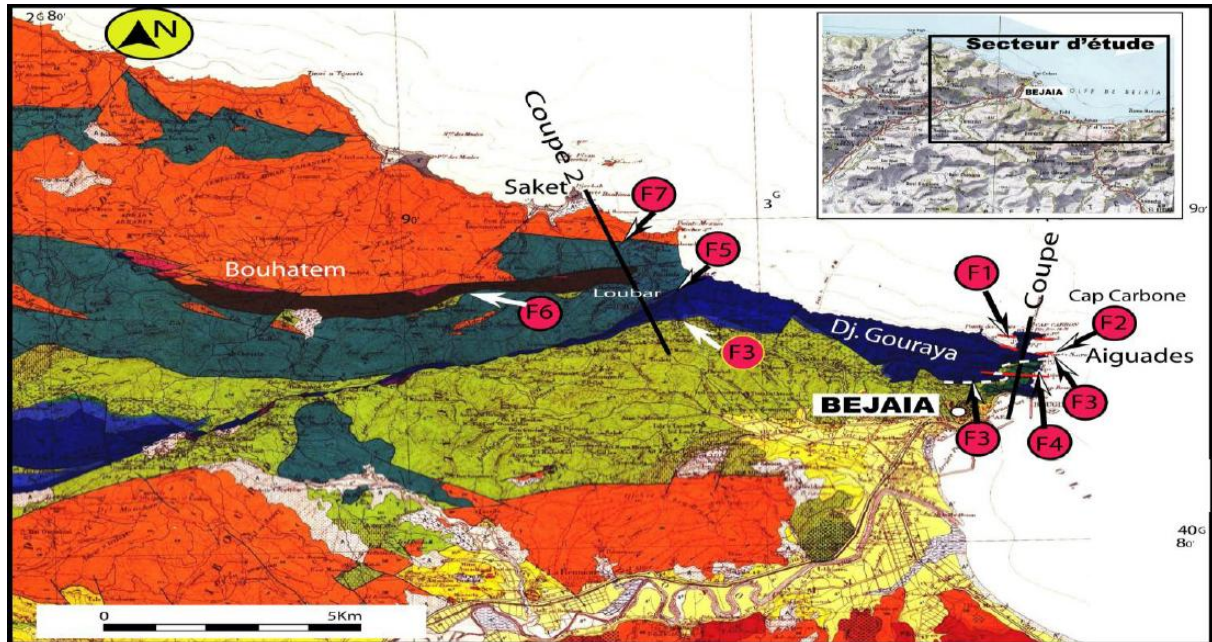


Figure II.3: Carte géologique du littoral de Bejaia. [09]

### II.1.2.2. Géomorphologie régionale

Le site de point de vue géomorphologique est une surface topographique inclinée, situé au pied d'un massif accidenté, ayant une pente moyenne à élevée, traversé par divers accents, raviné par plusieurs thalwegs et surmonté par une colline (grés, marnes gréseuses marno-calcaire), qui présente un relief irrégulier.

La morphologie du site résulte de certains facteurs :

- Nature lithologique liée à l'érosion différentielle des formations dures (calcaire, marno-calcaires et grés) et formations tendres (marne, pélites et argiles) ;
- Tectonique relative aux réseaux de fracturation, discontinuités et diaclases. [09]

### II.1.3. Hydrologie et hydrogéologie régionale

Les versants sont ravinés par de nombreux thalwegs créant ainsi un chevelu hydrographique dense. Ces derniers constituent des couloirs naturels favorisant des ruissellements des eaux pluviales.



Ces eaux pluviales provoquent des érosions régressives le long des talus des thalwegs, provoquant ainsi des glissements.

Une partie de cette eau se déverse dans les oueds à régimes irréguliers, se caractérise par une période de hautes eaux (hiver) et par une durée d'étiage en été et une autre partie s'infiltré à travers la couverture d'argiles marneuses.

L'écoulement doit être pris en compte dans la préparation, il se trouve deux origines :

- Les eaux superficielles (intempéries) ;
- Les eaux souterraines (nappe souterraine).

On constate des formations très hétérogènes sur le plan lithologique (longitudinal et vertical), la disposition géométrique des différentes couches dans l'espace conditionne la probabilité de l'existence d'un aquifère d'une valeur hydrogéologique.

Après chaque sollicitation pluviométrique, les formations marno-argileuses qui dominent donnent naissance à des sources d'eau à faible débit qui tarissent rapidement en période des basses eaux. En période des hautes eaux ces poches d'eau souterraine peuvent provoquer des problèmes considérables. [09]

#### **II.1.4. Climat de la région**

Bien que de nombreux glissement de terrains dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes, ayant suivies des températures estivales élevées.

La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations.

L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements des terrains, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation atteint.

D'après le service météorologique, pendant la période 2000-2009, la région de Bejaia est marquée une pluviométrie annuelle de 781.4 mm, avec un maximum moyen de 135.7 mm au mois de Janvier et le minimum est de 2.2 mm enregistré en Juillet. On constate que les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver (de Septembre jusqu'au mois de Mai), et les mois les plus secs sont Juin, Juillet et Aout.

La température est également un élément fondamental en tant que facteur climatique vital et déterminant dans la vie des végétaux. La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de 18°C, et les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année ; cette augmentation des températures entraîne une évaporation pour les sols argileux qui donne naissance à des fentes de retrait. Lors des pluies les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fentes de retrait ce qui provoque les glissements de terrains, une fois la saturation des sols atteinte.

### II.1.5. Sismicité de la région

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain ; glissement de terrain, écoulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau ou liquéfaction.

La région de Bejaia n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. Cette région a été secouée plusieurs fois par les séismes. Le mécanisme générateur est essentiellement lié à la présence d'un pli-faille à Kherrata.

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité, la région de Bejaia dont fait partie notre secteur d'étude appartient à la zone II<sub>a</sub> de moyenne sismicité.

### II.1.6. Géologie locale du site

La région de Boulimant, d'orientation Ouest-Sud Est, matérialisée sur la carte géologique de Bejaia, est caractérisée par la présence d'une écaille de socle formée de schistes satinés, à proximité du village Loubar, le socle chevauche la série flysch du crétacé par l'intermédiaire d'un contact anormal à regard Nord. La série flysch et conglomératique du crétacé au niveau du village d'Oussama montre des structures plissées avec des cisaillements à vergence Sud dont le mouvement est accommodé par des failles normales à regard Nord qui se sont développées à l'arrière du front de ce chevauchement.

Au niveau de village de Saket, le flysch numidien gréseux-argileux montre une structure en écailles à vergence Sud également. [09]

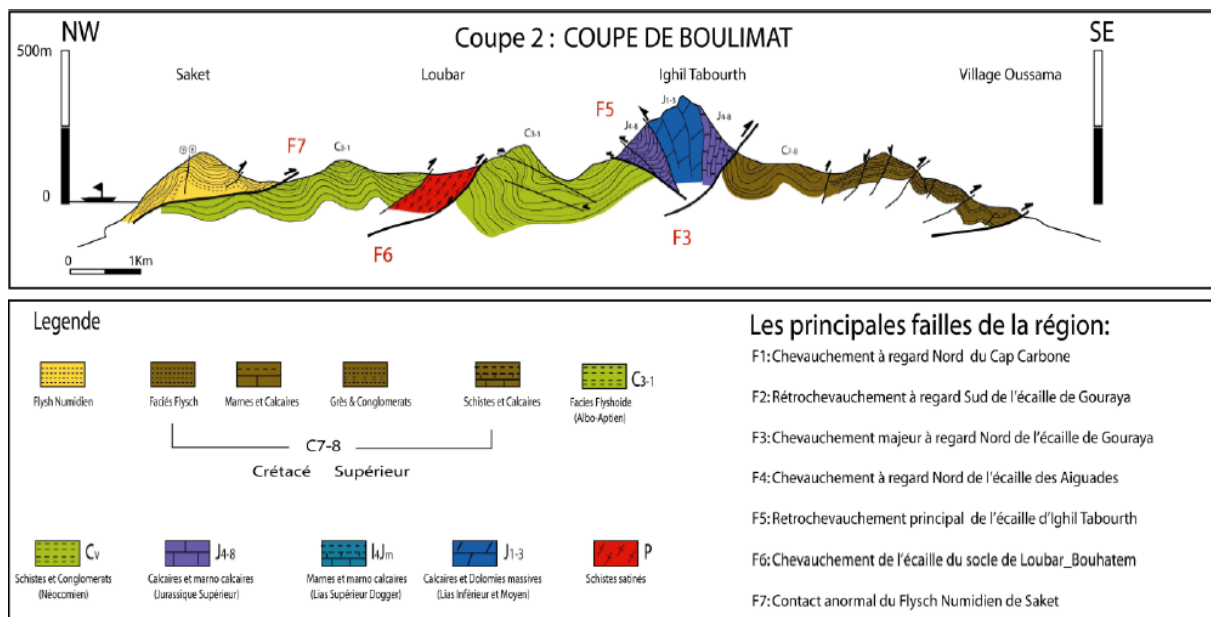


Figure II.4: carte géologique de Bejaia. [09]

Le tracé de la route nationale N° 24 traverse des formations gréseuses dans lesquelles sont inter-stratifiées des pélites constituant le faciès flysch.

Ces grés forment tantôt des entablements horizontaux, tantôt des arêtes et des parois très déchiquetées.

Ce faciès flysch mis en place à l'oligocène ont subi au quaternaire des phénomènes d'altération et d'érosion qui ont abouti à combler les dépressions par des dépôts de produits argileux très graveleux et blocs.

Ces produits d'altération constituent une nappe d'éboulis à blocs gréseux enveloppés dans une matrice argileuse.

### **II.1.7. Hydrogéologie et hydrologie du site**

#### **II.1.7.1. Hydrogéologie**

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et la modalité d'écoulement des eaux souterraines.

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques. Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

Le massif rocheux fissuré accumule l'eau de pluie et alimente régulièrement une nappe qui circule dans les éboulis dont la matrice argileuse subit les effets d'altération par suite une diminution des propriétés physico-mécaniques. [09]

#### **II.1.7.2. Hydrologie**

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes. Ces cours d'eau débouchent dans la mer.

Les pentes naturelles du site, sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies quelle que soit l'intensité des averses, seuls quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement favorisent la stagnation des eaux. [09]

### **II.1.8. Stabilité du site**

Le site est localisé sur un versant ayant une pente moyenne à élevée et une topographie irrégulière. Les masses importantes des remblais déchargées sur le site ont un effet négatif sur la stabilité de l'ensemble du site.

Le talus taillé des terrains meubles est exposé aux phénomènes d'érosion dû aux ruissellements et aux infiltrations des eaux pluviales.

### **II.1.9. Classification du site**

Les sols du site ont constitués par des argiles marneuses à marnes argileuses moyennement compactes, il peut être classé dans la catégorie S3 (sol meuble).

## II.2. Reconnaissance géotechnique

Le calcul de la stabilité des talus revient à déterminer le facteur de sécurité. Pour cela, il est nécessaire d'abord de déterminer les propriétés physico-mécaniques de différentes couches de sols au laboratoire et in-situ. La suite de ce chapitre est basée essentiellement sur l'analyse des échantillons au laboratoire et les essais in-situ. Ces essais doivent être faites avec présentation d'un programme de reconnaissance géotechnique.

### II.2.1. Programme de Reconnaissances géotechniques

Plusieurs essais (essais in-situ et laboratoire) ont été effectués par le laboratoire, ils permettent d'obtenir des renseignements sur le comportement mécanique des sols.

#### II.2.1.1. Essai in-situ

Dans le site qu'on veut étudier, la campagne de reconnaissance géotechnique in-situ consiste à la réalisation de plusieurs essais : des sondages carottés, sondages pressiométrique.

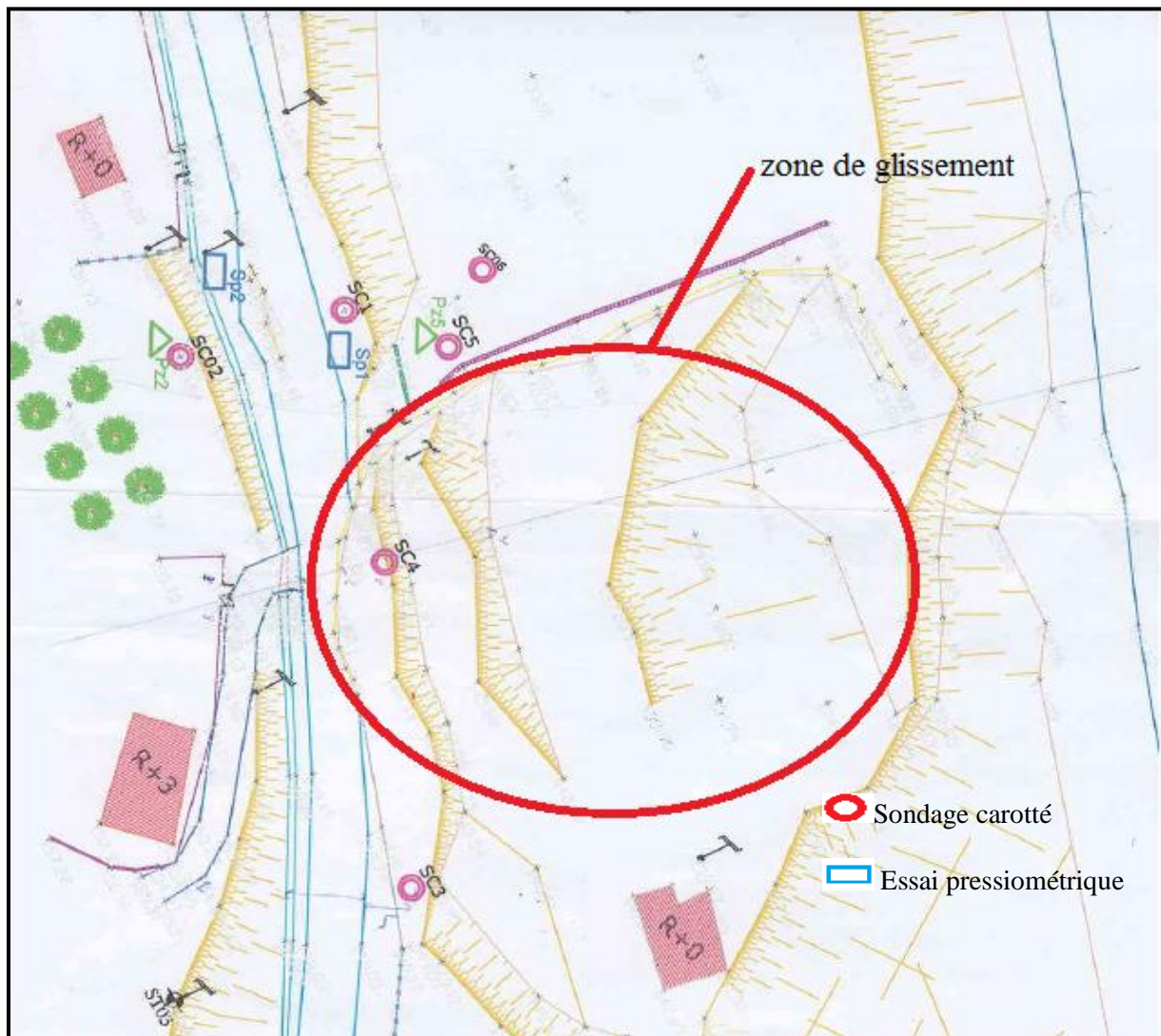


Figure II.5: disposition de différents essais in-situ

### 1. Sondages carottés

Le laboratoire a réalisé Six (06) sondages carottés de 15 à 23 mètres de profondeur répartis sur toute la superficie du site de glissement. Ces résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.1:** résultats des sondages carottés (SC1, SC2, SC3, SC4, SC5, SC6). [09]

N° de sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC1	0.00 – 2.00 m	Eboulis gréseux à matrice argile limoneuse.
	2.00 – 5.00 m	Argiles marneuses à caillouteuse.
	5.00 – 23.00 m	Alternance des bancs centimétrique de grés avec des argiles gréseux.
SC2	0.0 – 1.00 m	Terre végétale.
	1.00 – 5.00 m	Argiles limono sableuse à passage de bloc de grés.
	5.00 – 15.00 m	Bancs de grés centimétriques.
SC3	0.0 – 5.00 m	Eboulis de pente.
	5.00 – 7.00 m	Argiles marneuses à argiles graveleuses à caillouteuses.
	7.00 – 18.00 m	Argiles gréseuse à caillouteuses.
	18.00 – 20.00 m	Bancs centimétriques de grés.
SC4	0.00 – 4.00 m	Remblais.
	4.00 – 6.00m	Marnes argileuses associe à des cailloux.
	6.00 – 9.00 m	Argiles gréseuses à caillouteuses.
	9.00 - 20.00 m	Bancs centimétriques de grés à matrice argilo gréseuse.
SC5	0.00 – 8.00 m	Remblais.
	8.00 – 12.00 m	Argiles gréseuses à caillouteuses.
	12.00 – 15.00 m	Bancs de grés à matrice argileuse.
SC6	0.00 – 8.00 m	Remblais.
	8.00 – 12.00 m	Argiles marneuses à caillouteuses.

	12.00 – 15.00 m	Alternance des bancs centimétrique avec des argiles gréseux.
--	-----------------	--

## 2. Essai pressiométrique

Deux sondages pressiométrique de 12 et 15 m de profondeur ont été implantés à proximité des points de sondages carottés, en amont et en aval afin d'établir une corrélation entre les résultats des essais pressiométriques et la lithologie du terrain. Ces essais on permet de mesurer les paramètres suivants :

- ✓ Module pressiométrique  $E_M$ ;
- ✓ Pression de fluage  $P_f$ ;
- ✓ Pression limite  $P_l$ .

Ces essais ont été effectués à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées, et les valeurs de pressions limites et modules pressiométriques sont insérés dans les tableaux suivants :

### a-Sondage pressiométrique N°1 :

**Tableau II.2:** valeur pressiométriques. [09]

Profondeur (m)	Module de déformation $E_M$ (bars)	Pression limite $P_l$ (bars)	$\frac{E_M}{P_l}$	$P_0$ (bars)	$P_1^*$ (bars)
2	129,13	5,14	25	0,17	4,97
4	73,55	6,20	12	0,34	5,86
6	205,30	14,33	14	0,6	13,73
8	300,91	20,23	15	0,88	19,35
10	305,68	21,25	14	1,1	20,15
12	382,41	21,63	18	1,32	20,31

### Interprétation des résultats

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur les quatre premiers mètres (correspond aux valeurs de remblai ou éboulis de pente) puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

D'après le rapport  $\frac{E_M}{P_l}$ , on a opté à la classification suivante :

Tableau II.3: Classification des sols.

Profondeur (m)	$\frac{E_M}{P_l}$	Classification
2	25	Sol consolidé
4	12	Normalement consolidé
6	14	Normalement consolidé
8	15	Normalement consolidé
10	14	Normalement consolidé
12	18	consolidé

Les résultats du tableau précédent sont représentés sur les graphes suivants :

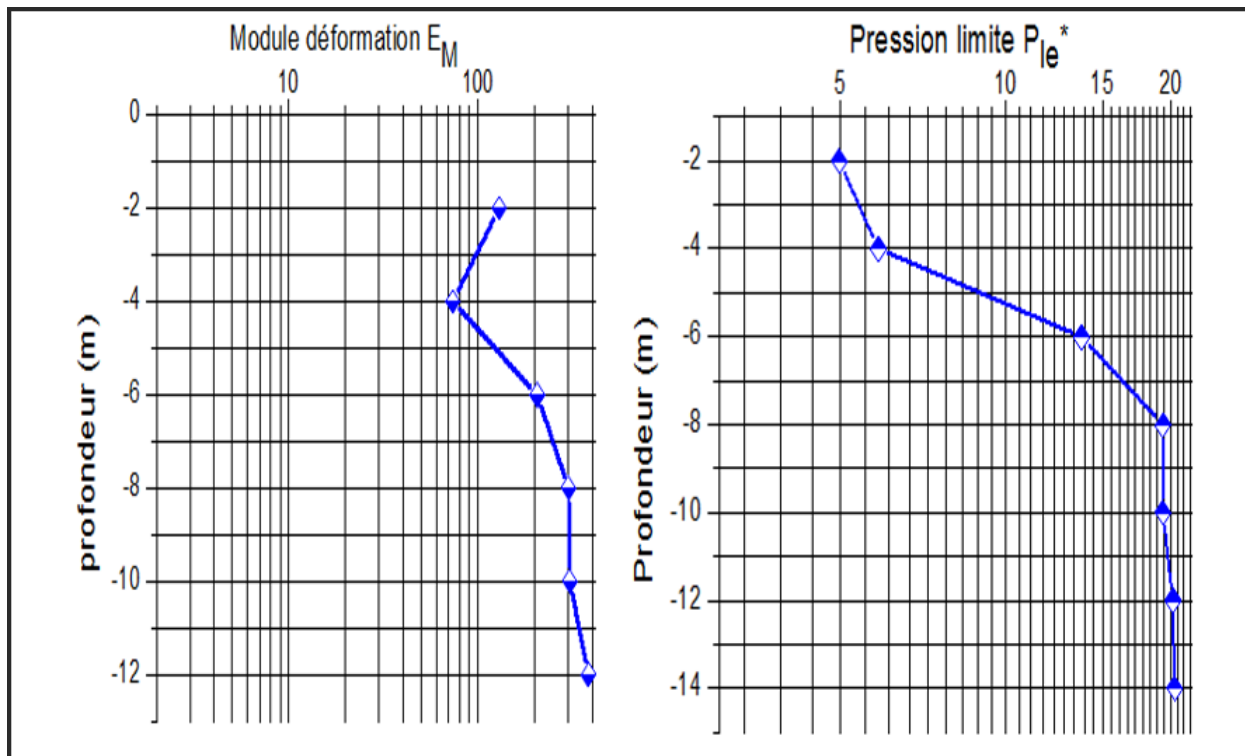


Figure II.6: Résultats pressiométrique essai n°1

**b-Sondage pressiométrique N°2****Tableau II.4:** valeur pressiométriques. [09]

<b>Profondeur (m)</b>	<b>Module de déformation <math>E_M</math> (bars)</b>	<b>Pression limite <math>P_1</math> (bars)</b>	<b><math>E_M/P_1</math></b>	<b><math>P_0</math> (bars)</b>	<b><math>P_1^*</math> (bars)</b>
<b>2</b>	83,17	4,00	21	0,17	3,83
<b>4</b>	131,77	7,42	18	0,34	7,08
<b>6</b>	107,74	10,92	10	0,63	10,29
<b>8</b>	96,01	5,69	17	0,84	4,85
<b>10</b>	547,34	14,22	40	1,1	13,12
<b>12</b>	289,01	23,13	12	1,32	21,81
<b>14</b>	3817,09	42,26	90	1,54	40,72
<b>15</b>	4817,19	45,14	107	1,65	43,49

**Interprétation des résultats**

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur les huit premiers mètres puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

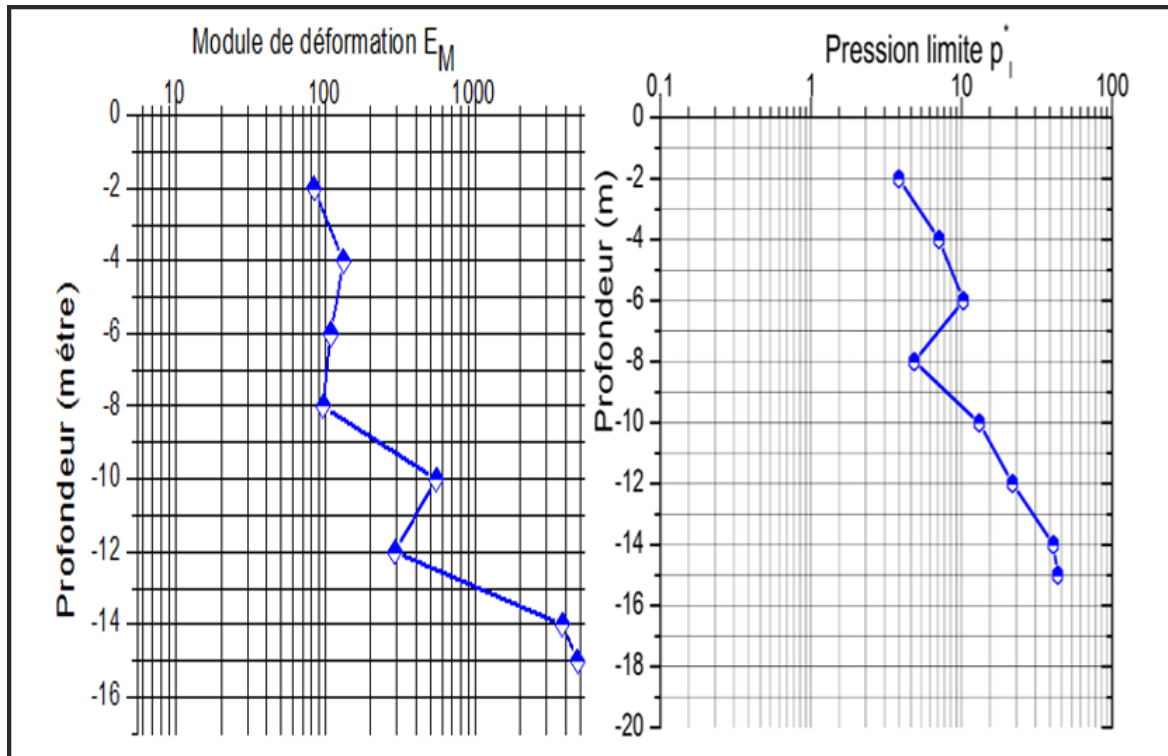
D'après le rapport  $\frac{E_M}{P_l}$ , on a opté à la classification suivante :

**Tableau II.5:** Classification des sols

<b>Profondeur (m)</b>	<b><math>E_M/P_1</math></b>	<b>Classification</b>
<b>2</b>	21	Sol consolidé
<b>4</b>	18	Sol consolidé
<b>6</b>	10	Normalement consolidé
<b>8</b>	17	Normalement consolidé
<b>10</b>	40	Normalement consolidé
<b>12</b>	12	Normalement consolidé
<b>14</b>	90	Sol consolidé
<b>15</b>	107	Sol consolidé

Les résultats de cet essai sont représentés sur les graphes suivant :





**Figure II.7:** Résultats pressiométrique essai n°2

### II.2.1.2. Essai au laboratoire

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques à savoir :

- ✓ Analyses granulométriques ;
- ✓ Mesure de teneurs en eau et degré de saturation ;
- ✓ Mesure de densités ;
- ✓ Limites d'Atterberg ;
- ✓ Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ;
- ✓ Analyse chimiques sommaires.

Les résultats des essais au laboratoire sont résumés en fonction des différentes couches géologiques rencontrés sur le site dans le tableau suivant :

Tableau II.6: résultats des essais au laboratoire. [09]

SONDAGE		Argiles marneuse à caillouteuse	Argile limono- sableuse à passages de bloc de grés	Argile graveleuse à caillouteuse	Marnes argileuse	Formations gréseuse intercalés avec pelites
Teneur /Eau $W_n\%$		15.98	12.99	15.64	4.65	-
Densité Sèche $\gamma_d$ (t /m <sup>3</sup> )		1.81	1.93	1.8	1.43	-
Densité Humide $\gamma_h$ (t /m <sup>3</sup> )		2.10	2.19	2.07	2.10	2.07
Degré de Saturation (Sr%)		87.52	87.69	75.48	43.78	-
Granularité et sédimentométrie %Tamisât	2mm	67.35	64	72	46.22	72.07
	80 $\mu$	50.35	48	57.33	25.17	57.44
Limite d'Atterberg	$W_L\%$	56.32	52.76	51.65	34.78	-
	$W_p\%$	28.94	30.39	25.21	16.92	-
	$I_p\%$	27.82	22.46	26	17.86	-
Cisaillement a la boîte	$C_{uu}$ bars	0.10	0.16	0.09	0.25	-
	$\Phi_{uu}$	21	23	30	10	-

### Interprétation des résultats

Les coupes de sondages carottés montrent que le sous sol du site est constitué par les formations suivantes :

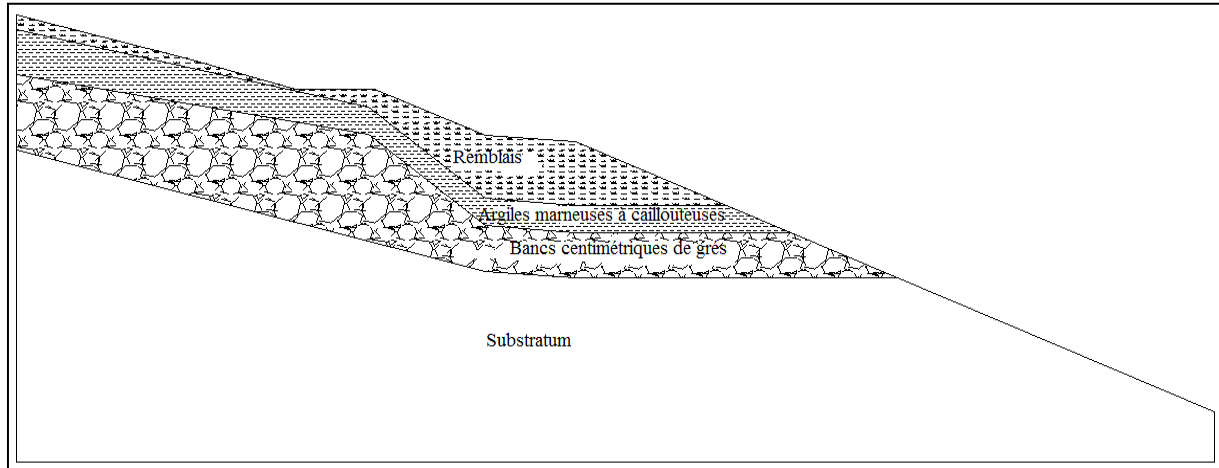
#### ✓ Formation Argileuse

- Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 $\mu$ .
- Ces sols ont donné des densités humides moyennes à élevées et des teneurs en eau moyennes.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement à très plastiques.

- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont indiquent des sols cohérents.
- ✓ **Argile limono-sableuse à passages des blocs de grés**
  - Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 $\mu$ .
  - Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau moyennes.
  - Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement à très plastiques.
  - Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs de sol cohérent.
- ✓ **Argile graveleuse à caillouteuse**
  - Les analyses granulométrique indiquent des sols grenus car plus de 50% des éléments ne passent pas au tamis 80 $\mu$ .
  - Ces sols ont donné des densités humides moyennes et des teneurs en eau faibles.
  - Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles très plastiques.
  - Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé montrent que ces sols sont très frottant et présentent une fraction granulaire dominante. Pour une homogénéité horizontale, on a opté pour une argile de frottement et de cohésion moyen compris entre  $\varphi_{uu} = 15^\circ$  à  $30^\circ$  et  $C_{uu} = 0.2$  à  $0.35$  bars.
- ✓ **Marne argileuse**
  - Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 $\mu$ .
  - Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau faibles.
  - Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement plastiques.
  - Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs de sol cohérent.
- ✓ **Formation gréseuse intercalés avec des pelites**
  - Les analyses granulométrique indiquent que les bancs de grés sont entourés par une matrice d'un sol fin car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 $\mu$ .
  - Ces sols ont donné des densités humides moyennes.
  - Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement plastiques.

### II.2.2. Profil géotechnique du site

Des coupes géologiques, basées sur les sondages carottés, ont été établis selon plusieurs profils et diverses directions, afin de déterminer la géométrie et les épaisseurs des couches sous jacentes du terrain et de tracer le profil géotechnique suivant :



**Figure II.8:** Profil géotechnique du site de glissement

Ces sondages carottés qui ont été réalisés sur l'étendue du secteur d'étude permettent de définir la séquence stratigraphique suivante :

Elle est constituée par une couche de remblai, une couche d'argile marneuse à caillouteuse, reposant sur des bancs centimétriques de grès. Ces coupes ont montré que l'épaisseur des couches est variable.

Les caractéristiques des différentes couches sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.7:** caractéristiques mécaniques

Caractéristique Couches	Masse volumique $\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	La cohésion $C_{uu}$ (KPa)	L'angle de frottement $\phi_{uu}$
Remblai	17	0	11
Argiles marneuses à caillouteuse	21	10	20
Bancs centimétriques de grès	22	100	25

### **II.3. Conclusion**

La zone étudiée est localisée à environ 30 km de la wilaya de Bejaia, sur la section de la section de la RN°24 au Pk 235+500 au lieu dit, AACH EL BAZ.

Le site de glissement est localisé sur un versant de pente moyenne à élevée, traversé par la route nationale N°24. Le glissement survenu sur le site est un glissement actif, il est considéré comme l'un des anciens glissements sur l'endroit, l'importance de cette route touristique est aujourd'hui menacé par un ensemble des mouvements de terrain.

C'est un glissement de grande ampleur, qui s'est localisé le long d'un couloir et s'est manifesté sur une longueur de 500m et une largeur de 200m.

Ce glissement est développé dans des terrains de nature très différente, varie de l'amont à l'aval entre des argiles limoneuses à argiles gréseuses, les toutes reposent sur des couches de grés emblées dans une matrice argileuse de pendage varient entre 30° à 60°.

Les essais pressiométriques ont donné des valeurs faibles de pressions limites sur les premiers mètres puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

Les désordres sont liés d'une part, aux caractéristiques des sols, à la géomorphologie du terrain et au régime hydraulique. Ce déplacement est facilité par la pente du terrain naturel qui est élevée et sujette à des instabilités associées à la présence d'eau qui a été l'élément moteur ayant provoqué le déplacement des matériaux.

### III.1 Predimensionnement du massif

D'après la coupe lithologique du terrain, on prend la hauteur du mur  $H=14$  m (voir la figure)

- $0.6 H < B \leq 1H \Rightarrow B = 0.65H = 9.10$  m
- $\frac{L_{inf}}{H} = \frac{9.1}{14} = 0.65$  d'après le tableau (A.1.1.1) :  $\frac{S_v}{H} \leq \frac{1}{6} \Rightarrow S_v \leq \frac{H}{6}$   
 $\Rightarrow S_v \leq 2.33$  m

on prend  $S_v = 0.3$  m ( $S_v$  est la hauteur des lits de confortement)

- On doit adopter une pente du parement au voisinage de  $60^\circ$  ;
- Pour les terrassements sur chantier, on donne une pente de  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} = 60^\circ$  au talus afin d'assurer sa stabilité lors de la réalisation ;
- Notre soutènement sera ancré de 2 m dans les bancs centimétriques de grès ;
- Pour des raisons économiques on fait 1 berme pour notre soutènement.
- Afin de drainer les eaux souterraines, un géo-composite de drainage sera réalisé derrière le mur et sera raccordé à un tube perforé au dessus de la fondation, ce dernier aura une pente de 1.5% pour assurer l'écoulement des eaux vers un collecteur. [06]

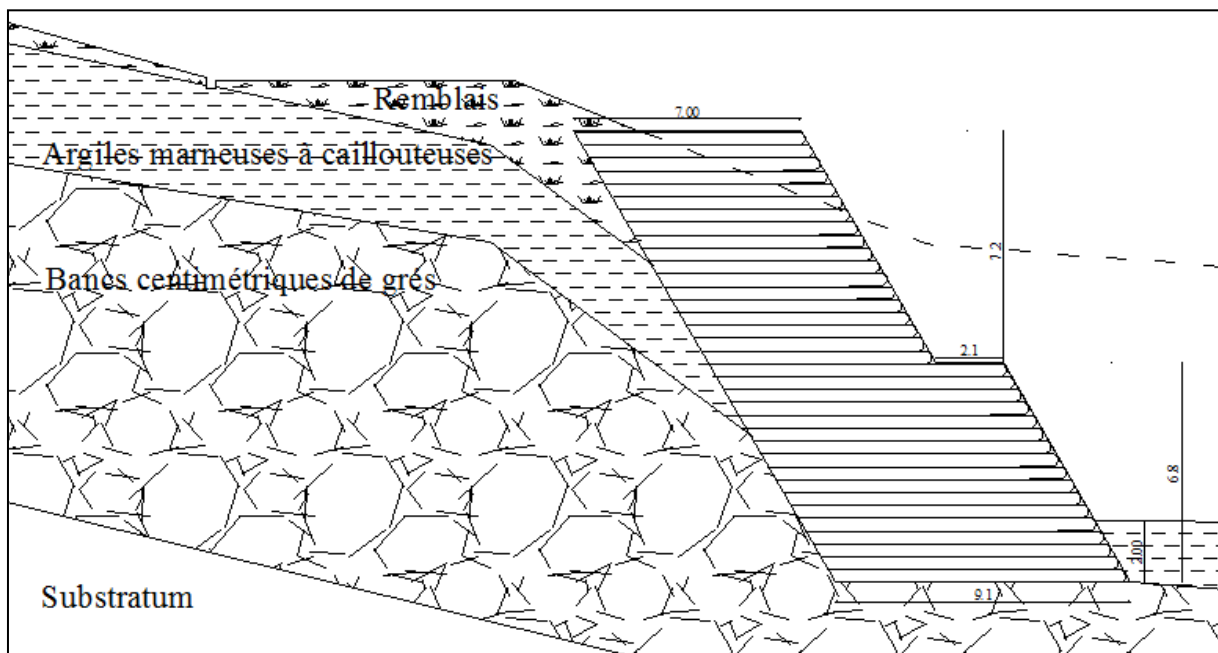


Figure III.1: sol renforcé en géotextile

### III.2 Etude de stabilité du massif

#### III.2.1 Etude de la stabilité externe du massif

La stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

Pour démontrer que la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé est assurée avec une sécurité adéquate, les états limites ultimes suivants doivent être vérifiés :

- La portance du terrain de fondation de l'ouvrage (stabilité vis-à-vis le poinçonnement et le soulèvement) ;
- La résistance vis-à-vis le renversement ;
- La résistance au glissement de l'ouvrage sur sa base. [03]

#### a. stabilité au poinçonnement

Pour vérifier que la capacité portante du terrain de fondation de notre l'ouvrage est suffisante, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite:  $q_{ref} \leq q_{adm}$

à l'ELU

$$q_{ref} = \frac{Nu}{S}$$

$$N_u = 1.35 (\gamma N)$$

$$q_{adm} = \frac{1}{2} (q_u - q_0) + q_0$$

à l'ELS

$$q_{ref} = \frac{N}{S}$$

$$N_s = (\gamma N)$$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} (q_u - q_0) + q_0$$

$$q_0 = \gamma h$$

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* + q_0$$

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod P l_i^*}$$

$$k_p = 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B}$$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D \sum_{i=0}^n z P_{li}^* dz$$

#### Application

$$q_0 = 22(2) \Rightarrow Q_0 = 44 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{le}^* = \sqrt[8]{(3.83)(7.08)(10.29)(4.85)(13.12)(21.82)(40.72)(43.49)} \Rightarrow P_{le}^* = 12.72 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{12.72} \int_0^2 z (21.81 + 40.72) dz \Rightarrow D_e = 9.83$$

$$k_p = 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{9.1}{1} \right) \frac{9.83}{9.1} \Rightarrow k_p = 2.24$$

$$q_u = 2.24(1272) + 44 \Rightarrow q_u = 2893.28 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELU

$$q_{adm} = \frac{1}{2} (2893.28 - 44) + 44 \Rightarrow q_{adm} = 1468.64 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1.35(19)[(9.1)(6.8) + (7)(7.2)] \Rightarrow N_u = 2879.98 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ref}} = \frac{2879.98}{9.1} \Rightarrow q_{\text{ref}} = 316.48 \text{ KPa}$$

On a :  $q_{\text{ref}} = 316.48 \text{ KPa} < q_{\text{adm}} = 1468.64 \text{ KN/m}^2$  (la condition de poinçonnement est vérifiée). [06]

### à l'ELS

$$q_{\text{adm}} = \frac{1}{3}(2893.28 - 44) + 44 \Rightarrow q_{\text{adm}} = 993.76 \text{ KN/m}^2$$

$$N = (19)[(9.1)(6.8) + (7)(7.2)] \Rightarrow N = 2133.32 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ref}} = \frac{2133.32}{9.1} \Rightarrow q_{\text{ref}} = 234.43 \text{ KPa}$$

On a :  $q_{\text{ref}} = 234.43 \text{ KPa} < q_{\text{adm}} = 993.76 \text{ KN/m}^2$  (la condition de poinçonnement est vérifiée). [03]

### **b. stabilité au soulèvement**

On vérifie la condition suivante :  $e_0 < \frac{B}{6}$

$$\text{On a : } \begin{cases} e_0 = \frac{M_G}{N} \\ M_G = M_r - N.e \\ e = d - \frac{B}{2} \\ d = \frac{M_s}{N} \end{cases}$$

### Application

$$d = \frac{16361.93}{2133.32} \Rightarrow d = 7.67 \text{ m}$$

$$e = d - \frac{9.1}{2} \Rightarrow e = 3.12 \text{ m}$$

$$M_G = 6723.95 - 2133.32 (3.12) \Rightarrow M_G = 67.99 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{67.99}{2133.32} \Rightarrow e_0 = 0.032 \text{ m}$$

On a :  $e_0 = 0.032 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1.52 \text{ m}$  pas risque de soulèvement. [06]

### **c. Etude de stabilité vis-à-vis le renversement**

Pour vérifier le renversement on doit vérifier l'inégalité suivante :  $F_s = \frac{M_s}{M_{ru}} \geq 1.8$

#### **C.1.le moment stabilisateur $M_s$**

$$\begin{aligned} \text{On a : } M_s &= w.d \Rightarrow M_s = (19)[4.55(9.1)(6.8) + 11.5(7.2)(7)] \\ &\Rightarrow M_s = 16361.93 \text{ KN.m} \end{aligned}$$



**C.2.le moment de renversement  $M_{ru}$** 

$$\begin{aligned} \text{Pour la surcharge : } \sigma_q &= k \cdot q = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot q \Rightarrow \sigma_q = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{11}{2} \right) \cdot 15 \\ &\Rightarrow \sigma_q = 10.19 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q = \sigma_q \cdot H = (10.19) \cdot 14 \Rightarrow Q = 142.66 \text{ KN}$$

Pour la couche 1 (Remblai) :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= k_1 \gamma z_1 - 2\sqrt{k_1} \cdot C + \sigma_q \Rightarrow \sigma_1 = (0.68) \cdot (17) \cdot z + 10.19 \\ &\Rightarrow \sigma_1 = 11.56 z + 10.19 \\ &\Rightarrow \sigma_1(z=0) = 10.19 \text{ KN/m}^2 \\ &\Rightarrow \sigma_1(z=8) = 102.67 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_1 = \sigma_1 \cdot z = 10.19 (8) \Rightarrow Q_1 = 81.52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1' = \frac{1}{2} \sigma_1 \cdot z = \frac{1}{2} (102.67 - 10.19) \cdot 8 \Rightarrow Q_1' = 369.92 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche 2 (Argile) :

$$\begin{aligned} K_2 &= \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_2 = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) \\ &\Rightarrow K_2 = 0.49 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= k_2 \gamma z_2 - 2\sqrt{k_2} \cdot C + \sigma_1 \Rightarrow \sigma_2 = (0.49) \cdot (21) \cdot z - 2\sqrt{0.49} (10) + 102.67 \\ &\Rightarrow \sigma_2 = 10.29 z + 88.67 \\ &\Rightarrow \sigma_2(Z=0) = 88.67 \text{ KN/m}^2 \\ &\Rightarrow \sigma_2(Z=4) = 129.83 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_2 = \sigma_2 \cdot z = 88.67(4) \Rightarrow Q_2 = 354.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2' = \frac{1}{2} \sigma_2 \cdot z = \frac{1}{2} (129.83 - 88.67) \cdot (4) \Rightarrow Q_2' = 82.32 \text{ KN/m}^2$$

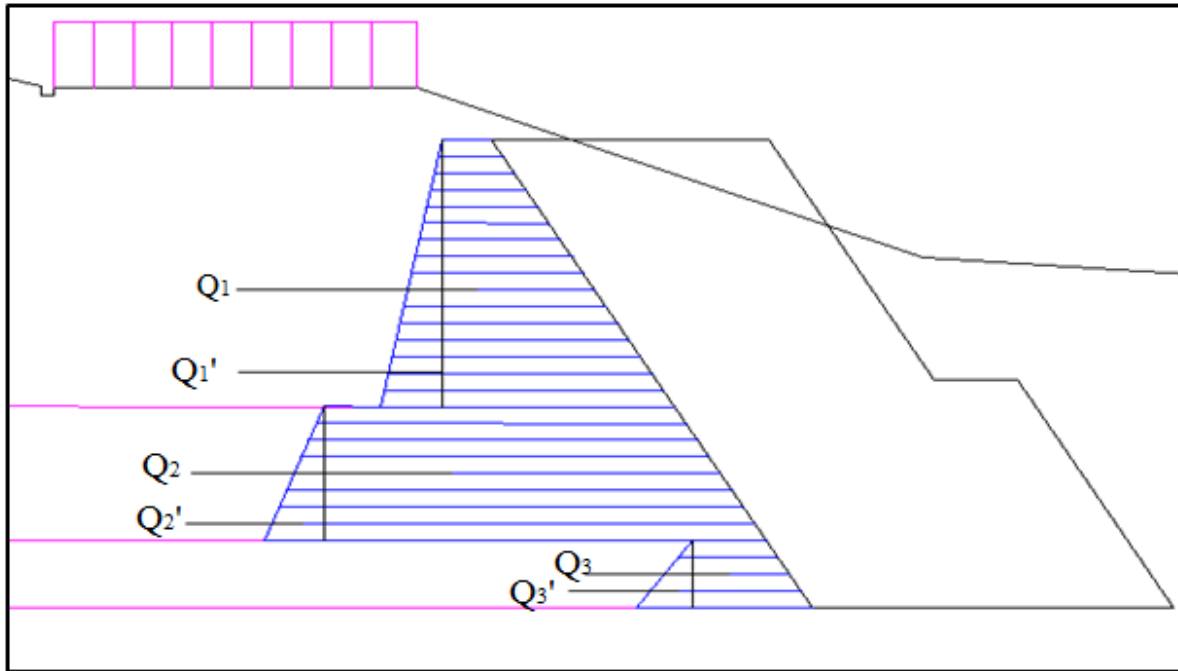
Pour la couche 3 (bancs centimétrique de grés) :

$$\begin{aligned} K_2 &= \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_2 = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \\ &\Rightarrow K_2 = 0.405 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= k_3 \gamma z_3 - 2\sqrt{k_3} \cdot C + \sigma_2 \Rightarrow \sigma_3 = (0.405) \cdot (22) \cdot z - 2\sqrt{0.405} (100) + 129.83 \\ &\Rightarrow \sigma_3 = 8.91 z + 2.55 \\ &\Rightarrow \sigma_3(z=0) = 2.55 \text{ KN/m}^2 \\ &\Rightarrow \sigma_3(z=2) = 20.37 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_3 = \sigma_{3,z} \cdot z = (2.55) \cdot (2) \Rightarrow Q_3 = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_3' = \frac{1}{2} \sigma_{3,z} \cdot z = \frac{1}{2} (20.37 - 2.55) (2) \Rightarrow Q_3' = 17.82 \text{ KN/m}^2$$



**Figure III.2 :** Schéma des poussées des terres.

#### Calcul du moment de renversement

$$M_{ru} = 1.35(M_G) + 1.5(M_Q)$$

$$M_{ru} = 1.35 \left[ (81.52 \left( \frac{8}{2} + 6 \right)) + (369.92 \left( \frac{8}{3} + 6 \right)) + (354.68 \left( \frac{4}{2} + 2 \right)) + 82.32 \left( \frac{4}{3} + 2 \right) + (5.1 \left( \frac{2}{2} \right) + 17.82 \left( \frac{2}{3} \right)) \right] + 1.5 \left[ 142.66 \left( \frac{14}{2} \right) \right]$$

$$M_{ru} = 9235.15 \text{ KN.m}$$

#### Calcul du coefficient de sécurité $F_s$

$$\text{On a : } F_s = \frac{M_s}{M_{ru}} \Rightarrow F_s = \frac{22088.6}{9235.15}$$

$$\Rightarrow F_s = 2.39 > 1.8 \text{ (le confortement est stable vis-à-vis le renversement). [03]}$$

#### **d. Etude de stabilité vis-à-vis le glissement**

Pour vérifier la stabilité vis-à-vis le glissement il se fait de vérifier l'inégalité suivante :

$$Q_{AHU} \leq \frac{N \tan \phi}{1.2} + \frac{C.A}{1.5}$$

$$Q_{AHU} = 1.35 (\sum Q_i) \Rightarrow Q_{AHU} = 1.35 [81.52 + 369.92 + 354.68 + 82.32 + 5.1 + 17.82]$$

$$\Rightarrow Q_{AHU} = 1230.34 \text{ KN}$$

$$\frac{Nutg\varphi}{1.2} + \frac{c.A}{1.5} \Rightarrow \frac{100(9.1)}{1.5} \frac{2879.98 \operatorname{tg}(25)}{1.2} = 1725.79 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } Q_{AHU} = 1230.34 \text{ KN} < \frac{Nutg\varphi}{1.2} + \frac{c.A}{1.5} = 1725.79 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1725.79}{1230.34} \Rightarrow F_s = 1.40 > 1.3 \text{ donc pas risque de glissement. [03]}$$

### III.2.2 Etude de la stabilité interne du massif

La procédure consiste à définir la géométrie de la ligne des tractions maximales, puis à déterminer au niveau de chaque lit de renforcement les valeurs de calcul de l'effort de traction maximal  $T_{max;d}$  et de l'effort de traction au point d'accrochage au parement  $T_{par;d}$ .

Pour démontrer qu'un lit de renforcement supportera l'effort de traction de calcul avec la sécurité adéquate vis-à-vis une rupture ou un allongement excessif, on doit vérifier que les inégalités suivantes sont satisfaites pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

- Au point de traction maximale :  $T_{max;d} \leq T_{tc;d}$

$T_{max;d}$  : l'effort de traction maximal du lit de renforcement ;

$T_{tc;d}$  : résistance ultime de traction du lit de renforcement.

- A l'attache au parement :  $T_{par;d} \leq R_{ta;d}$

$T_{par;d}$  : l'effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au parement ;

$R_{ta;d}$  : résistance ultime de traction du lit de renforcement en ce point d'attache. [06]

#### a- Etude de résistance des géotextiles à la traction

L'effort de traction maximale dans le lit de renforcement est donné par la formule:

$$R_{t;d} = k_a \sigma_v s_v$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_v : \text{Contrainte verticale moyenne au niveau de la nappe de géotextile ;} \\ k_a : \text{coefficient de poussée active des terres ;} \\ s_v : \text{l'espacement vertical des lits de renforcement. [06]} \end{array} \right.$$

#### Application

$$k_a = 0.37 \text{ (d'après le tableau Caquot-Kérisel)}$$

$$s_v = 0.4 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \gamma h + q \Rightarrow \sigma_v = 19(14) + 15$$

$$\Rightarrow \sigma_v = 281 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{t;d} = 0.37(281)(0.3) \Rightarrow R_{t;d} = 31.19 \text{ KN/m}$$

**b- Etude de résistance à l'arrachement**

L'équilibre local de chaque nappe est vérifié vis-à-vis de l'équilibre de l'ancrage sous l'effet des efforts d'arrachement.

Le calcul de la résistance d'ancrage est conditionné par la valeur de la contrainte verticale  $\sigma_v$  sur la longueur ancrée dans la partie passive du massif.

La longueur à prendre en compte dans la vérification de la résistance à l'arrachement est toute la longueur des nappes.

Il revient à vérifier cette condition pour la nappe la plus tendue, si le cas est concluant, toutes les autres nappes sont admises.

L'effort d'arrachement limite est donné par la formule suivante :  $T_{al} = 2A\sigma_v \text{tg } \varphi_{gs}$  [06]

$$\sigma_v = \gamma h + q \Rightarrow \sigma_v = 19(14) + 15$$

$$\Rightarrow \sigma_v = 281 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{tg } \varphi_{gs} = k \text{ tg } \varphi_{sol} \Rightarrow \text{tg } \varphi_{gs} = 0.8 \text{ tg}(25)$$

$$\Rightarrow \text{tg } \varphi_{gs} = 0.373$$

$$T_{al} = 2(9.1)(1)(0.373)(281) \Rightarrow T_{al} = 1907.59 \text{ KN/m}$$

$$F = \frac{T_{al}}{R_{t,d}} = \frac{1907.59}{31.19} \Rightarrow F = 61.16$$

$$T_{al} > R_{t,d} \Rightarrow (\text{la résistance à l'arrachement est vérifiée}).$$

**c- Effort au point d'attache au parement**

L'effort de traction au parement dans le lit de renforcement est égale:

$$T_{\text{par, d}(z)} = (k \alpha \sigma_v + \sigma_{hq,d(z)}) s_v$$

$\alpha$  dépend de la flexibilité du système de parement et de la position de la ligne des tractions maximales. La valeur qui lui est attribuée, de façon conservatrice, varie suivant la profondeur de  $\alpha_0$  à 1 :

$$\alpha_0 = 0.75 \text{ pour les systèmes de parement flexibles ;}$$

$$\alpha_0 = 0.85 \text{ pour les systèmes de parement semi-flexibles ;}$$

$$\alpha_0 = 1 \text{ pour les systèmes de parement rigides. [06]}$$

**Application**

$$K = 0.37$$

$$\alpha_0 = 0.85$$

$$\sigma_v = 281 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{hq,d(z)} = 0 \text{ KN/m}^2 \text{ (car les charges routières sont des charges temporaires)}$$

$$T_{\text{par, d}(z)} = 26.51 \text{ KN/m}$$

**d- Prédimensionnement du géotextile**

La justification d'un ouvrage en sol renforcé et les caractéristiques des produits et des matériaux à mettre en œuvre sont liées à la durée d'utilisation du projet. On doit la fixer avant d'entreprendre la conception et la justification de l'ouvrage.

Pour les murs de soutènement routiers ordinaires, la durée indicative d'utilisation du projet est environ 75 ans. [09]

On a :  $R_{t;d} = \rho_{end} \rho_{flu} \rho_{deg} \frac{R_{t;k}}{\gamma_{M,t}}$  [06]

Où :

- $R_{t;d}$  : est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction au point considéré par mètre de parement ;
- $\rho_{end}$  et  $\rho_{flu}$  et  $\rho_{deg}$  : sont des coefficients de réduction qui traduisent les diminutions de résistance possibles au point considéré (point maximale ou point d'attache au parement) du fait respectivement :
  - $\rho_{end}$  : des agressions mécaniques (endommagement) subies par les renforcements lors de leur mise en place dans l'ouvrage, ce coefficient dépend du type de matériau de renforcement, de son environnement et de sa susceptibilité aux agressions et phénomènes en cause et de la durée d'utilisation de l'ouvrage ;
  - $\rho_{flu}$  : des phénomènes de fluage qui peuvent affecter la structure du matériau constitutif des renforcements, la diminution de résistance liée au fluage concerne la résistance de rupture des renforcements géosynthétiques ;
  - $\rho_{deg}$  : des agressions chimiques (dégradation) dues à l'environnement dans lequel les renforcements se trouvent placés ;
- $R_{t;k}$  : est la résistance de traction caractéristique du lit de renforcement par mètre de parement ;
- $\gamma_{M,t}$  : est le facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement. [06]

**d.1 Evaluation des coefficients de réductions**

1. Le coefficient de réduction  $\rho_{end}$

**Tableau III.1:** valeurs forfaitaires du coefficient  $\rho_{end}$  [06]

Condition de mise en œuvre	Peu sévères	Moyennement sévères	Sévères	Très sévères
Coefficient $\rho_{end}$	0.87	0.8	<b>0.67</b>	0.4

Les conditions de mise en œuvre sont sévères  $\Rightarrow \rho_{end} = 0.67$

2. Le coefficient de fluage  $\rho_{flu}$ 

La diminution de la capacité de résistance des renforcements géo-synthétiques du fait du fluage du polymère qui constitue leur section résistante doit être prise en compte par l'intermédiaire du coefficient  $\rho_{flu}$ , détermine comme indiqué dans le tableau suivant ;

Le comportement au fluage des géo-synthétiques dépend du type de polymère, de l'additif stabilisateur, du mode de fabrication, de la température de l'environnement et du niveau de chargement. Il se détermine sur le produit fini. [06]

**Tableau III.2:** valeur par défaut de  $\rho_{end}$  [06]

Polymère	PET, PA	PEHD	PP
Valeurs forfaitaires de $\rho_{end}$	1/3	1/5	1/6

En Algérie, on utilise le polymère PET, PA alors la valeur par défaut du coefficient de fluage est égale à 1/3.

3. Le coefficient de dégradation chimique  $\rho_{deg}$ 

La résistance en traction des renforcements géo-synthétiques diminue dans le temps, à mesure que se produisent des coupures des chaînes macromoléculaires du polymère qui les constitue, en fonction des caractéristiques chimiques du milieu dans lequel les renforcements se trouvent placés. La diminution de résistance doit être prise en compte par l'intermédiaire du coefficient  $\rho_{deg}$  déterminé comme indiqué dans le tableau suivant ; [06]

**Tableau III.3:** valeur par défaut du coefficient  $\rho_{deg}$ [06]

H	Classe de durée d'utilisation	PET	PEHD/PP	PA
4 < PH ≤ 8	1 à 3	0.95	0.95	0.90
	4 ou 5	<b>0.83</b>	0.77	-
8 < PH ≤ 9	1 à 3	0.9	0.95	0.9
	4 ou 5	0.77	0.77	-

On a 4 < PH ≤ 8 et la classe de durée d'utilisation est la classe 5, donc  $\rho_{deg} = 0.83$

Facteur partiel de matériau  $\gamma_{M,t}$ 

La valeur de  $\gamma_{M,t}$  est prise égale à 1.25

**Application**

$$R_{t;d} = (0.67) \left(\frac{1}{3}\right) (0.83) \frac{R_{t;k}}{1.25} \Rightarrow R_{t;d} = 0.148 R_{t;k}$$

$$\Rightarrow 0.148 R_{t;k} = 107.67 \text{ s}_v$$

**Le choix du type de géotextile**

$$\text{On a pour: } \left\{ \begin{array}{l} R_{t;k} = 300 \Rightarrow s_v = 0.41\text{m} \\ R_{t;k} = 230 \Rightarrow s_v = 0.316\text{m} \\ R_{t;k} = 200 \Rightarrow s_v = 0.247\text{m} \end{array} \right.$$

On choisit le type : T<sub>230</sub>, ces caractéristiques sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.4:** caractéristiques du géotextile à utiliser dans le projet [04]

Caractéristiques	Symbole	Unité	T <sub>230</sub>
<b>Caractéristiques mécaniques</b>			
Résistance à la traction SP*	T <sub>max</sub>	KN/m	242
[NF EN ISO 10319]	T <sub>max</sub>	KN/m	12
Résistance à 5% de déformation ST*	T <sub>5%</sub>	KN/m	84.7
[NF EN ISO 10319]	T <sub>5%</sub>	KN/m	0.5
Déformation à l'effort de traction SP*	$\epsilon_{max}$	%	11
Maximale [NF EN ISO 10319]	$\epsilon_{max}$	%	95
Perforation dynamique	P <sub>d</sub>	mm	17
Résistance au poinçonnement	P <sub>s</sub>	KN	1.3
Résistance au poinçonnement statique CBR	P <sub>CBR</sub>	KN	4.9
<b>Caractéristiques hydrauliques</b>			
Perméabilité normale au plan	V <sub>lH50</sub>	m/s	0.07
Ouverture de filtration	O <sub>90,w</sub>	µm	95
Capacité de débit dans	Q/l	10 <sup>7</sup> m <sup>2</sup> /s	20
Leur plan [NF EN ISO 12958]	Q/l	10 <sup>7</sup> m <sup>2</sup> /s	5
<b>Caractéristiques descriptives</b>			
Masse surfacique	µ <sub>GT</sub>	g/m <sup>2</sup>	620
Epaisseur sous 2 KPa	t <sub>GT</sub>	mm	3.2
<b>Caractéristiques spécifiques à la fonction renforcement</b>			
Résistance à la traction à 2%	T <sub>2%</sub>	KN/m	46
Résistance à la traction à 3%	T <sub>2%</sub>	KN/m	-

---

<b>Conditionnement</b> ***	m	5.3 x 100
Largeur x Longueur		

---

### d.2 Epaisseur des couches

Section N°1 :  $(-7.4 < H \leq -14 \text{ m})$

$$R_{t,d} = k_a \sigma_v s_v$$

$$\sigma_v = \gamma h + q \Rightarrow \sigma_v = 19(14) + 15$$

$$\Rightarrow \sigma_v = 291 \text{ KN/m}^2$$

$$0.148R_{t;k} = 107.67 s_v \Rightarrow 0.148(230) = 107.67 s_v$$

$$\Rightarrow s_v = 0.3\text{m}$$

Section N°2 :  $(0 < H \leq -7.4\text{m})$

$$R_{t,d} = k_a \sigma_v s_v$$

$$\sigma_v = \gamma h + q \Rightarrow \sigma_v = 19(7.4) + 15$$

$$\Rightarrow \sigma_v = 155.6 \text{ KPa KN/m}^2$$

$$0.148R_{t;k} = 0.37(155.6) s_v \Rightarrow 0.148(230) = 0.37(155.6) s_v$$

$$\Rightarrow s_v = 0.6\text{m}$$

### III.2.3 Etude de stabilité globale

L'objectif d'un calcul de stabilité est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur.

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- La surface critique ;
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

On fait la mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol par la décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la méthode des tranches (méthode de FELLENIUS MODIFIEE).[05]



### II.2.3.1 Localisation du cercle de glissement au moyen d'abaque

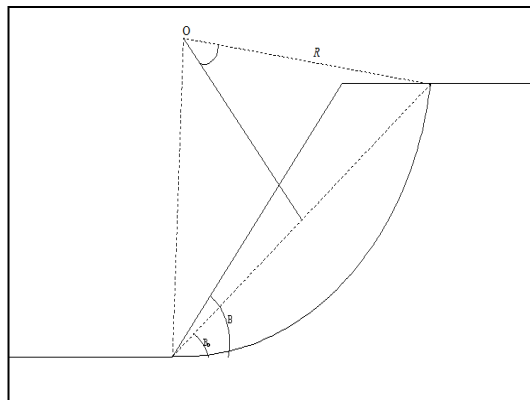
Le cercle de glissement critique peut être déterminé soit à l'aide d'un logiciel (Nixwin, Talren...) ou à défaut au moyen d'abaques.

#### Détermination des angles $\alpha_0$ et $\beta_0$

On trace une droite perpendiculaire à l'axe des abscisses ( $\beta$ ) au point  $\beta = 20^\circ$ , la projection du point d'intersection de cette droite avec la courbe  $\beta_0$  ( $\varphi = 10^\circ$ ) sur l'axe vertical gauche nous donne l'angle  $\beta_0$  qui est égal à  $16.65^\circ$ , et la projection du point d'intersection de cette droite avec la courbe  $\alpha_0$  ( $\varphi = 10^\circ$ ) sur l'axe vertical droite nous donne l'angle  $\alpha_0$  qui est égal à  $30,00^\circ$ .

### II.2.3.2 Comment dessiner le cercle de glissement

On dessine une droite qui fait un angle  $\beta = 20^\circ$  avec le terrain naturel, puis on trace une droite qui fait un angle de  $\beta_0 = 16.65^\circ$  avec la droite précédente, au milieu de cette dernière on trace une droite perpendiculaire et à l'extrémité on trace une droite qui fait un angle de  $70^\circ$ , le point d'intersection de ces deux dernières est le centre du cercle de glissement qui a un rayon  $R = 16.04\text{m}$ .



**Figure III.3:** localisation du cercle de glissement

Après localisation du cercle de glissement, on divise la section commune entre le cercle et le massif en tranches de 1m d'espacement (voir les figures).

On calcule la stabilité globale du massif en trois cas : pour un rayon qui passe par la base du massif, rayon qui passe par mi-hauteur (7m), et un rayon qui passe par un point quelconque.

#### **a- Pour un rayon $R = 16.04\text{m}$**

On trace un cercle qui passe par la base du massif ( $R = 16.04\text{m}$ ), puis on divise la section en tranches et on étudie l'équilibre de chaque tranche.

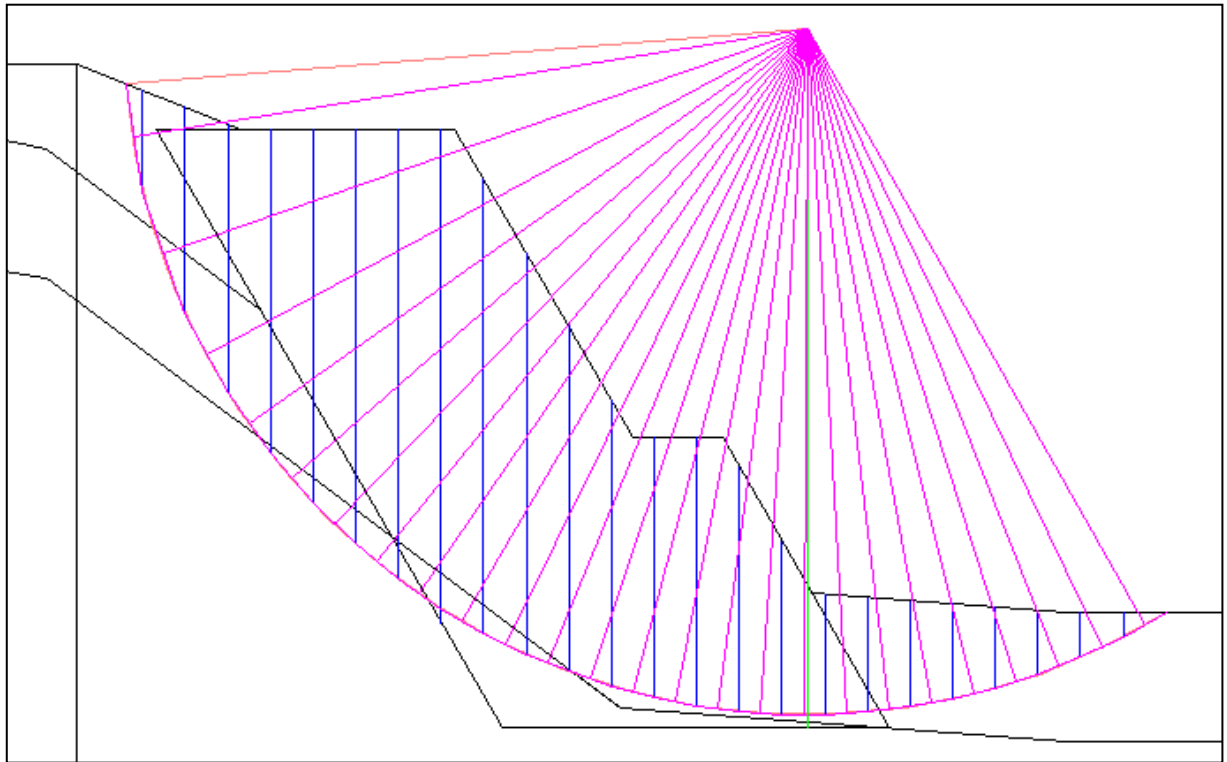


Figure III.4: méthode des tranches

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5: détail de calcul

N°	$C_i$	$b_i$	$l_i$	$C_i l_i$	$W_i$	$\cos \alpha_i$	$\operatorname{tg} \varphi_i$	$W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i$	$\sin \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$
01	1	0.4	2.52	2.52	9.35	0.159	0.364	0.541	0.987	9.23
02	10	1	3.06	30.6	67.14	0.327	0.364	7.99	0.945	63.45
03	10	1	2.11	21.1	112.4	0.475	0.364	19.43	0.88	98.91
04	10	1	1.74	17.4	135.13	0.576	0.364	28.33	0.817	110.4
05	100	1	1.52	152	163.8	0.656	0.364	39.11	0.754	123.5
06	100	1	1.39	139	184.8	0.722	0.364	48.46	0.692	127.88
07	100	1	1.29	129	202.4	0.777	0.364	57.24	0.629	127.3
08	100	1	1.21	121	217.2	0.824	0.364	65.15	0.567	123.15
09	100	1	1.16	116	227.75	0.863	0.364	71.54	0.505	115.01
10	100	1	1.11	111	190.38	0.897	0.364	62.16	0.442	84.14
11	100	1	1.08	108	166.06	0.925	0.364	55.91	0.379	62.93

12	100	1	1.05	105	140.22	0.948	0.364	48.38	0.317	44.44	
13	1	1	1.03	1.03	117.23	0.967	0.364	41.26	0.255	29.89	
14	1	1	1.02	1.02	117.42	0.981	0.364	41.92	0.193	22.66	
15	1	1	1.01	1.01	117.99	0.991	0.364	42.56	0.13	15.34	
16	1	1	1	1	92.72	0.998	0.364	33.68	0.067	6.21	
17	1	1	1	1	65.2	0.999	0.364	23.71	0.006	0.391	
18	1	1	1	1	54.8	0.998	0.364	19.91	-0.057	-3.12	
19	10	1	1.01	10.1	53.97	0.992	0.364	19.49	-0.119	-6.42	
20	10	1	1.02	10.2	49.35	0.983	0.364	17.65	-0.181	-8.93	
21	10	1	1.03	10.3	43.26	0.969	0.364	15.26	-0.244	-10.55	
22	10	1	1.05	10.5	35.49	0.952	0.364	12.29	-0.306	-10.86	
23	10	1	1.08	10.8	26.67	0.929	0.364	9.02	-0.368	-9.81	
24	10	1	1.11	11.1	17.01	0.902	0.364	5.58	-0.431	-7.33	
25	10	1	1.15	11.5	6.09	0.869	0.364	1.92	-0.493	-3	
<b>total</b>				1133.18				788.46			1104.81
				<b>1921.64</b>							
<b>Coefficient de sécurité <math>F_s</math></b>										<b>1.74</b>	

On a :  $l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{25} (c_i l_i + w_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_{i=1}^{25} w_i \sin_i} \rightarrow F_s = 1.74 > 1.30 \text{ donc la stabilité globale du massif est}$$

assurée.

**b- Pour un rayon qui passe par mi-hauteur du massif**

On trace un cercle qui passe par la berme ( $H = 7\text{m}$ ), puis on divise la section en tranche et on étudie l'équilibre de chaque tranche.

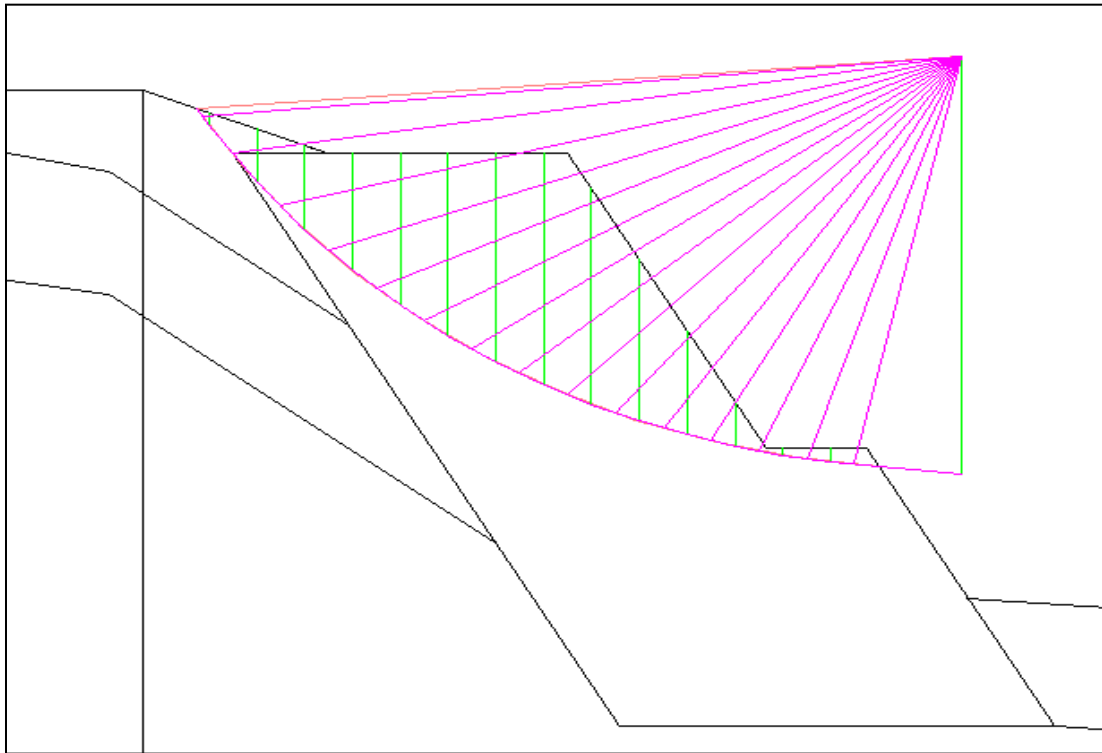


Figure III.5: méthode des tranches

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-après :

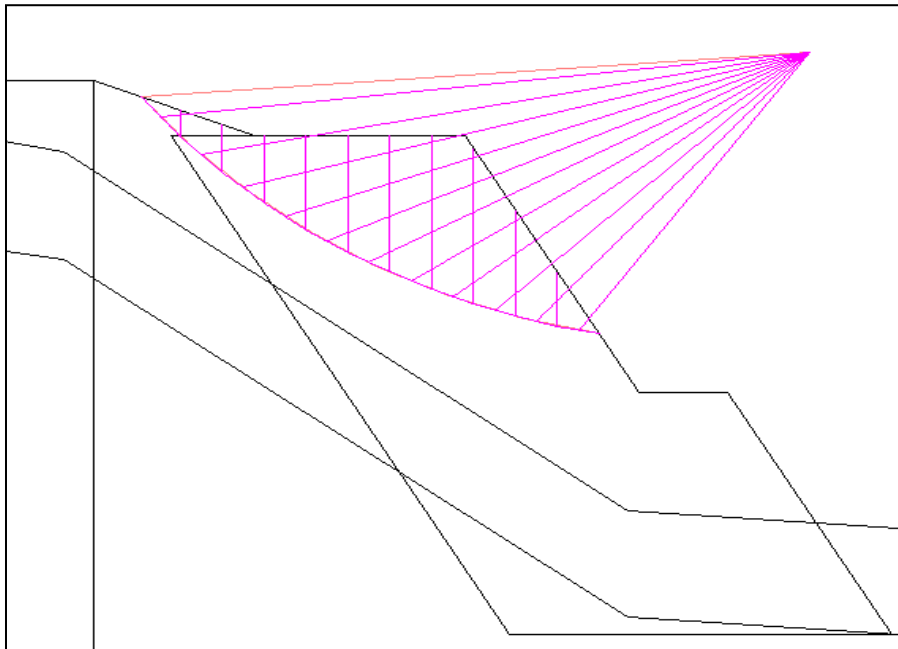
Tableau III.6: détail de calcul

N°	C <sub>i</sub>	b <sub>i</sub>	l <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> l <sub>i</sub>	W <sub>i</sub>	Cos α <sub>i</sub>	tgφ <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> Cos α <sub>i</sub> tgφ <sub>i</sub>	sinα <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> sinα <sub>i</sub>
01	1	0.025	0.27	0.27	0.646	0.092	0.364	0.021	0.996	0.643
02	10	1	6.54	65.4	14.76	0.153	0.364	0.82	0.988	14.58
03	10	1	4.03	40.3	304.2	0.248	0.364	27.46	0.968	294.46
04	100	1	2.98	298	43.74	0.336	0.364	5.35	0.942	41.20
05	100	1	2.39	239	62.89	0.419	0.364	9.59	0.908	57.10
06	100	1	2.01	201	77.9	0.497	0.364	14.92	0.867	67.53
07	100	1	1.75	175	91.01	0.572	0.364	18.94	0.820	74.63
08	1	1	1.56	1.56	102.41	0.642	0.364	23.93	0.767	78.54
09	1	1	1.41	1.41	107.73	0.707	0.364	27.72	0.706	76.06
10	1	1	1.30	1.30	87.21	0.768	0.364	24.38	0.640	55.81
11	1	1	1.22	1.22	61.37	0.823	0.364	18.38	0.567	34.79

<b>12</b>	1	1	1.15	1.15	34.39	0.873	0.364	10.93	0.488	16.78
<b>13</b>	1	1	1.09	1.09	8.17	0.915	0.364	5.23	0.403	3.29
<b>14</b>	1	1	1.05	1.05	4.94	0.949	0.364	1.71	0.313	1.55
<b>15</b>	1	1	1.03	1.03	6.46	0.975	0.364	2.29	0.219	1.41
<b>Total</b>				1028.8				191.67		818.37
			<b>1220.45</b>							<b>818.37</b>
<b>Coefficient de sécurité <math>F_s</math></b>									<b>1.49</b>	

On a :  $F_s = \frac{\sum_{i=1}^{15} (c_i l_i + w_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_{i=1}^{15} w_i \sin \alpha_i} \rightarrow F_s = 1.49 > 1.30$  donc la stabilité globale du massif est assurée.

**c- Pour un rayon qui passe à un point quelconque**



**Figure III.6:** méthode des tranches

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7: détail de calcul

N°	C <sub>i</sub>	b <sub>i</sub>	l <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> l <sub>i</sub>	W <sub>i</sub>	Cos α <sub>i</sub>	tg φ <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> Cos α <sub>i</sub> tg φ <sub>i</sub>	sin α <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> sin α <sub>i</sub>
01	1	0.095	0.81	0.81	6.12	0.117	0.364	0.26	0.993	6.07
02	10	1	5.15	51.5	18.9	0.194	0.364	1.34	0.980	18.52
03	10	1	3.69	36.9	28.44	0.271	0.364	2.81	0.962	27.35
04	100	1	2.90	290	43.13	0.345	0.364	5.42	0.938	40.45
05	10	1	2.39	23.9	56.24	0.418	0.364	8.55	0.908	51.06
06	10	1	2.04	20.4	67.64	0.489	0.364	12.04	0.872	58.98
07	10	1	1.79	17.9	77.52	0.559	0.364	15.77	0.829	64.26
08	10	1	1.59	15.9	85.31	0.627	0.364	19.47	0.779	66.45
09	10	1	1.44	14.4	69.54	0.693	0.364	17.54	0.721	50.13
10	10	1	1.32	13.2	42.56	0.756	0.364	11.71	0.654	27.83
11	1	1	1.23	1.23	14.44	0.816	0.364	4.29	0.578	8.34
				486.14				99.2		419.44
<b>Total</b>				<b>585.34</b>				<b>419.44</b>		
<b>Coefficient de sécurité F<sub>s</sub></b>									<b>1.39</b>	

On a :  $F_s = \frac{\sum_{i=1}^{11} (c_i l_i + w_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_{i=1}^{11} w_i \sin \alpha_i} \rightarrow F_s = 1.39 > 1.30$  donc la stabilité globale du massif est assurée.

### III.3 Conclusion

D'après l'étude réalisée on constate ce qui suit :

- La stabilité externe du massif est assurée ;
- La stabilité interne du massif est assurée ;
- La stabilité globale est vérifiée ;
- Le géotextile utilisé sera T<sub>230</sub> ;
- L'épaisseur des couches inférieures sera 30 cm (de -7.4 à -14m), pour la partie supérieure sera 60 cm et l'épaisseur de la dernière nappe sera 20 cm ;
- Les eaux internes seront collectées par un géocomposite de drainage derrière les massifs et évacuées par des tranchées drainantes vers l'exutoire qui sera évacuées vers la mer.

## IV.1 Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curvers).

Il est conçu par des géotechniciens numériques, le PLAXIS est un outil d'analyse non linéaire en elasto-plasticité avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthode de résolutions et d'algorithme robuste. Il est très fiable sur le plan numérique, et il fait appel à des éléments de haute précision.

### IV.2.1 Conventions de signes

La génération d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions avec PLAXIS est basée sur un modèle géométrique. Il est créé dans un plan cartésien (x,y) alors que la direction z est perpendiculaire à ce plan. Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur.

PLAXIS version 8 est un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D, indiqué sur la figure (IV.1) Dans une analyse en déformation planes,  $\sigma_{zz}$  correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe. Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas,  $\sigma_{xx}$  représente la contrainte radiale et  $\sigma_{zz}$  la contrainte circonférentielle.

L'utilisateur a le choix entre deux conventions de signes :

- La MEF et la RDM prennent les contraintes de tractions et les allongements de signes positifs, tandis que les contractions ou compressions sont négatives.
- La convention géotechnique prend les contraintes de compressions positives.

### IV.2.2 Les éléments

Pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume l'utilisateur a le choix de sélectionner les éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

Les différents types d'éléments sont représentés sur la figure suivante:

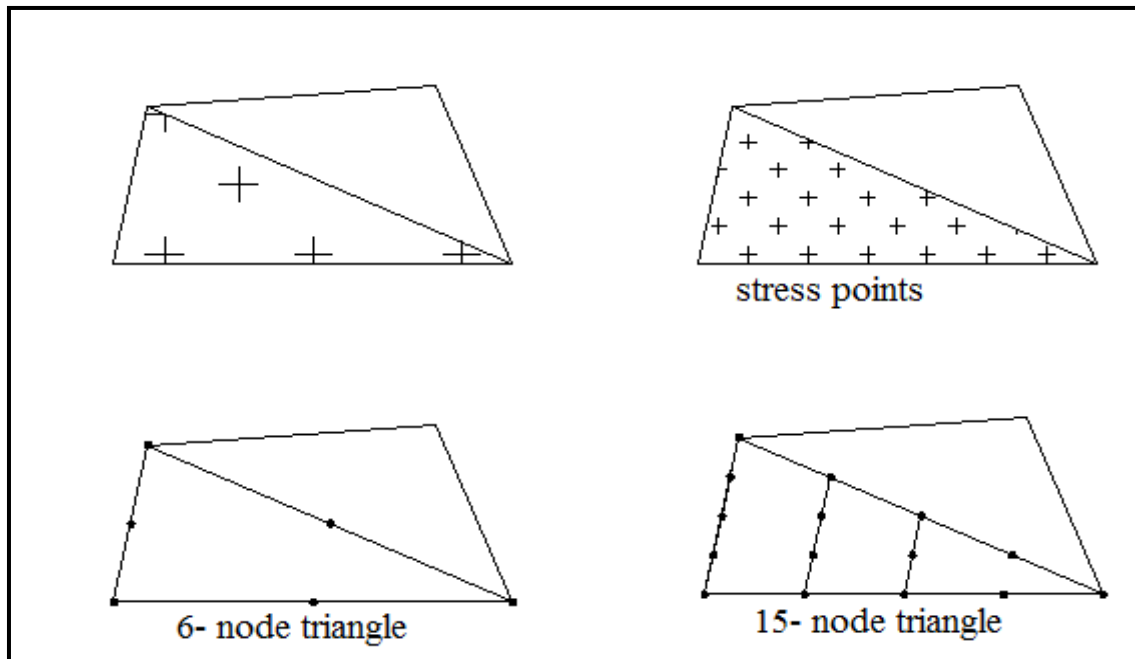


Figure IV.1: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

### IV.3 Modèles de comportement utilisé dans PLAXIS

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux d'amélioration. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré d'amélioration. Le modèle de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle élastique parfaitement plastique nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young  $E$ , le coefficient de poisson  $\nu$ , la cohésion  $C$ , l'angle de frottement  $\varphi$  et l'angle de dilatation  $\psi$ .

#### ➤ Modèle élastique linéaire

L'élasticité classique est l'étude du comportement des solides déformables, élastiques, isotropes, en petites déformations, avec une loi de comportement linéaire. Le couple d'hypothèses petits déplacements et petites déformations est souvent appelé « Hypothèse des petites perturbations ». On verra plus loin que toutes ces hypothèses ont pour conséquence de rendre linéaires les équations différentielles de l'élasticité. L'élasticité classique est appelé **élasticité linéaire**.

Ce modèle représente la loi de Hook pour l'élasticité, il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young  $E$ , et le coefficient de poisson  $\nu$ . le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. La relation entre le module de Young et les autres modules sont :

$$\mathbf{G} = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \mathbf{K} = \frac{E}{3(1+\nu)} ; \mathbf{E}_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$



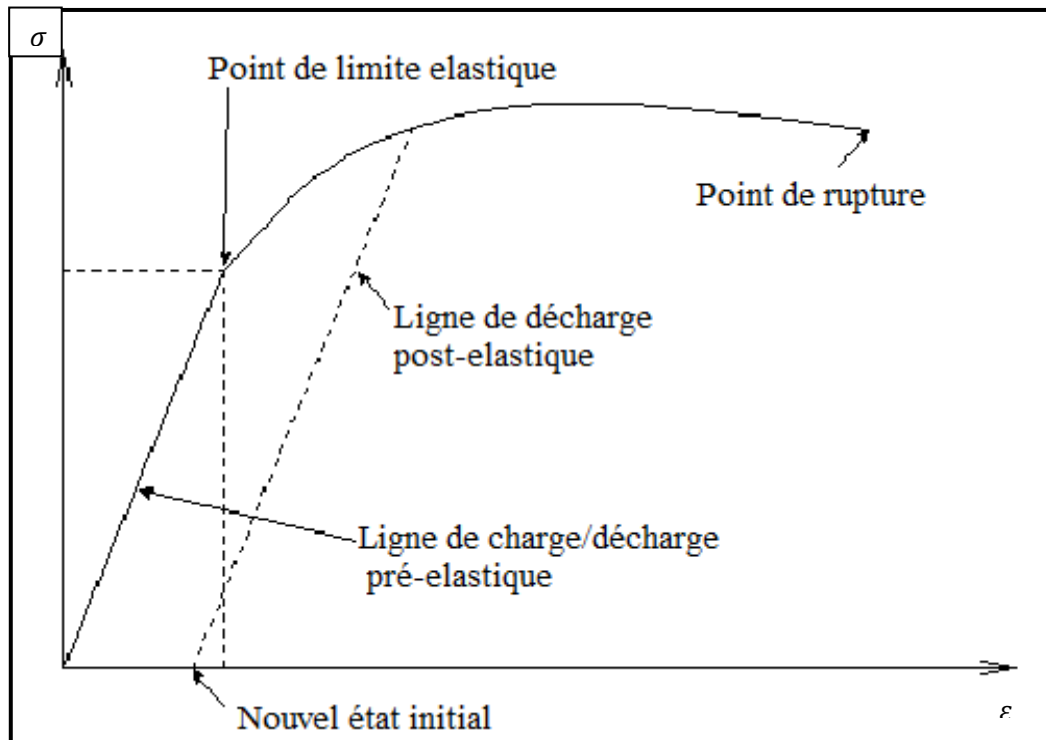


Figure IV.2: Courbe dans un essai de traction

### ➤ Modèle élastoplastique

Modèles plastiques sans écrouissage : (a) élastique parfaitement plastique, (b) rigide parfaitement plastique.

### ➤ Modèle de Mohr-coulomb

Ce modèle est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol, il comporte cinq paramètres : le module d'Young  $E$ , le coefficient de poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi$ .

Le comportement de Mohr-coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Vu les bons résultats obtenus dans les calculs, il est caractérisé par le critère donné par la fonction de charge :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_2| - (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi - 2C \cos \varphi \leq 0$$

- $\sigma_1, \sigma_2$ : Les contraintes principales.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représenté par :  $\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$ .

$\tau$  et  $\sigma_n$  : sont respectivement les contraintes tangentielles de cisaillement et les contraintes normales.

La courbe intrinsèque est représentée sur la figure suivante :

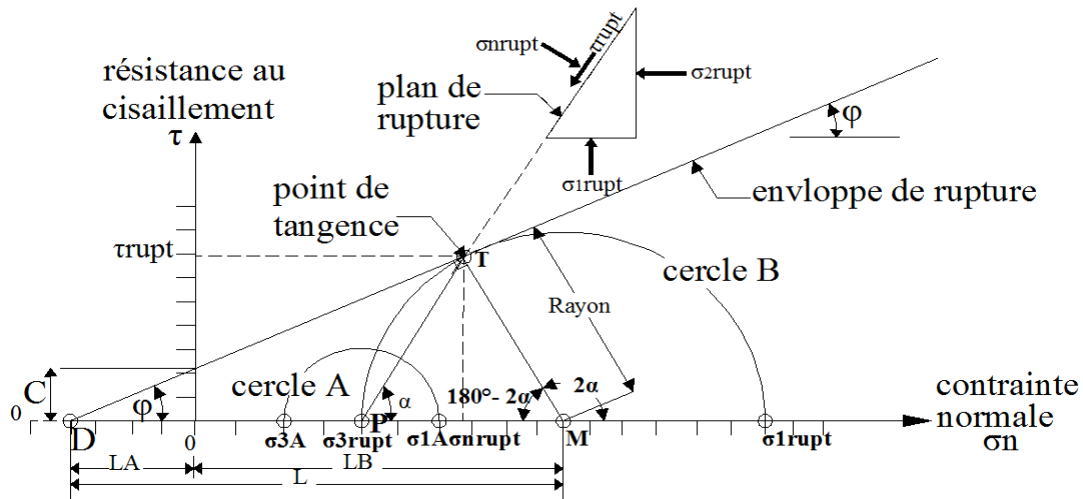


Figure IV.3: courbe intrinsèque du modèle de Mohr – Coulomb

La forme du critère est celle d'une pyramide construite autour de la trisectrice sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

➤ **Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) :**

C'est un modèle élastoplastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

➤ **Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)**

C'est un modèle hyperbolique de type élastoplastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. De plus, ce compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

➤ **Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) :**

C'est un modèle de type Cam-Cly qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

➤ **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model) :**

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

## IV.4 Les paramètres utilisés

### ➤ Le module d'Young(E)

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent

Une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement. Le Module d'Young E a la dimension d'une contrainte et se mesure généralement en (GPa). Il représente la contrainte qu'il faudrait appliquer pour obtenir une déformation unité soit doubler la longueur initiale. Aucun matériau ne répond linéairement à une telle contrainte.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée  $E_0$  et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté  $E_{50}$ . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser  $E_0$  alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre  $E_{50}$ . Voir la figure :

### ➤ Le coefficient de Poisson( $\nu$ )

Le coefficient de poisson  $\nu$  est un nombre sans dimension compris dans l'intervalle  $[0, 1/2]$ . A l'exception des élastomères comme le caoutchouc dont le coefficient de Poisson, la plupart des matériaux isotropes continus ont un coefficient de Poisson compris dans l'intervalle  $[0.25, 0.35]$ .

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson. Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur pour le coefficient de poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou de modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour

le rapport :  $k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de  $\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu}$

Pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour  $k_0$ . Ainsi, n'est pas évalué par l'intermédiaire de  $k_0$ .

En plus du module d'Young, PLAXIS permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement G, et le module oedométrique  $E_{oed}$ . Ces modules sont relation avec le module de Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad E_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Lorsqu'on définit l'un de ces paramètres, PLAXIS retient la valeur du coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

### ➤ La Cohésion(c)

Il est préférable d'entrer une valeur faible de cohésion qui varie entre 0.1 et 0.2 KPa pour les sables de cohésion nul, même si le PLAXIS peut manipuler en désactivant certaines options, PLAXIS offre l'option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

### ➤ L'angle de frottement ( $\varphi$ )

L'angle de frottement  $\varphi$ (phi) est entré en degrés. On obtient parfois des angles de frottement élevés pour des sables denses.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. L'angle de frottement à introduire est soit celui de pic ou de palier.

### ➤ L'angle de dilatance

L'angle de dilatance  $\psi$ , est donné en degré. Il peut être fixé par la règle suivante:

$$\text{Pour } \begin{cases} \varphi > 30^\circ : \psi = \varphi - 30 \\ \varphi < 30^\circ : \psi = 0^\circ \end{cases}$$

## IV.2 Simulation avec le code Plaxis

Le logiciel Plaxis permet de modéliser le comportement des géogrilles. Les modélisations ont supposé un comportement elastoplastique répondant au modèle de Mohr-coulomb, qui est le modèle le plus utilisé en mécanique des sols, en particulier dans l'étude de la stabilité des pentes.

### IV.2.1 Données par interfaces

- Les données géométriques sont introduites directement par coordonnées x et y lors de la construction du modèle.
- Les données relatives interfaces du sol et du remblai du massif.
- Les données relatives aux géotextiles. (voir le tableau III-4) ;
  - a- Résistance à la traction  $T_{\text{max}} = 230 \text{ KN/m}$
  - b- Déformation à la traction  $\varepsilon_{\text{max}} = 11\%$
  - c- Epaisseur  $e_p = 2.5 \text{ mm}$

### IV.2.2 Etude et simulation sur Plaxis

#### IV.2.2.1 Caractéristique du massif renforcé

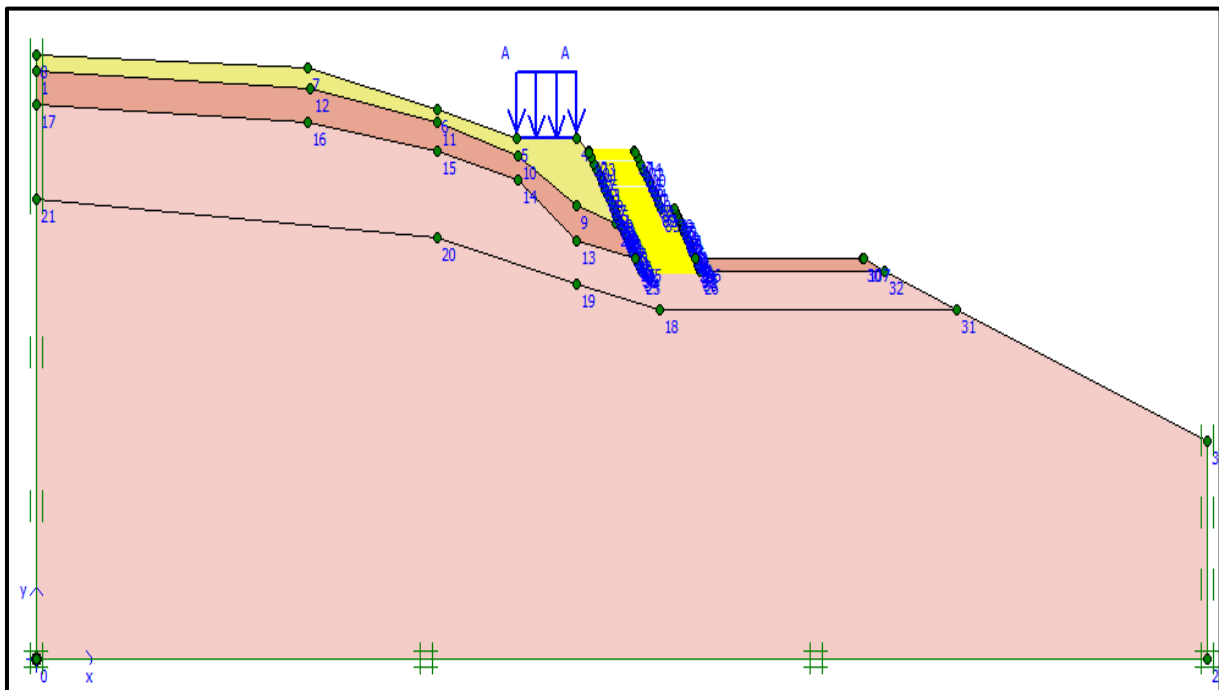
Les caractéristiques des couches de sol et des matériaux utilisés dans le massif sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1:** Caractéristique du massif.

	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c_{uu}$	$\varphi_{uu}$	$\psi$	$K_0$	$E_{ref}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$E_{oed}$ (KN/m <sup>2</sup> )	EA (KN/m)	$\nu$
Remblai	17	17	1	11	0	0.5	7546	11180	-	0.33
Argile	21	21	10	20	0	0.5	11847	19020	-	0.35
Bancs de grés	22	22	100	25	0	1	315182	37820	-	0.25
TVO	19	23.8	1	35	5	0.42	35000	51860	-	0.33
Géotextile (T <sub>230</sub> )	-	-	-	-	-	-	-	-	2200	-

#### II.2.2.2 Analyse de résultats

##### a- Géométrie du modèle



**Figure IV.4:** Donnée géométrique et chargement

Dans ce modèle, on a opté aux dimensions suivantes : 125 mètres selon l'axe des abscisses (soit  $10b + B + 5B$ ) et 62 mètres selon l'axe des ordonnées (soit  $5B + H$ ).

**b- Déplacement total**

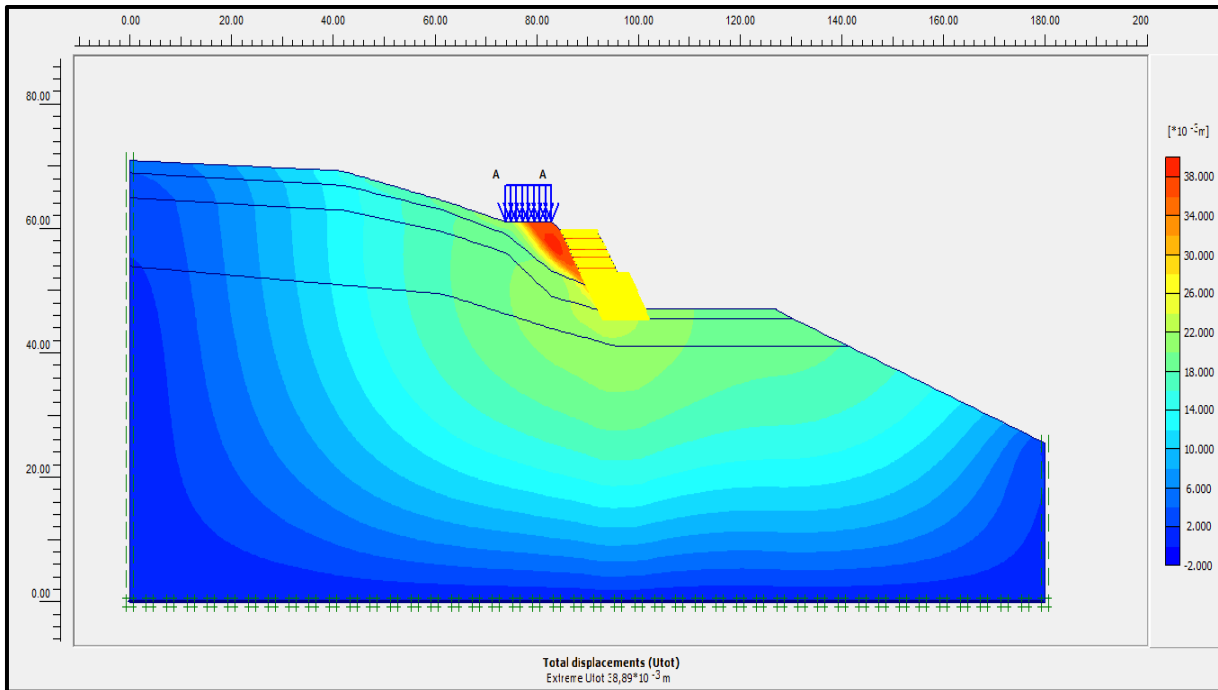


Figure IV.5: Déplacement total  $U_{total} = 3.89$  cm

**Discussion des résultats**

La couche supérieure (remblai) est la plus sollicitée par les déplacements, le déplacement total  $U_{total}$  est égal à 3.89 cm.

**c- Déplacement vertical**

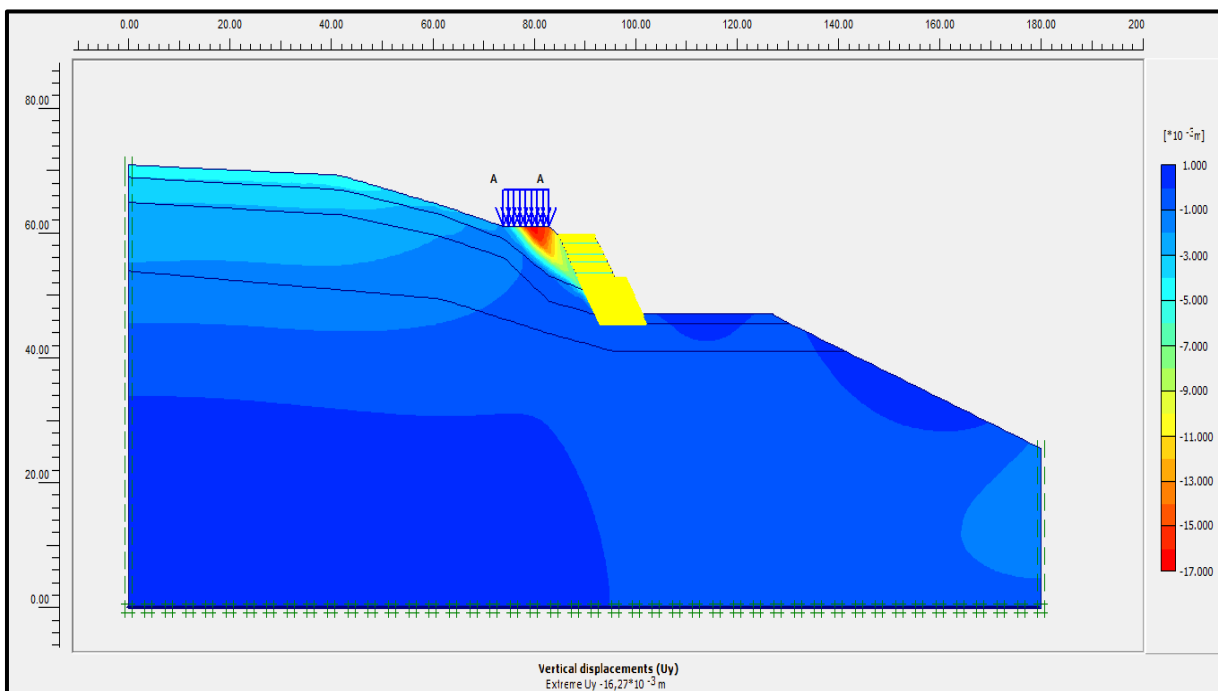
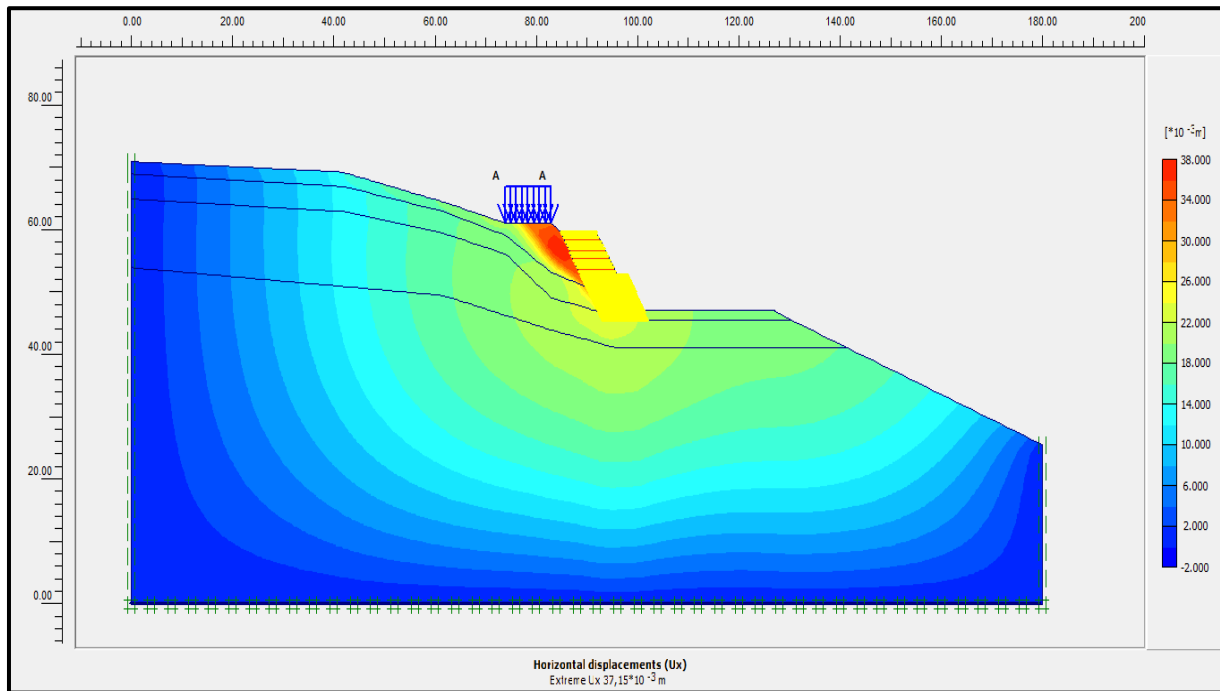


Figure IV.6: Déplacement vertical  $U_y = -1.63$  cm

### Discussion des résultats

D'après la figure le sol subit un soulèvement de 16.27 mm, soit 1.63 cm, et les soulèvements sont localisés dans la couche d'argile.

#### **d- Déplacement horizontal**



**Figure IV.7:** Déplacement horizontal  $U_x = 3.72$  cm

### Discussion des résultats

Le déplacement horizontal le plus important dans le massif est enregistré au niveau des nappes supérieur (couche de remblai), il est de l'ordre de 37.15 mm, soit 3.72 cm.

e- Le maillage du modèle

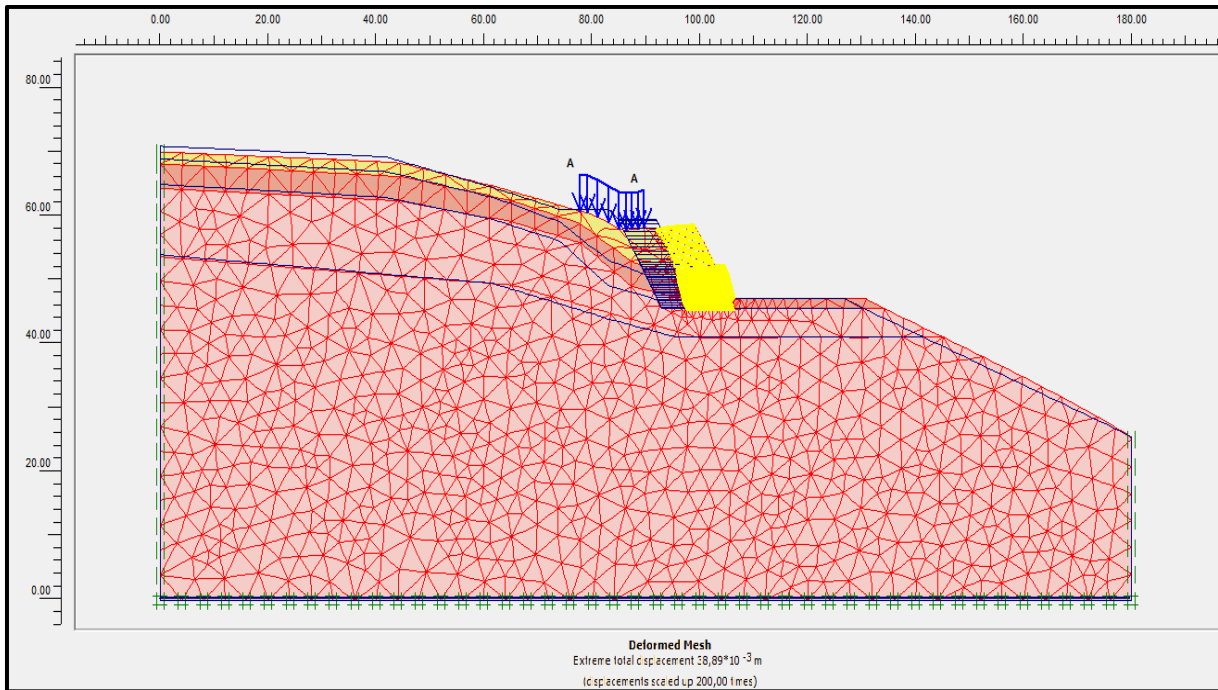


Figure IV.8: maillage du modèle.

f- Déplacements au niveau de chaque nappe

Les déplacements horizontaux de chaque nappe sont représentés sur la courbe ci-dessous :

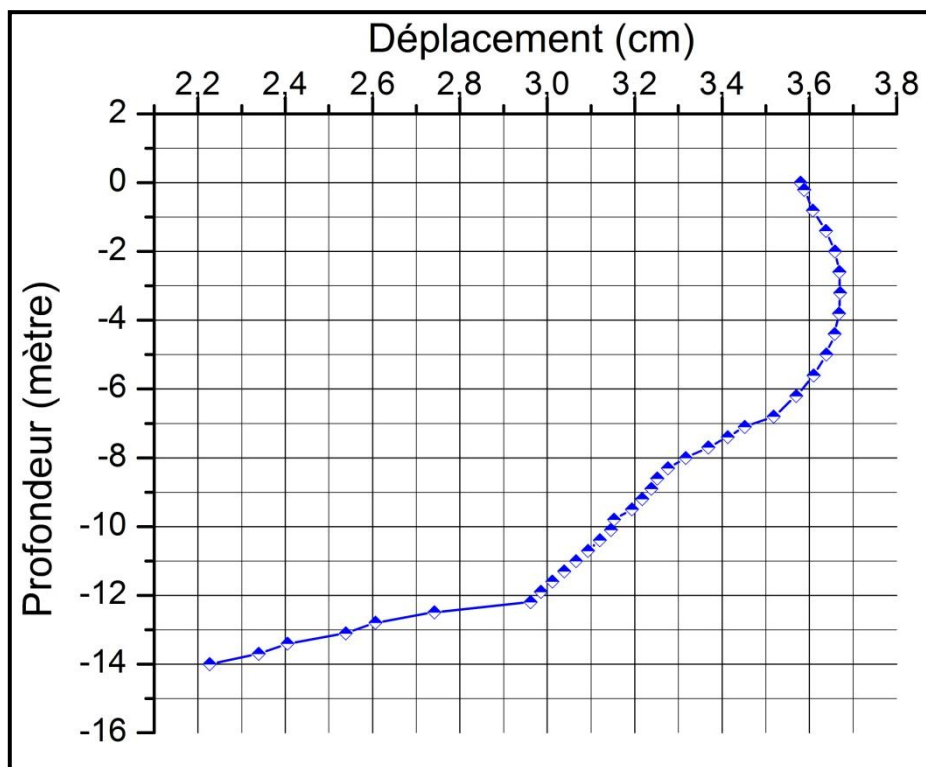


Figure IV.9: courbe déplacement des nappes géotextile.



Les déplacements enregistrés sont élevés dans la couche de remblai (de 0 à -5 m) de l'ordre de 0.032 m, puis commencent à diminuer dans la couche d'argile. Ils sont faibles au niveau d'ancrage (Bancs de grès) de l'ordre de 0.026m à 0.022m à cause de l'effet de butée qui empêche les nappes de se déplacer.

### g- Application de la surcharge

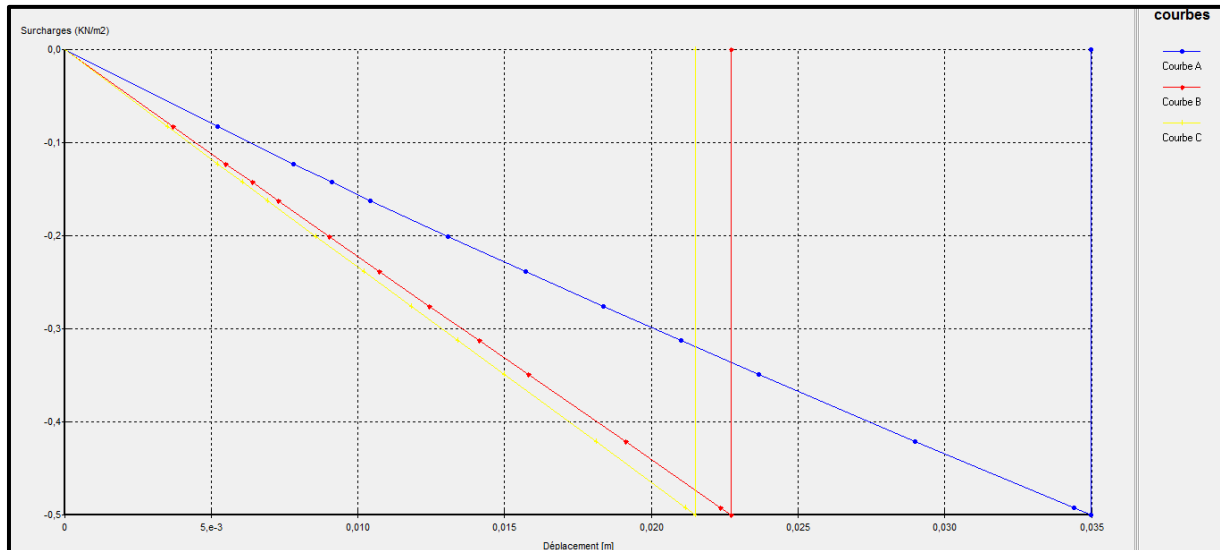


Figure IV.10 : Influence de la surcharge sur le remblai.

### Discussion

Quand on applique une surcharge, les différents déplacements (total, vertical et horizontal) diminuent d'un point à un autre de haut en bas.

### III-Conclusion

La modélisation du massif en Plaxis (2D), nous a permis d'obtenir les déformations horizontale et verticale sous un chargement statique. D'après les résultats obtenus, on constate ce qui suit :

- L'allongement de 3.72 cm ne représente que 0.37% de la longueur des nappes. (Le géotextile conserve une grande réserve de déformation, soit environ 11%).
- le soulèvement du sol est de 1.63 cm. Le tassement permis pour la route étant de 10 cm, le résultat semble stable.
- Le déplacement est compatible avec le fonctionnement du massif.
- Le logiciel Plaxis permet de déterminer les différents points déformés dus au chargement.

## V.1 Introduction

D'après les données géotechniques et géologiques, la déclivité du terrain sur lequel sera implanté notre confortement, on a proposé une solution de confortement par géosynthétiques du fait de leur grande adaptabilité et de la facilité et rapidité de leur mise en œuvre, et de leur bonne résistance par rapport à beaucoup d'autres solutions classiques.

## V.2 Réalisation

Le confortement de ce glissement doit réaliser par une entreprise spécialisée, cette dernière doit respecter les plans d'exécution représentés par le bureau d'étude. Pour réaliser ce confortement en toute sécurité l'entreprise doit respecter les étapes suivantes :

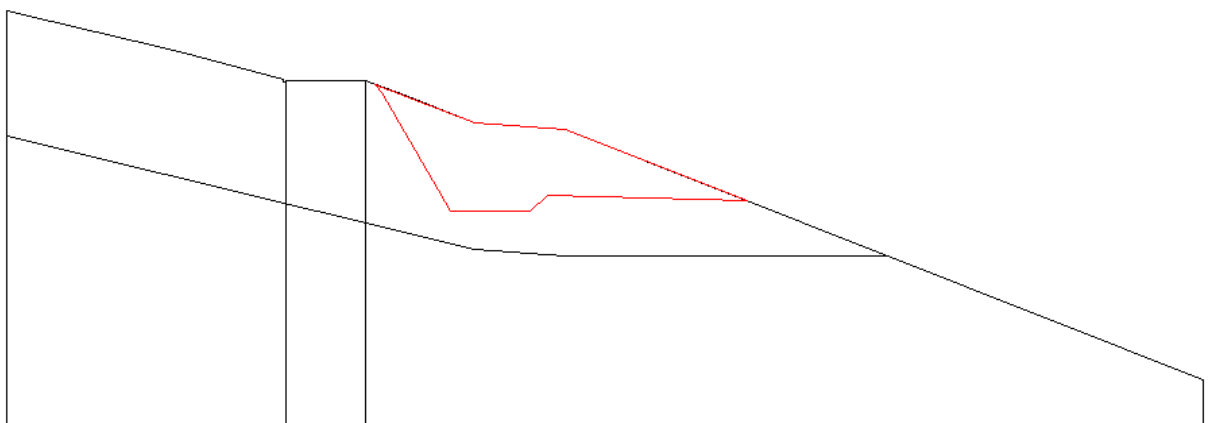
### 1. Terrassement

Avant d'entamer les terrassements, un topographe doit délimiter les contours de ce confortement grâce à des piquets et un cordeau. À l'aide d'une pelle hydraulique, l'entreprise creuse le sol sur environ 14 mètre de profondeur, et une largeur équivalente à celle de la base de notre mur de soutènement (9.1 mètre). La pente de talus est définie suivant la hauteur et la largeur (2/3, 1/3, 1/1), ce rapport correspond à la tangente de l'angle formé par le talus avec l'horizontal.

Dans notre cas, on fixe une pente du talus égale à  $\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} = 60^\circ$  soit 2/3.

L'entreprise doit réaliser une piste pour l'accès et la sortie des engins du site.

On ancre ce soutènement de 2 mètre dans les bancs de grès.les détails sont représentés sur la figure ci-après :



**Figure V.1** : délimitation de la surface à terrasser.

Les terres extraites doit charger et évacuer à la décharge publique désignée par le mètre d'ouvrage à l'aide des camions à bennes.

La section à terrasser est 96.96 m<sup>2</sup>.

## 2. Préparation de la plate forme d'assise

A la fin de cette opération, l'entreprise doit régler, arroser et compacter la plate forme pour assurer l'assise du massif.

## 3. Disposition du drainage

à l'intersection du talus avec la plate forme, l'entreprise doit excaver une tranchée de 0.5x0.5 m sur le long de la couche d'assise. La mise en place d'un tuyau PVC perforé sur une couche de sable dans cette tranchée qui sera relié à un exutoire.

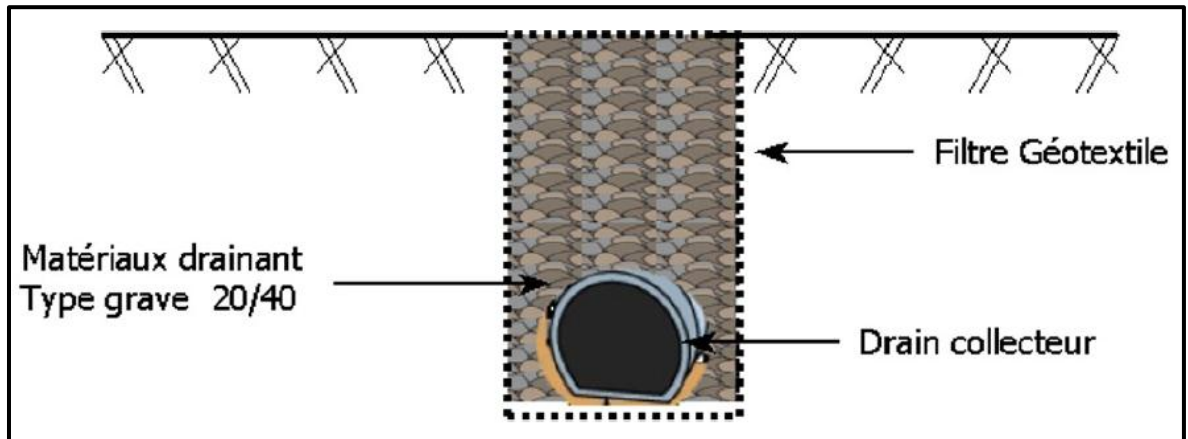


Figure V.2 : Tranchée drainante.

La mise en place d'un géocomposite de drainage à partir de la route jusqu'à la tranchée sur toute la surface de la pente. On remplit cette tranchée par un matériau drainant qui assure une granulométrie décroissante (Ballast puis gravier).

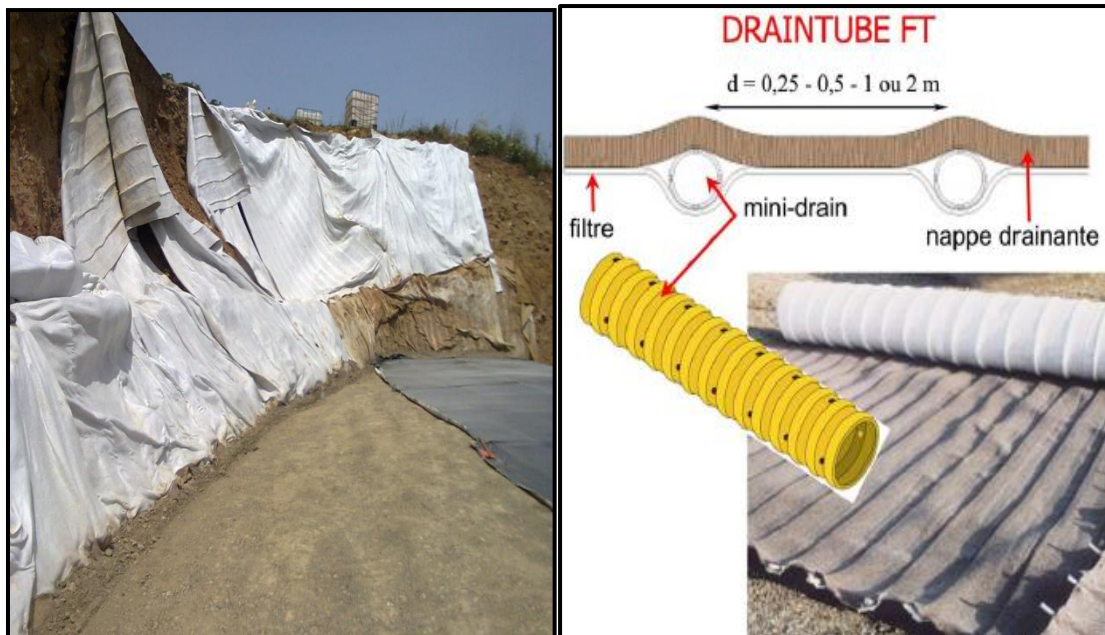
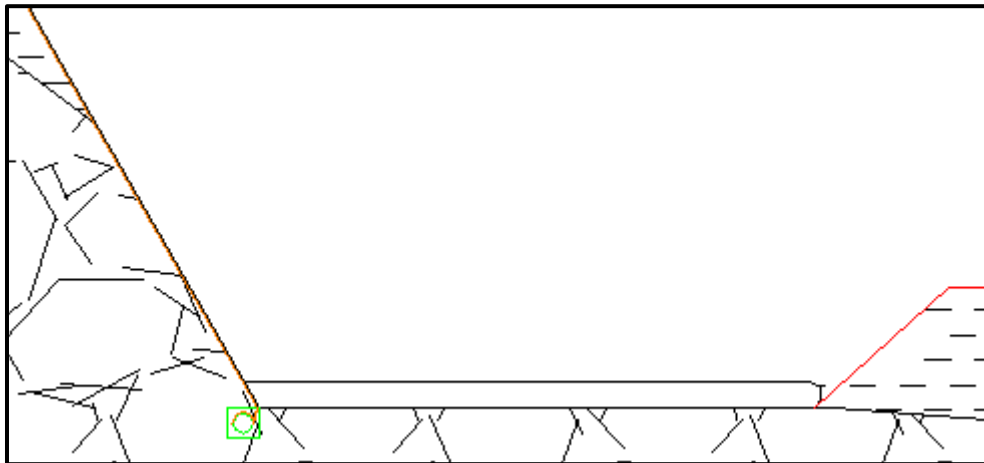


Figure V.3 : géocomposite de drainage.

#### 4. La mise en place des couches

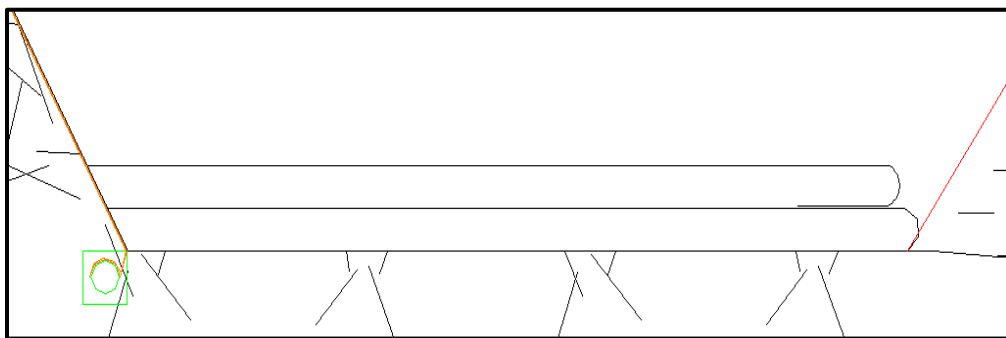
Dès que l'opération de drainage sera achevée, l'entreprise entamera la mise en œuvre des couches de remblais renforcés par géotextile. Cette opération sera comme suit :

- a- La mise en place d'un tissu en géotextile (ROCK PEC 230) sur toute la surface de la couche d'assise.
- b- La mise en œuvre d'une couche de Tout Venant d'Oued (TVO) sur une épaisseur de 30 cm. Réglage, arrosage et compactage de la couche.



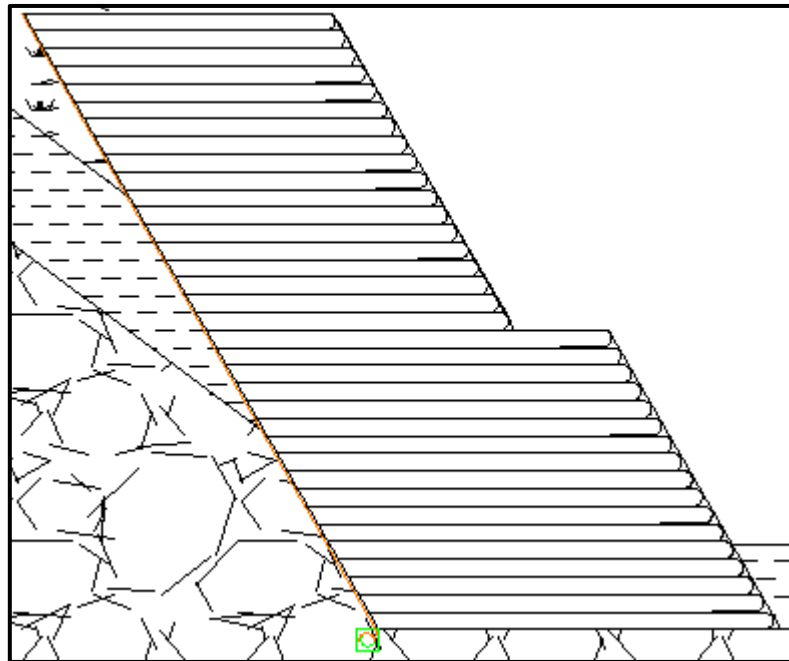
**Figure V.4 :** mise en œuvre de la première couche.

- c- La même opération sera faite pour la deuxième couche, sauf qu'on assure un retour des tissus en géotextile de 0.75 m.



**Figure V.5 :** mise en œuvre de la deuxième couche.

- d- On refait l'opération sur une hauteur de 6.9 mètre ( $s_v = 0.3$  m). Puis on reprend les couches avec une épaisseur de 0.6 mètre jusqu'à atteindre 13.8 mètre de hauteur.



**Figure V.6:** le massif achevé

- e- L'épaisseur de la dernière couche sera 0.2 mètre.
- f- On fixe une inclinaison du parement à  $60^\circ$ .
- g- La protection du parement contre les rayons solaires sera assurée par des terres végétales.

### V.3 Control de qualité

A fin de réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions, le maître d'ouvrage engagera un bureau d'étude pour l'assistance technique et un laboratoire pour le control de qualité.

La tache de laboratoire sera comme suit :

#### a- Contrôle in situ :

La portance de la plate forme destinée pour l'assise du massif sera contrôlée par l'essai de chargement à la plaque.

Afin de déterminer les compacités de chaque couche, le laboratoire utilisera l'appareil gamma-densimètre pour la première et la deuxième couche et la troisième couche sera contrôler avec l'essai de plaque.

#### b- Contrôle au laboratoire

- Pour déterminer les caractéristiques de TVO, le laboratoire effectuera des essais mécaniques et chimiques.
- Pour déterminer la valeur des caractéristiques des géotextiles, des essais de caractérisation seront effectués. Ces essais sont généralement assez longs, plus ou moins coûteux et complexes d'exécution. Ils doivent être exécutés selon la fréquence qui est proposée dans le bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées.

Ces essais sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Essais de caractérisation des géotextiles.

Caractéristique du géotextile	Essai(s) permettant de la mesurer	Stade de mise au point de l'essai	principe du processus opératoire retenu
<b>Ouverture de filtration <math>O_f(m)</math></b>	Essai de porométrie	Mise au point terminée Essai normalisé décrit dans la norme NF G 38-017	On détermine la valeur $O_f$ qui définit le diamètre de filtration du géotextile en faisant passer au travers de l'échantillon un matériau de granularité connue en suspension dans l'eau. On admet que la valeur $O_f$ cherché est égale au $D_{95}$ du sol ayant traversé l'échantillon
<b>Permittivité <math>\frac{K}{e}(s^{-1})</math></b>	Essai de permittivité	Mise au point terminée Essais normalisé décrit dans la norme NF G 38-016	On mesure, sous une charge hydraulique constante, le débit unitaire $Q/S$ que laisse circuler perpendiculairement à son plan un échantillon de surface $S$ . Pour respecter les conditions de validité de la loi de Darcy. Il est nécessaire d'utiliser de l'eau désaérée et un perméamètre appliquant un gradient hydraulique assez faible de manière à respecter un débit unitaire de mesure inférieur à $3,5 \times 10^{-2} m/s$
<b>Transmissivité <math>K e (m^2/s)</math></b>	Essai de transmissivité	Mise au point terminée Essai en instance de normalisation	On mesure, pour un gradient longitudinal donné, le débit pouvant circuler dans l'épaisseur d'un géotextile par unité de largeur de bande. L'essai est réalisé dans un perméamètre appliquant un gradient hydraulique assez faible pour rester dans les conditions de validité de la loi de Darcy, avec une pression de $2 \times 10^5 Pa$ appliquée sur le géotextile dans le sens de l'épaisseur et en utilisant de l'eau désaérée
<b>Résistance en traction <math>R_t(KN/m)</math></b>	Essai de traction sur bande large	Mise au point terminée Essai normalisé décrit dans la norme NF G 38-014	L'essai de traction est réalisé sur une éprouvette de 100mm de longueur (distance entre pinces) et 500mm de largeur. L'essai est réalisé sur une presse dont les mâchoires sont étudiées pour assurer le serrage de l'échantillon sans glissement, ni cisaillement. La vitesse de traction est de 50mm/min
<b>Raideur <math>J(KN/m)</math></b>	Essai de traction sur bande large	Mise au point terminée Essai normalisé décrit dans la norme NF G 38-014 Cette norme doit cependant être complétée par la	La mesure de la raideur est réalisée à partir de l'essai de traction, au cours duquel on mesure en continu : -la déformation $\epsilon_1$ (entre pinces) -la striction $\epsilon_2$ (mesurée sur la largeur) pour déterminer la déformation réelle $\epsilon^*$ en utilisant

		définition des différentes raideurs pouvant être prises en considération (cf. commentaires sur les essais ci-après)	la relation $\varepsilon^* = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_1 \varepsilon_2$
<b>Frottement sol-géotextile <math>\phi_g</math> en degrés ou <math>F = \text{tg } \phi_g / \text{tg } \phi</math> (<math>\phi</math> angle de frottement du sol)</b>	Essai de cisaillement à la boîte	Mise au point largement avancée : -Matériel défini -Programme d'essai sur de nombreux produit géotextile déjà réalisés	On réalise un essai de cisaillement à l'aide d'une demi-boîte de cisaillement modifiée de 100 x 100mm L'essai est réalisé -soit avec un sol étalon (essai d'identification) -soit avec le sol concerné dans le projet (essai de dimensionnement).
<b>Résistance à la déchirure statique (KN)</b>	Essai de déchirement statique	Mise au point terminée Essai normalisé décrit dans la norme NF G 38-015	L'essai de déchirement est réalisé sur une éprouvette trapézoïdale de 225x670mm et de 475mm de hauteur, dans laquelle on réalise une entaille de 50mm pour amorcer la déchirure sur la petite base. Les pinces se déplacent à une vitesse de 50mm/min On enregistre et on mesure la force nécessaire pour propager la déchirure et la valeur retenue est la moyenne des cinq valeurs maximales notées pendant l'essai.
<b>Résistance à la déchirure dynamique (KN)</b>	Essai de déchirement dynamique	Mise au point terminée	L'essai de déchirement est réalisé sur la même éprouvette trapézoïdale que celle utilisée pour l'essai de déchirement statique. La vitesse de déchirement est de 3,5m /s, soit 1000 fois celle du déchirement statique, ce qui nécessite un matériel spécifique imposant et relativement complexe On calcule la valeur de la résistance à la déchirure dynamique de la même façon que pour celle de la déchirure statique.
<b>Résistance aux sollicitations localisées (expression non encore définie)</b>	Essais de : -cisaillement Sur fibre -traction  -Perforation Sur produit Statique Dynamique  -simulation de l'effet : - Du compactage - De la chute de blocs, etc. En réalisation un essai en	Mise au point d'un ou plusieurs essais en cours d'étude	De nombreux processus d'essai ont été imaginés et pratiqués. Aucun d'entre eux ne s'avère pleinement satisfaisant sur le plan théorique (difficulté d'interprétation). En outre, les utilisateurs d'un essai donné qui, pour leurs applications propres, ont acquis les éléments d'une interprétation empirique sont réticents à charger d'essai. Dans les applications délicates (massif renforcé, couche de forme, protection de berge,...), il semble actuellement que la méthode à recommander soit de

	demi-grandeur		réaliser un essai en semi-grandeur dans l'environnement prévu du chantier (mêmes matériaux, compacteurs, engins divers,...) et de mesurer après simulation les caractéristiques fonctionnelles résiduelles du géotextile pour les prendre en compte dans le dimensionnement.
<b>Confortement</b>	Essai de flexibilité : -dans le sens perpendiculaire au plan du géotextile,  -dans le plan du géotextile	Mise au point quasi terminée.  Essai non encore étudié	On déplace une bande rectangulaire de géotextile sur une plate –forme horizontale. Lorsque le géotextile dépasse le bord de la plate-forme, il se courbe de plus en plus au fur et à mesure que l'on poursuit l'avancement. On note la longueur $I$ de la partie pendante de l'éprouvette lorsque son extrémité rencontre un plan faisant un angle de $41,5^\circ$ avec l'horizontal. La connaissance de $I$ permet de calculer un module de rigidité en flexion du matériau.

#### V.4 Conclusion

La solution géosynthétique est l'une des techniques les plus utilisées dans les pays développés et cela pour leurs avantages :

- Une emprise réduite avec gain d'espace;
- Un impact positif sur l'environnement immédiat ;
- Le traitement du talus avec contrôle de ruissellement ;
- Les possibilités esthétiques : parement végétalisé et fleuri, courbes harmonieuses de la ligne du mur ;
- La rapidité d'exécution ;
- La durée de vie (75 ans pour les ouvrages routiers).

C'est dans ce cadre que nous sommes intervenus pour proposer une variante au projet initial avec des massifs renforcés par géotextile dont le parement est protégé par la terre végétale. Les eaux internes seront collectées par un géocomposite de drainage derrière les massifs et évacuées par des tranchées drainantes vers l'exutoire.



### Conclusion générale

L'objectif de notre travail effectué à la cour de cette étude est de vulgariser la technique de renforcement de sol par géosynthétique, ce travail est divisé en deux parties, la première partie est une synthèse bibliographique et la deuxième partie est une application au glissement de terrain de la route nationale N°24 au Pk 235+500.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Les techniques de stabilisation relèvent de trois principales actions : les terrassements, drainages et les renforcements.

Il est évidemment possible d'associer différentes actions afin d'obtenir le gain de sécurité vis-à-vis de la stabilité que l'on souhaite.

On constate que le confortement du glissement par confortement en géotextile est une technique fiable et avantageuse d'un point de vue économique, et en plus c'est un procédé facile à maîtriser en œuvre et la durée de vie.

En conclusion, la démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement d'un glissement de terrain procède des éléments suivants : l'identification du type de mouvement, l'étude de stabilité par différentes méthodes, le choix de solution en tenant compte des contraintes de site (économiques et délai, etc.) et le dimensionnement du projet de solution.

Le présent projet nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances notamment en ce qui concerne : l'interprétation des résultats d'après les essais de laboratoire, étude de stabilité externe et interne du massif en géotextile et la modélisation avec PLAXIS.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail nous aide dans la vie professionnelle.

# BIBLIOGRAPHIE

---

[01]: Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées (Mars- Avril 1986, réf 3094)

[02] : Comité français des géotextiles : Fascicule 09- Recommandation pour l'emploi des géotextiles (1990)

[03] : FASCICULE 62 titre V, Règles techniques de conception et de calcul de fondation, 1993.

[04] : Fiche technique Rock PEC.

[05] : G.Philipponnat et B. Hubert : Fondations et Ouvrages en terre, édition Eyrolles, 2003.

[06] : Norme NF 94 -270, Calcul géotechnique ouvrages de soutènement, Remblais renforcés et massifs en sol cloué, Juillet 2009.

[07] : Nicolas (thèse : Etude du comportement mécanique d'un massif en sol renforcé par Géotextile cellulaire, le 20 décembre 2002)

[08] : Production certifiée ISO 9001, Membre de Comité Française des Géosynthétiques C.F.G, NAUE GmbH & Co. KG, Secugride- Rigidité sécante, 2009, Espelkamp-Fiestel, Allemagne.

[09] : Rapport d'étude géotechnique (Laboratoire Sommam: D'analyse de la qualité des matériaux constructions Batiments, Routes et Travaux Publiques 2013).