

+REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Étude d'un mur de soutènement en massif renforcé par géotextiles

Réalisé par :

BELKACEM Yasser Abdelmalek et CHERGUI Khaireddine

Présenté et soutenu publiquement le 28/09/2021

Composition du Jury :

Président	Mr Brahim Khalil BENAZZOUZ	MCA	ENP
Promotrice	Mme Nadjia BAUCHE	MAA	ENP
Examineurs	Mr Saadi LAKEHAL	MCB	ENP
	Mr Mustapha DEMIDEM	MAA	ENP

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Étude d'un mur de soutènement en massif renforcé par géotextiles

Réalisé par :

BELKACEM Yasser Abdelmalek et CHERGUI Khaireddine

Présenté et soutenu publiquement le 28/09/2021

Composition du Jury :

Président	Mr Brahim Khalil BENAZZOUZ	MCA	ENP
Promotrice	Mme Nadjia BAUCHE	MAA	ENP
Examineurs	Mr Saadi LAKEHAL	MCB	ENP
	Mr Mustapha DEMIDEM	MAA	ENP

ملخص

يتكون العمل الذي تم تنفيذه كجزء من مشروع التخرج لدينا من تصميم جدار استنادي صلب مقوى بطبقات من التراكيبات الأرضية. يقع هذا العمل ببلدية سيدي عبد الله، ولاية الجزائر، التي تم تصنيف منطقتها كمنطقة زلزالية عالية وفقاً للائحة الزلازل الجزائري RPA99/2003. جدارنا له كتلتان صلبتان تدعمان المنطقة المنزقة. الأول بطول 65 متراً، والثاني بطول 10 أمتار. لتصميم مثل هذا الهيكل، استخدمنا نهج حالة الحد النهائي والذي يتضمن:

- مبرر للاستقرار الخارجي (انقلاب، انزلاق، ثقب).

- مبرر للاستقرار الداخلي حسب المواصفة NF94 270

يتم إجراء الحسابات وفقاً لطريقة Bishop المبسطة. أما بالنسبة لتحديد معامل الأمان، فقد تم ذلك باستخدام برنامج TALREN V5
الكلمات الأساسية: الكتلة الصلبة المقواة، التكسية الأرضية، التراكيبات الأرضية، الدعم الأرضي، طريقة Bishop، معامل الأمان، برنامج TALREN V5

Abstract

The work carried out as part of our graduation project consists of the design of a solid retaining wall reinforced with layers of geosynthetics. This work is located in the municipality of Sidi Abdellah, Wilaya of Algiers, whose region is classified as a zone of high seismicity in accordance with the Algerian earthquake regulation RPA99 / 2003. It has two solid masses supporting the sliding zone. The first is 65 meters long, and the second is 10 meters long.

For the design of such a structure, we used an ultimate limit state approach, which includes:

- A justification of the external stability (overturning, sliding and punching).
- A justification of internal stability according to standard NF94 270.

The calculations are carried out according to the simplified Bishop method. As for the determination of the safety coefficient, it was done using the TALREN V5 software.

Key words: Reinforced solid mass, geotextile, geosynthetics, ground support, Bishop Method, safety coefficient, TALREN V5 software,

Résumé

Les travaux effectués dans le cadre de notre projet de fin d'études consistent en la conception d'un mur de soutènement en massif renforcé par des nappes de géo synthétiques. Cet ouvrage se trouve à la commune de Sidi Abdellah, Wilaya d'Alger, dont la région est classée en zone de forte sismicité conformément au règlement parasismique algérien RPA99/2003. Il comporte deux massifs supportant la zone de glissement. Le premier a une longueur de 65 mètres, et le second, une longueur de 10 mètres.

Pour la conception d'un tel ouvrage, nous avons utilisé une approche aux états limites ultimes qui comprend :

- Une justification de la stabilité externe (renversement, glissement et poinçonnement).
- Une justification de la stabilité interne selon la norme NF94 270.

Les calculs sont réalisés suivant la méthode Bishop simplifiée. Quant à la détermination du coefficient de sécurité, elle s'est faite à partir du logiciel TALREN V5.

Mots clés : Massif renforcé, géotextile, géo synthétiques, soutènement, méthode Bishop, coefficient de sécurité, logiciel TALREN V5,

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le TOUT PUISSANT et MISERICORDIEUX, qui nous a donné la force et la patience de mener à terme ce modeste travail.

Des remerciements particuliers vont à Madame BAOUCHE Nadjia, notre promotrice, pour son aide précieuse et son apport scientifique. Nous lui exprimons ici notre profonde gratitude pour son soutien moral, sa disponibilité sans jamais ménager son temps et pour ses nombreuses aides qui nous ont permis de réaliser cette étude.

Ce travail ne serait pas complet sans la contribution de l'équipe de la société SAGC, et plus spécialement, Monsieur NAIT CHABANE Mohand Ourabah qui a toujours répondu « présent » à chacune de nos sollicitations. Qu'il trouve ici l'expression de notre sincère reconnaissance.

Nous tenons aussi à remercier les membres du jury, Mr BENAZZOUZ, Mr LAKEHAL et Mr DEMIDEM devant qui nous sommes honorés de présenter ce travail.

Sont aussi remerciés nos amis pour leurs encouragements et leurs motivations. Leur présence nous a fait énormément plaisir.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants et personnel du département Génie Civil qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Pour finir, nous avouons que nous n'aurions jamais pu en arriver là sans les sacrifices consentis par nos parents au cours de nos longues années d'études. Qu'ils trouvent en ces mots la profonde estime que nous avons d'eux.

TABLE DES MATIERES

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale 11

Chapitre 1 : Différents types de murs de soutènement

1.1. Introduction.....	14
1.2. Définition des murs de soutènement.....	14
1.3. Différents types des murs de soutènement	14
1.3.1. Murs poids	14
1.3.2. Murs en béton armé ou murs cantilever	14
1.3.3. Murs en sol renforcé	15
1.4. Conclusion	15

Chapitre 2 : Murs en remblai renforcé par géosynthétiques

2.1.Introduction.....	17
2.2. Murs en remblai renforcé par géosynthétiques	17
2.3. Matériaux et produits.....	18
2.3.1. Matériau de remblai	18
2.3.2. Système de parement	18
2.3.3. Géosynthétiques.....	19
2.4. Conclusion.....	19

Chapitre 3 : Eléments constitutifs du remblai renforcé par géotextile

3.1. Introduction.....	21
3.2. Définition du géotextile	21
3.3. Principales fonctions des géotextiles	22
3.3.1. Séparation	22
3.3.2. Filtration	23
3.3.3. Renforcement.....	23
3.3.4. Drainage.....	23
3.3.5. Protection.....	24
3.3.6. Lutte contre l'érosion.....	24
3.4. Matières premières de géotextiles	24
3.5. Caractéristiques des géotextiles	25
3.5.1. Propriétés physiques	25
3.5.2. Propriétés mécaniques	25
3.5.3. Propriétés hydrauliques	25
3.6. ATALUS	26
3.6.1. ATALUS 18	27
3.6.2. ATALUS 50.....	27
3.6.3. ATALUS 120.....	28
3.7. Conclusion	29

Chapitre 4 : Méthodes de calcul

4.1. Introduction	31
4.2. Méthodes d'équilibre limite.....	31
4.2.1. Méthodes globales	32
4.2.2. Méthodes des tranches	32
4.2.3. Méthodes de Fellenius	34
4.2.4. Méthode Bishop simplifiée.....	35
4.3. Conclusion	36

Chapitre 5 : Principe de justification

5.1. Introduction.....	38
5.2. Justification de la géométrie du massif.....	39
5.2.1. Stabilité externe	39
5.2.2. Stabilité générale	41
5.3. Justification des renforcements et du parement	42
5.3.1. Stabilité interne	42
5.3.2. Stabilité mixte	46
5.4. Conclusion	47

Chapitre 6 : Géologie et géotechnique du site

6.1. Introduction	49
6.2. Situation géographique	49
6.3. Géologie locale	49
6.4. Sismicité	49
6.5. Géotechnique	50
6.5.1. Sondages carottés	50
6.5.2. Essais au pénétromètre dynamique lourd	51
6.5.3. Puits de reconnaissance	52
6.6. Essais en laboratoire	53
6.6.1. Essais physiques	54
6.6.2. Essais mécaniques	55
6.7. Conclusion	56

Chapitre 7 : Dimensionnement et justification de la stabilité de l'ouvrage

7.1. Introduction	58
7.2. Prédimensionnement du massif	58
7.3. Stabilité externe à l'état limite ultime	60
7.3.1. Calcul de la poussée à l'état limite ultime	60
7.3.2. Détermination de la largeur B	62
7.4. Stabilité externe à l'état limite de service	67
7.4.1. Calcul de la poussée à l'état limite de service	67
7.5. Stabilité interne à l'état limite ultime	68
7.5.1. Généralités	68
7.5.2. Résistance ultime d'un lit de renforcement	69
7.5.3. Résistance d'interaction sol - lit de renforcement	72
7.6. Stabilité interne à l'état limite de service	74

7.6.1. Résistance structurelle d'un lit de renforcement	74
7.6.2. Résistance des dispositifs de liaison au parement	74
7.6.3. Résistance d'interaction sol-lit de renforcement	74
7.7. Résistance structurelle du parement au niveau du lit	74
7.7.1. Compression de l'élément	75
7.7.2. Cisaillement - glissement	75
7.7.3. Renversement	77
7.8. Stabilité mixte et générale	78
7.8.1. Description du logiciel.....	78
7.8.2. Procédure de calcul.....	78
7.9. Conclusion	82

Chapitre 8 : Méthode de mise en œuvre

8.1. Introduction	84
8.2. Principes de mise en œuvre	84
8.3. Régalage et compactage	86
Conclusion générale	88

Bibliographie	90
----------------------------	----

Annexe 1 : Exemples d'utilisation de différents types de remblai	93
Annexe 2 : Analyse granulométrique	94
Annexe 3 : Limites d'Atterberg	97
Annexe 4 : Essais de cisaillement rectiligne (UU)	100
Annexe 5 : Données du projet	103
Annexe 6 : Phase 1 provisoire	104
Annexe 7 : Phase 2 durable	106

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Différentes classes de matériau de remblai	18
Tableau 3.1 : Propriétés physiques du géotextile	25
Tableau 3.2 : Propriétés mécaniques du géotextile	25
Tableau 3.3 : Propriétés hydrauliques du géotextile.....	26
Tableau 3.4 : Calcul de d avec des ATALUS 50.....	28
Tableau 3.5 : Calcul de « d » avec des ATALUS 12.....	29
Tableau 5.1 : Valeurs forfaitaires du coefficient ρ_{end} (NF-P94-270).....	44
Tableau 5.2 : Valeurs par défaut de ρ_{flu} (NF-P94-270)	44
Tableau 5.3 : Valeurs par défaut du coefficient ρ_{deg} (NF-P94-270)	44
Tableau 6.1 : Coefficient d'accélération A (RPA2003/2003)	50
Tableau 6.2 : Résultats de l'analyse granulométrique	54
Tableau 6.3 : Résultats d'essais concernant les limites d'Atterberg	54
Tableau 6.4 : Résultats d'essais de cisaillement rectiligne (UU)	55
Tableau 6.5 : Résultats d'essais œdométriques	56
Tableau 7.1 : Coefficients de pondération (NF P94-270).....	62
Tableau 7.2 : Facteurs de portance, coefficient de base et de forme de la fondation	66
Tableau 7.3 : Facteurs partiels pour la vérification de la stabilité externe	66
Tableau 7.4 : Valeurs de Sv selon la résistance structurelle d'un lit de renforcement	71
Tableau 7.5 : Valeurs de Sv	72
Tableau 7.6 : Vérification de la résistance d'interaction sol-lit de renforcement	74
Tableau 7.7 : Résistance structurelle d'un lit de renforcement à l'ELS	74
Tableau 7.8 : Résistance d'interaction sol-lit de renforcement à l'ELS	74
Tableau 7.9 : Vérification de la stabilité au glissement	76
Tableau 7.10 : Vérification de la stabilité au renversement	77
Tableau 7.11 : Principales données du projet	79
Tableau 7.12 : Coefficients de sécurité minimaux du cercle critique en phase durable	81
Tableau 7.13 : Coefficients de sécurité minimaux du cercle critique en phase durable	81
Tableau 7.14 : Coefficients de sécurité minimaux du cercle critique en phase durable	82

Liste des figures

Figure 1.1 : Exemple de mur poids en béton	14
Figure 1.2 : Exemple de mur cantilever	15
Figure 1.3 : Exemple de mur en remblai renforcé	15
Figure 2.1 : Mur en sol renforcé par géosynthétiques	17
Figure 2.2 : Vue du dessus	18
Figure 2.3 : Exemple de parement dur incliné.....	19
Figure 3.1 : Exemple du géotextile tissé et non tissé.	21
Figure 3.2 : Exemple du géotextile tricoté.....	22
Figure 3.3 : Fonction de séparation (HAL archives –ouverte ; Stéphane Lambert)	22
Figure 3.4 : Fonction de filtration (HAL archives –ouverte ; Stéphane Lambert)	23
Figure 3.5 : Fonction de renforcement (HAL archives –ouverte ; Stéphane Lambert)	23
Figure 3.6 : Fonction de drainage (HAL archives –ouverte ; Stéphane Lambert)	24
Figure 3.7 : Fonction de protection (HAL archives –ouverte ; Stéphane Lambert)	24
Figure 3.8 : Fonction de protection (HAL archives –ouverte ; Stéphane Lambert)	24
Figure 3.9 : ATALUS 18, 50, 120	26
Figure 3.10 : Murs avec des ATALUS	27
Figure 3.11 : ATALUS18 (Fiche technique)	27
Figure 3.12 : Calcul de d avec des ATALUS 18 (Fiche technique)	27
Figure 3.13 : ATALUS 50 (Fiche technique)	28
Figure 3.14 : ATALUS120 (Fiche technique)	29
Figure 4.1 : Méthode basée sur l'équilibre limite	31
Figure 4.2 : Schéma d'analyse de la stabilité à la rupture	32
Figure 4.3 : Découpage d'un talus (ou d'un remblai) en tranches	33
Figure 4.4 : Forces sur une tranche	33
Figure 4.5 : Schéma de calcul selon la méthode de Fellenius	34
Figure 5.1 : Principe général de la justification d'un ouvrage en sol renforcé.....	38
Figure 5.2 : Forces appliquées à un massif renforcé	39
Figure 5.3 : Efforts appliqués sur le massif renforcé pour la stabilité au poinçonnement	41
Figure 5.4 : Justification de la stabilité générale	41
Figure 5.5 : Justification de la stabilité générale (méthode de Bishop)	42
Figure 5.6 : Analyse de la stabilité interne	43
Figure 5.7 : Analyse de la stabilité mixte	46
Figure 6.1 : Situation de la zone d'étude	49
Figure 6.2 : Sondage carottés SC01	51
Figure 6.3 : Sondage carotté SC02	51
Figure 6.4 : Pénétrromètre dynamique lourd	52
Figure 6.5 : Cinq puits de reconnaissance	53
Figure 7.1 : Caractéristiques du sol et du remblai de l'ouvrage	58
Figure 7.2 : Vue en plan d'ouvrage	59
Figure 7.3 : Coupe transversale de l'ouvrage	59
Figure 7.4 : Poussée sur un mur selon Coulomb	60
Figure 7.5 : Position de la nappe phréatique.....	61
Figure 7.6 : Ligne de la traction maximale	68
Figure 7.7 : Forme conventionnelle de la ligne de la traction maximale	69

Figure 7.8 : Disposition des renforcements	72
Figure 7.9 : Définition de longueur du lit de renforcement L_e	73
Figure 7.10 : Mécanisme de rupture pour la vérification de la stabilité des blocs ATALUS	75
Figure 7.11 : Schéma de l'élément de blocage	75
Figure 7.12 : TALREN V5	78
Figure 7.13 : Phase provisoire	79
Figure 7.14 : Phase durable.	79
Figure 7.15 : Coefficient de sécurité minimal du cercle critique de la phase provisoire pour la situation sismique	80
Figure 7.16 : Coefficient de sécurité minimal du cercle critique de la phase provisoire pour la situation statique	80
Figure 7.17 : Cercle critique de la situation interne.....	81
Figure 7.18 : Cercle critique de la situation mixte	81
Figure 7.19 : Cercle critique de la situation globale.....	82
Figure 8.1 : Béton de propreté	84
Figure 8.2 : Ancrage des deux rangées d'ATALUS.....	84
Figure 8.3 : Espacement entre blocs ATALUS	85
Figure 8.4 : Première couche de remblai et première nappe de renforcement	85
Figure 8.5 : Longueur des nappes et largeur du remblai (Fiche technique)	85
Figure 8.6 : Compactage du remblai par couche	86

Introduction générale

Introduction générale

Le principe de renforcement des sols par des matériaux plus ou moins extensibles est une technologie très ancienne. Dans le génie civil moderne, le renforcement des sols s'est développé à partir des années 1960 par l'utilisation, dans les ouvrages en terre, de bandes métalliques d'abord et par la suite de géotextiles.

L'utilisation de la technique de renforcement des sols par géotextiles s'est développée pour une large variété d'applications dans les domaines hydraulique et mécanique. L'inclusion de géotextiles dans les sols permet, selon le domaine ou la fonction de l'ouvrage, d'améliorer les propriétés de ces sols.

Le sol renforcé par géosynthétiques est une structure composite formée par l'interaction sol/géosynthétiques disposé horizontalement et forme un massif homogène monolithique.

Les massifs renforcés par géotextiles sont des ouvrages qui fonctionnent comme des ouvrages poids.

Le calcul des ouvrages renforcés par géotextiles obéit aux normes en vigueur, notamment, la norme NF P 94-270 en ce qui concerne la vérification analytique de la stabilité du massif renforcé.

Dans le domaine hydraulique, les géo synthétiques (géotextiles, généralement non-tissés, géo composites ou géomembranes) contribuent à améliorer les fonctions de filtration, de drainage et d'étanchéification. Dans le domaine mécanique, les géo synthétiques (généralement tissés ou grilles) contribuent à améliorer les propriétés de séparation et de renforcement.

De nombreuses applications expérimentales ou réelles de renforcement des sols par des géo synthétiques dans le cas des murs de soutènement, des talus ainsi que des remblais construits sur des sols de fondation mous ont été réalisées avec succès. Ces ouvrages présentent les avantages suivants :

- Une structure relativement souple
- Des pentes de talus plus raides (jusqu'à 90°)
- Une végétalisation possible des talus
- Un coût relativement peu élevé
- Un temps d'exécution court avec peu de personnels qui ne nécessite pas une formation adéquate.

Notre travail consiste en l'étude d'un mur de soutènement en massif renforcé par géotextile. Le mur en question sera implanté à la commune de Sidi Abdellah, Wilaya d'Alger, dont la région est classée en zone de forte sismicité selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003. Pour mener à bien cette étude, nous avons opté pour le plan de travail suivant.

Nous débutons ce mémoire, qui comporte huit chapitres, par un aperçu général sur les différents types de murs de soutènement les plus utilisés dans le domaine de génie civil, et qui fait l'objet du premier chapitre.

Nous passons ensuite au chapitre 2 consacré à la présentation de quelques notions sur les murs en remblai renforcés par des géotextiles.

Le troisième chapitre est entièrement consacré aux éléments constitutifs des remblais renforcés par des géotextiles.

À l'issue de ces derniers, nous décrivons dans le quatrième chapitre les méthodes utilisées dans le calcul des murs de soutènement en remblai renforcé.

Le cinquième chapitre s'attache à définir les principes de justification des massifs renforcés par des géotextiles.

Le sixième chapitre est entièrement dédié à l'étude géologique et géotechnique de site

Quant au septième chapitre, il est consacré au dimensionnement et à la justification de la stabilité de l'ouvrage.

Au huitième chapitre est abordé la mise en œuvre des massifs renforcés par géotextiles.

Enfin, le mémoire est complété par une conclusion générale qui fait une révision des principales conclusions tirées de l'étude, met en évidence les objectifs réalisés, et suggère quelques perspectives pour de futurs projets.

Chapitre 1 :
Différents types de murs de soutènement

1.1.Introduction

Ce chapitre, comme son titre l'indique, est consacré à l'étude bibliographique, dans laquelle nous présentons quelques notions très importantes sur les murs de soutènement.

1.2.Définition des murs de soutènement

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

1.3.Différents types des murs de soutènement

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement, se caractérisant par des fonctionnements différents.

Dans ce qui suit, sont présentés les ouvrages de soutènement les plus couramment utilisés.

1.3.1.Murs poids

Les murs de soutènement de type « poids » sont les plus anciens, et leur stabilité est assurée par leur poids propre. Ils peuvent être réalisés sur place. Dans ce cas, ils sont généralement rigides et constitués de maçonnerie de pierres jointoyées ou de béton non armé ou par des éléments préfabriqués (Fig.1.1).

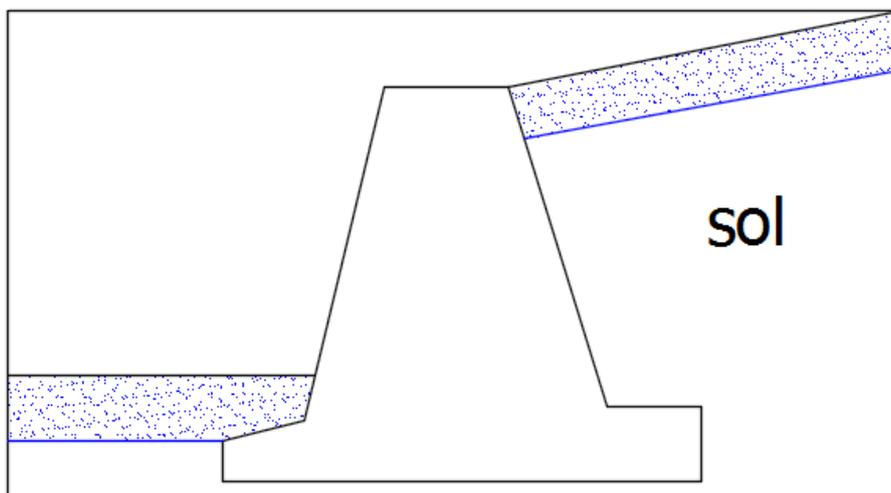


Figure 1.1 : Exemple de mur poids en béton

1.3.2.Murs en béton armé ou murs cantilever

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés « murs cantilevers », sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation en béton armé également, généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue

d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Cela peut être le cas notamment lorsque la résistance du sol de fondation et/ou des problèmes d'emprise permettent ou imposent une semelle peu large (Fig.1.2).

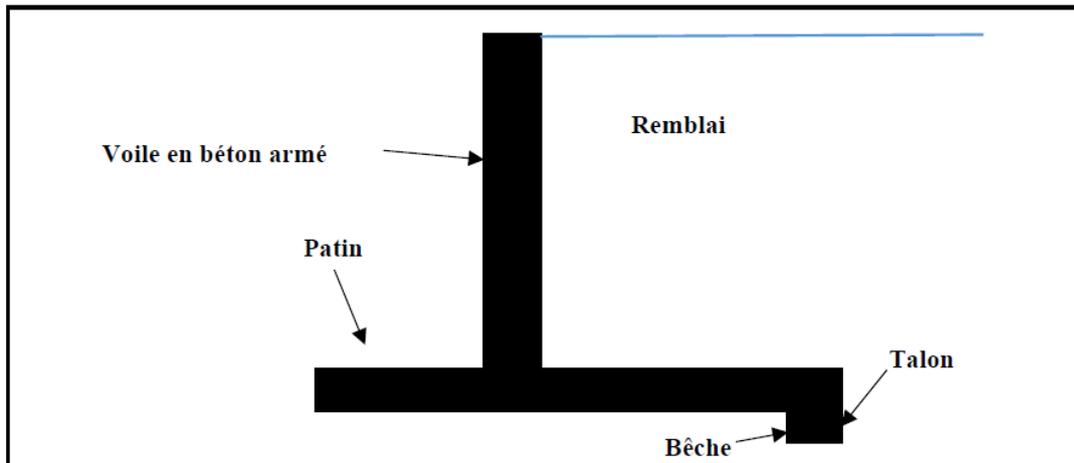


Figure 1.2 : Exemple de mur cantilever

1.3.3. Murs en sol renforcé

Les ouvrages (ou massifs) en remblai armé ou renforcé sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement, généralement reliés à un parement (Fig.1.3).

Les éléments de renforcement sont souples, résistants, et plus ou moins extensibles. Ils sont le plus souvent métalliques, ou synthétiques (bandes géo synthétiques, nappes géotextiles, géogrilles, ...).

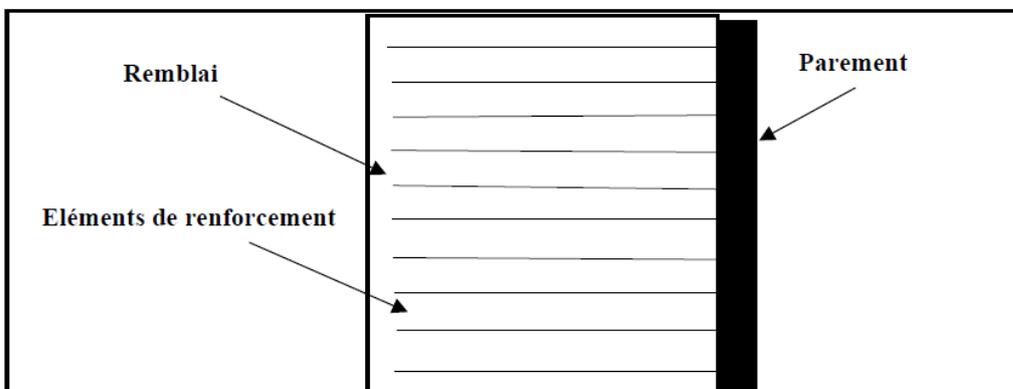


Figure 1.3 : Exemple de mur en remblai renforcé

1.4. Conclusion

Notre travail consiste en l'étude des murs en remblais renforcés par des géo synthétiques. La réalisation de ce type de mur est facile et rapide par rapport aux autres types de murs. De plus, ils sont très souples et esthétiques.

Chapitre 2 : Murs en remblai renforcés par géo synthétique

2.1. Introduction

Le renforcement de sol est une technique qui consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques d'un sol (portance, cohésion), par inclusion des éléments de renforcement, lorsque celui-ci est peu favorable à la construction.

Actuellement, les sols renforcés sont fréquemment utilisés pour différentes structures tels les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

Ce présent chapitre est consacré à la présentation de quelques notions de base sur les murs de soutènement en massif renforcé.

2.2. Murs en remblai renforcé par géosynthétiques

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par inclusions géo synthétiques sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques (les nappes de géotextile, de géo-grille ou bandes).

Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement, leurs longueurs et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage (Fig.2.1). Cette dernière est déterminée à partir des calculs mentionnés au chapitre 5.

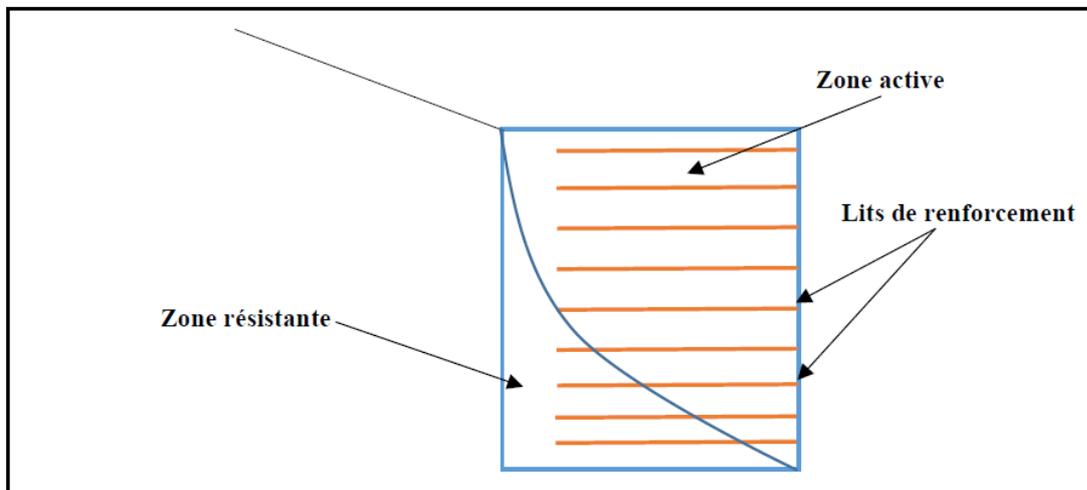


Figure 2.1 : Mur en sol renforcé par géosynthétiques

Dans la figure ci-dessous se trouve les définitions d'une nappe et d'une bande (Fig.2.2).

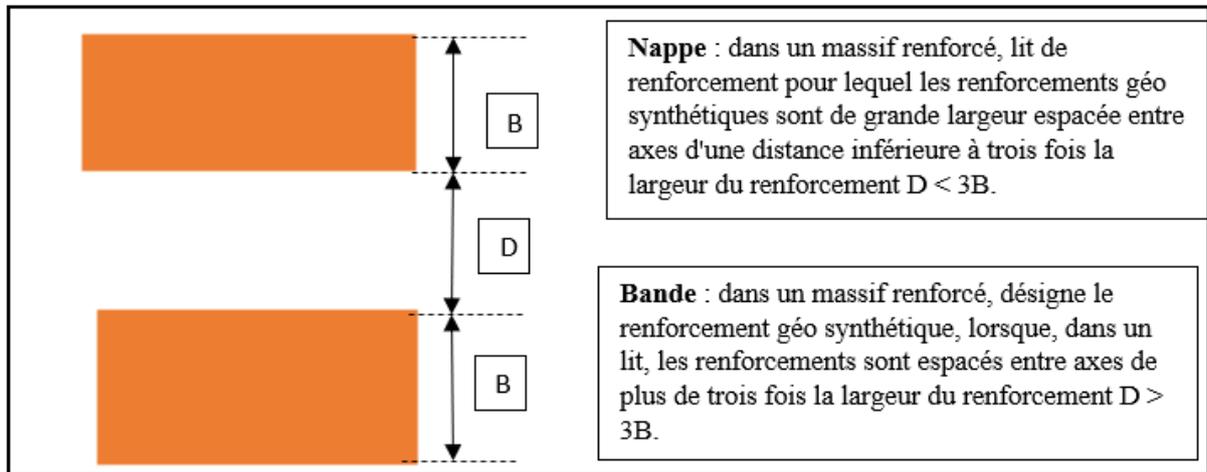


Figure 2.2 : définition d'une nappe et bande selon NFG38064

2.3. Matériaux et produits

La construction d'un remblai renforcé implique l'utilisation des éléments suivants :

- Matériau de remblai
- Système de parement
- Renforcement de remblai

2.3.1. Matériau de remblai

Le matériau de remblai participe directement à la résistance de l'ouvrage en sol renforcé. Pour cette raison, son choix revêt une grande importance.

Les principaux paramètres caractéristiques du matériau dont on doit en tenir compte sont : poids volumique et résistance au cisaillement (frottement interne et cohésion du remblai). Ces paramètres intéressent directement la justification de la stabilité de l'ouvrage.

Selon la norme NF EN 14475, on distingue 4 classes de remblai (Tab.2.1), chacune à ses paramètres caractéristiques.

Tableau 2.1 : Différentes classes de matériau de remblai

Classes de matériau de remblai	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4
	Drainant	Granulaire	Intermédiaire	Sol fin

2.3.2. Système de parement

Le parement est le revêtement de la face vue d'une structure de remblai renforcé. Il a un rôle de confinement du remblai, de protection des éléments de renforcement.

Le parement peut être composé d'éléments durs (habituellement en béton), d'éléments déformables (généralement constitués de métal, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou d'éléments mous (notamment constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique ou de grillage métallique en fil tressé).

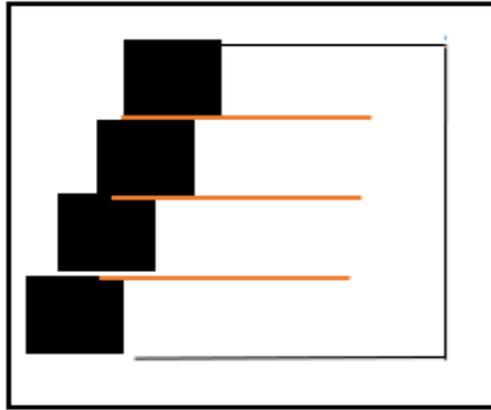


Figure 2.3 : Exemple de parement dur incliné

2.3.3. Géosynthétique

Un géosynthétique est défini comme un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle. Il est utilisé en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

2.4. Conclusion

Dans cette étude, nous avons utilisé comme élément de renforcement un géo synthétique appelé géotextile et un parement dur Atalus. Selon la norme NF EN 14475, le remblai sélectionné appartient à la classe 2, (Annex1).

Chapitre 3 :
Eléments constitutifs du remblai renforcé par
géotextile

3.1. Introduction

Les éléments constitutifs du remblai renforcé par géotextile réalisé dans cette étude sont les géotextiles et les Atalus.

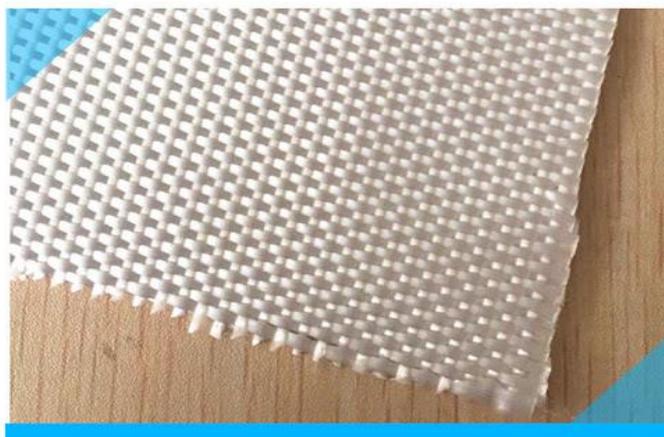
Le présent chapitre est consacré à la présentation des principales propriétés des géotextiles nécessaires pour le dimensionnement de l'ouvrage en question.

3.2. Définition du géotextile

Le géotextile est un matériau textile, de forme plane, perméable, à base de polymère (naturel ou synthétique), utilisé pour améliorer les caractéristiques du sol.

Les géotextiles sont des matériaux idéaux pour de nombreux travaux d'infrastructure tels que les routes, les ports, les décharges, les ouvrages de drainage et les murs de soutènement. Il existe 3 types de géotextiles selon le procédé de fabrication, à savoir :

- Géotextile tissé (Fig.3.1a).
- Géotextile non tissé (Fig.3.1b).
- Géotextile tricoté (Fig.3.2).



(a) Géotextile tissé



(b) Géotextile non tissé

Figure 3.1 : Exemple du géotextile tissé et non tissé.



Figure 3.2 : Exemple du géotextile tricoté

3.3. Principales fonctions des géotextiles

Le mode de fonctionnement d'un géotextile dans toute application est défini par les six fonctions suivantes :

- La séparation.
- La filtration.
- Le drainage.
- Le renforcement.
- La protection.
- La lutte contre l'érosion.

3.3.1. Séparation

La fonction de séparation du géotextile est principalement utilisée dans la construction de routes. Le géotextile empêche le mélange de deux sols adjacents. Par exemple, en séparant le sol de fondation fin des granulats de la couche de base (Fig.3.3). Le géotextile préserve le drainage et les caractéristiques de résistance du matériau de granulats.

Les propriétés principales des géotextiles qui impliquent une action de séparation sont : la perméabilité et la résistance mécanique.

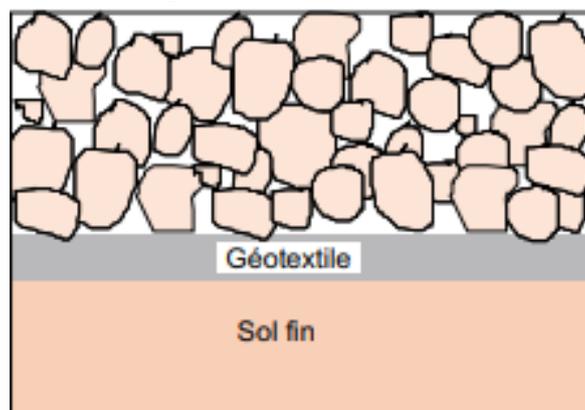


Figure 3.3 : Fonction de séparation (Stéphane Lambert)

3.3.2. Filtration

La fonction filtration correspond à l'équilibre du système géotextile-sol qui permet un écoulement de liquide adéquat avec une perte de sol limitée dans le plan du géotextile (Fig.3.4). La porosité et la perméabilité sont les propriétés principales des géotextiles qui impliquent une action d'infiltration.

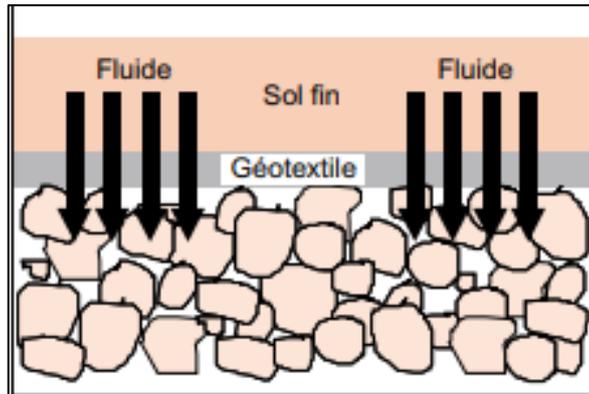


Figure 3.4 : Fonction de filtration (Stéphane Lambert)

3.3.3. Renforcement

L'introduction de géotextile dans le sol augmente la résistance à la traction de ce dernier comme l'acier le fait dans le béton (Fig.3.5).

Les propriétés déterminantes du géotextile pour assurer le rôle de renforcement sont : la masse surfacique, la résistance, la déformation à la rupture en traction, la perforation dynamique, le poinçonnement statique CBR, la perméabilité et les ouvertures de filtration.

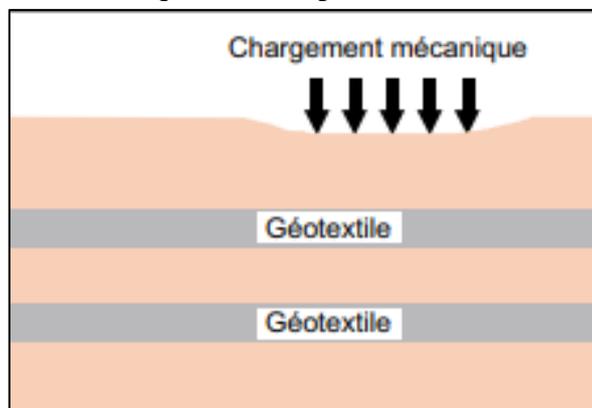


Figure 3.5 : Fonction de renforcement (Stéphane Lambert)

3.3.4. Drainage

Le géotextile permet de collecter, canaliser et transporter des fluides suivant son plan de pose (Fig.3.6). Les propriétés déterminantes du géotextile pour assurer le rôle de drainage sont : la perméabilité et les ouvertures de filtration.

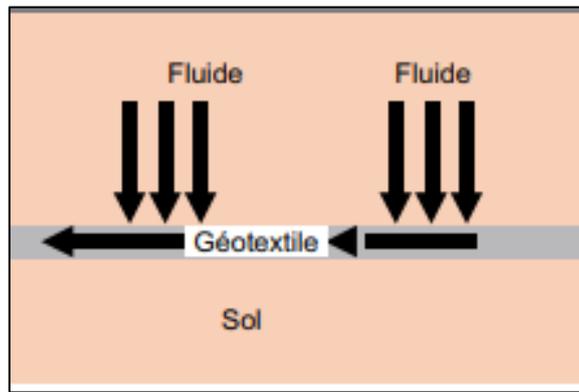


Figure 3.6 : Fonction de drainage (Stéphane Lambert)

3.3.5. Protection

Le géotextile sert de couche d'absorption de chocs du poinçonnement et de réductions des contraintes subies par la couche ainsi protégée (Fig.3.7).

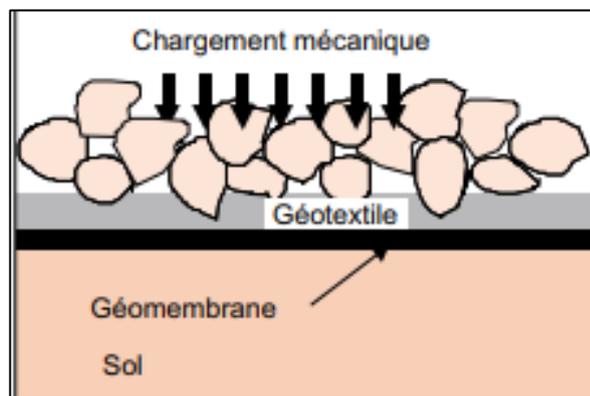


Figure 3.7 : Fonction de protection (Stéphane Lambert)

3.3.6. Lutte contre l'érosion

Le géotextile limite le mouvement des particules de sol en surface causé par les précipitations, le ruissellement ou le vent (Fig.3.8).

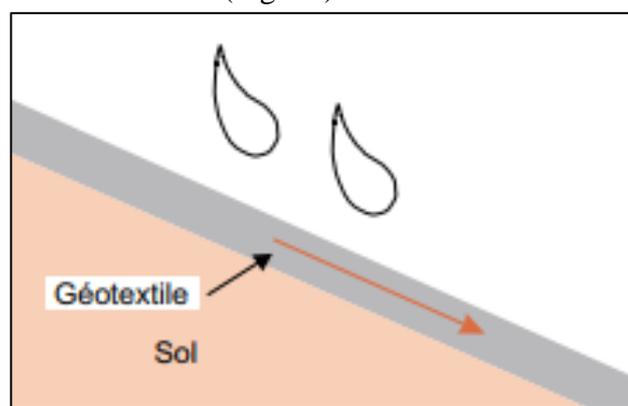


Figure 3.8 : Fonction de protection (Stéphane Lambert)

3.4. Matières premières de géotextiles

Les polymères les plus utilisés pour fabriquer des géotextiles sont :

- Le polypropylène et son abréviation est (PP).

- Le Polyéthylène (PE).
- Le polyester (PET).
- Le polyamide (PA).

En ce qui concerne notre cas d'étude, nous avons utilisé un géotextile fabriqué à partir du polyester (PET).

3.5. Caractéristiques des géotextiles

La connaissance des propriétés des géotextiles permet à l'ingénieur de sélectionner le type de géotextile à utiliser et de faire un dimensionnement de l'ouvrage à réaliser.

Les géotextiles sont définis par leurs caractéristiques physique, mécanique et hydraulique déterminées par des essais normalisés.

Pour cette étude, nous allons mettre en évidence uniquement les caractéristiques des géotextiles liées à la fonction de renforcement.

3.5.1. Propriétés physiques

Les propriétés physiques du géotextile sont des propriétés de base liées à la composition des matériaux utilisés pour fabriquer ce dernier.

Les principales propriétés physiques des géotextiles sont la masse par unité de surface et l'épaisseur (Tab.3.1).

Tableau 3.1 : Propriétés physiques du géotextile

	Unités	150 PET	200 PET	150 PP
Masse surfacique	g/m ²	363	407	450

3.5.2. Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du géotextile dépendent du mode d'assemblage et de la nature du polymère de base. Les principales propriétés mécaniques des géotextiles sont la résistance à la rupture en traction, la déformation à la rupture en traction, perforation dynamique et le poinçonnement statique CBR.

Tableau 3.2 : Propriétés mécaniques du géotextile

	Unités	150 PET	200 PET	150 PP
Résistance à la rupture en traction	kN/m	L : 150 T : 10	L : 200 T : 10	L : 150 T : 8
Déformation à la rupture en traction	%	L : 11 T : 8	L : 11 T : 8	L : 18 T : 10
Perforation dynamique	mm	14	14	18
Poinçonnement statique CBR.	kN	3.8	3.8	1.8

L : longitudinale

T : Transversal

3.5.3. Propriétés hydrauliques

Les propriétés hydrauliques ont une importante déterminante lorsque le géotextile doit assurer une fonction de filtre ou de drainage. Pour empêcher l'eau de s'accumuler dans le

remblai, le géotextile doit posséder certaines propriétés hydrauliques comme la perméabilité et les ouvertures de filtration.

Les propriétés du géotextile utilisé dans le cadre de cette étude se trouvent dans le tableau suivant.

Tableau3.3 : Propriétés hydrauliques du géotextile

	Unités	150 PET	200 PET	150 PP
Perméabilité	m/s	3×10^{-2}	3×10^{-2}	3×10^{-2}
Ouvertures de filtration	μN	198	198	198

3.6. ATALUS

Le procédé ATALUS permet de réaliser des murs de grande hauteur avec des géo synthétiques de renforcement.

Les ATALUS sont des blocs préfabriqués (Fig. 3.9). Ils représentent une solution technique solide et facile à mettre en œuvre pour créer des murs de soutènement, supprimer des pentes difficiles à entretenir, retenir un pied de talus, créer un accès, soutenir une terrasse, végétaliser une descente de garage ou intégrer un escalier dans un mur. Ils peuvent être posés aussi bien en ligne droite qu'en arrondi ou en angle droit.

Il existe trois types d'ATALUS :

- ATALUS 18
- ATALUS 50
- ATALUS 120

Plus le mur est haut, plus l'ATALUS choisi doit être grand.



Figure 3.9 : ATALUS 18, 50, 120

Les ATALUS peuvent être garnis par différents type de végétation. Le volume de terre végétale est d'environ 250 litres par m^2 de mur pour ATALUS120 (Fig. 3.10).



Figure 3.10 : Murs avec des ATALUS

3.6.1. ATALUS 18

Les caractéristiques de l'Atalus 18 sont (Fig.3.11) :

- Dimensions : 0,34 x 0,34 m
- Hauteur utile : 0,14 m
- Poids : 18 kg → 13 unités/m²
- Espacement entre deux unités : 0,19 m
- Hauteur du mur : jusqu'à 2 m

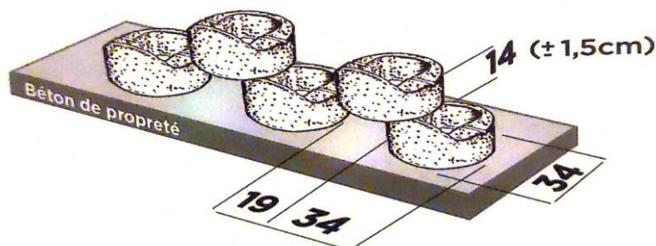


Figure 3.11 : ATALUS18 (Fiche technique)

L'inclinaison de mur dépend du paramètre d , ce dernier est fixé par les catalogues du produit (Fig.3.12). En général, il est tel que :

$$d = \frac{14}{\tan f}$$

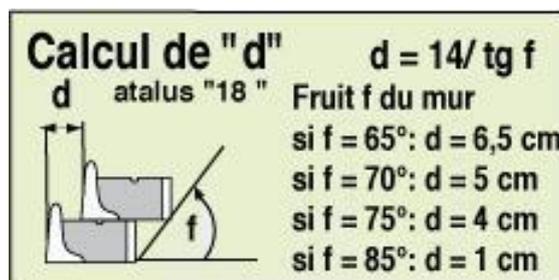


Figure 3.12 : Calcul de d avec des ATALUS 18 (Fiche technique)

3.6.2. ATALUS 50

Les caractéristiques de l'ATALUS 50 sont (Fig.3.13) :

- Dimensions : 0,50 x 0,45 m
- Hauteur utile : 0,20 m
- Poids : 48 kg → 7 unités/m²
- Espacement entre deux unités : 0,25 m
- Hauteur du mur : jusqu'à 4 m

L'inclinaison de mur donné par l'expression suivante :

$$d = \frac{20}{\tan f}$$

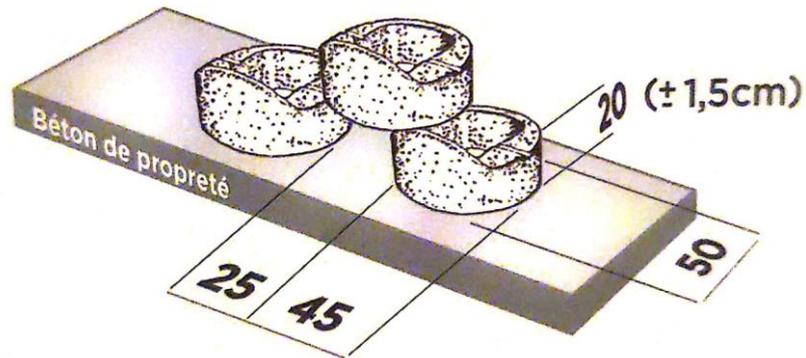


Figure 3.13 : ATALUS 50 (Fiche technique)

Le tableau ci-dessous donne l'inclinaison d .

Tableau 3.4 : Calcul de d avec des ATALUS 50

f (degré)	d (cm)
66	9
71	7
76	5
85	2

3.6.3. ATALUS 120

Les caractéristiques de l'ATALUS 120 sont (Fig.3.14) :

- Dimensions : 0,60 x 0,70 m
- Hauteur utile : 0,25 m
- Poids : 120 kg → 3,8 unités/m²
- Espacement entre deux unités : 0,35 m
- Hauteur du mur : jusqu'à 10 m

L'inclinaison de mur est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{25}{\tan f}$$

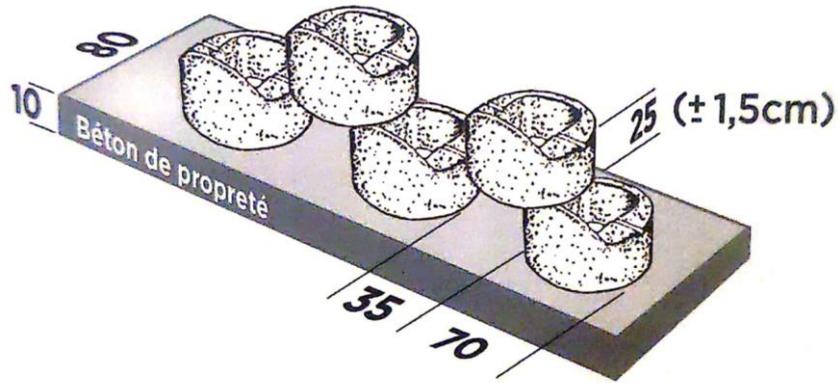


Figure 3.14 : ATALUS120 (Fiche technique)

Tableau 3.5 : Calcul d avec des ATALUS 120

f (degré)		d (cm)
45		14
66		11
65		12
86		1

3.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés, d'une part, aux différentes fonctions et propriétés des géotextiles, et d'autre part, aux caractéristiques du procédé ATALUS.

Pour cette étude, nous utiliserons pour le renforcement un géotextile fabriqué par AFITEX ALGÉRIE. Il s'agit du PET150. Quant au parement, il sera réalisé avec des ATALUS 120 en raison de la hauteur de l'ouvrage (supérieure à 4 mètres).

Chapitre 4 : Méthodes de calcul

4.1. Introduction

Les méthodes utilisées pour le calcul des remblais renforcés par des géo synthétiques sont des méthodes basées sur la stabilité des pentes.

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité sont proposées dont les importantes sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite
- Les méthodes des éléments finis
- Les méthodes énergétiques

Ces méthodes sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture (Fig.4.1). Après avoir défini une surface de rupture (S), on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe.

En ce qui concerne notre étude, nous avons utilisé la méthode d'équilibre limite (Fig.4.1).

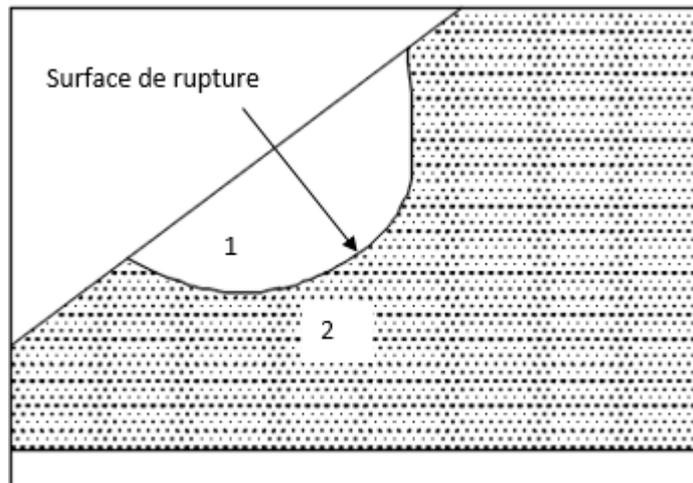


Figure 4.1 : Méthode basée sur l'équilibre limite

4.2. Méthodes d'équilibre limite

Les méthodes d'équilibre limite sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture. Le calcul est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement les moments sont calculés par rapport au point O (Fig.4.2). Soit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moment des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moment des forces motrices provoquant le mouvement}} \quad (4.1)$$

Où,

Forces résistantes : efforts résistants le long de la surface de rupture S

Forces motrices : Poids du sol limité par la surface de rupture S

Si :

- $F_s > 1 \rightarrow$ Pas rupture, c'est-à-dire le talus est stable le long de la surface S .
- $F_s < 1 \rightarrow$ Possibilité rupture le long S
- $F_s = 1 \rightarrow$ Equilibre limite

Il s'agit de chercher la surface (S) correspondant au coefficient de sécurité minimum, appelé coefficient de sécurité du talus.

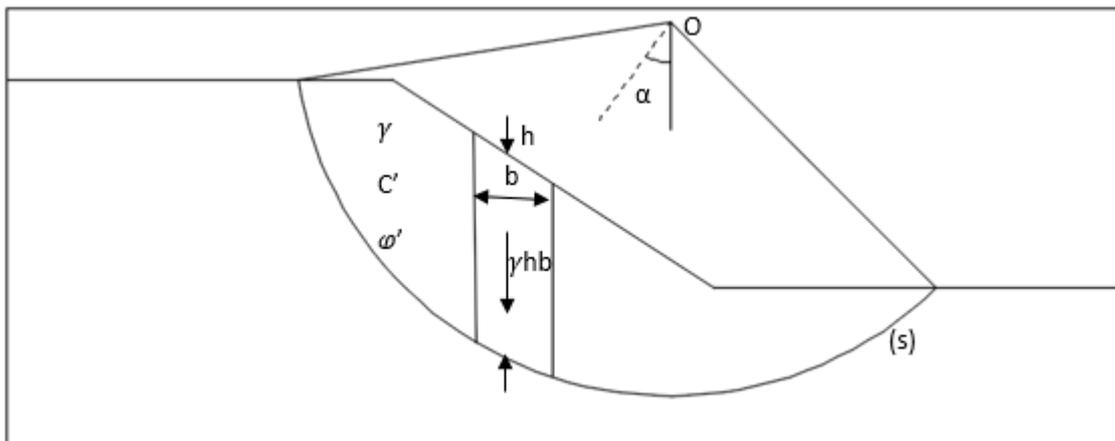


Figure 4.2 : Schéma d'analyse de la stabilité à la rupture

Parmi ces méthodes, on distingue les méthodes globales et les méthodes des tranches.

4.2.1. Méthodes globales

Dans ce type méthode, on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. Parmi ces méthodes, on distingue : la méthode de Taylor, de Caquot, de Biarez....

4.2.2. Méthodes des tranches

Dans cette méthode, on décompose le talus ou le remblai en tranches (cas de notre étude) dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices (Fig.4.3). Parmi ces méthodes, on peut citer la méthode de Fellenius et la méthode de Bishop.

En ce qui concerne notre étude, nous nous intéresserons plus particulièrement à la méthode de Bishop.

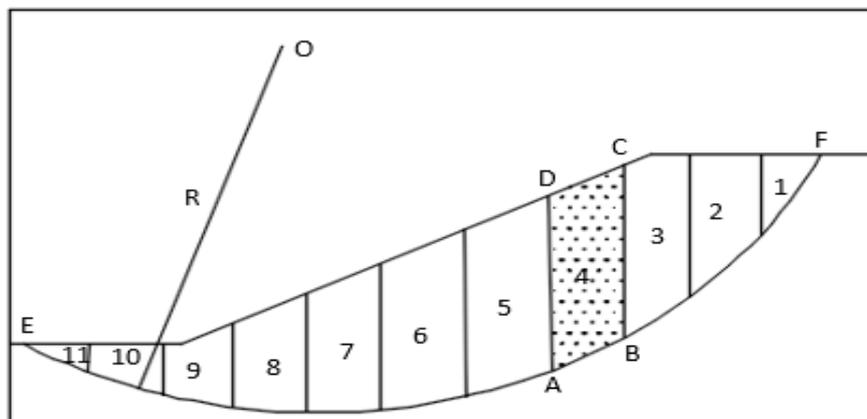


Figure 4.3 : Découpage d'un talus (ou d'un remblai) en tranches

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux (Fig.4.3).

En l'absence d'eau, une tranche n est soumise aux forces suivantes (Fig.4.4b) :

- Son poids : W_n
- Aux efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux : T_n et T_{n+1} et en efforts verticaux : P_n et P_{n+1} .
- La réaction R

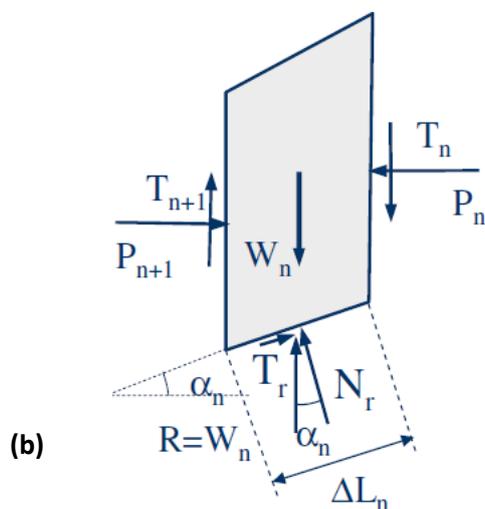
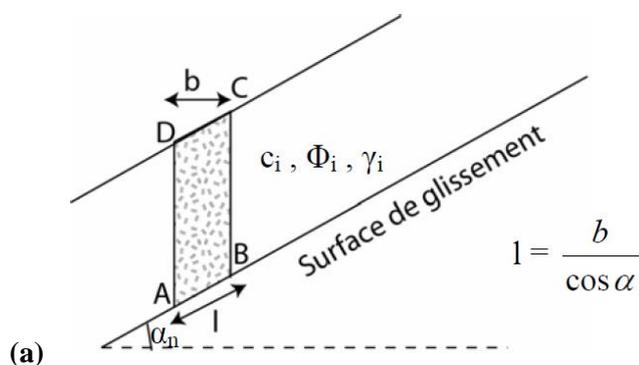


Figure 4.4 : Forces sur une tranche

Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions ci-dessous :

- $\sum M = 0$
- $\sum F_x = 0$
- $\sum F_y = 0$

Pour un système à n tranches, les inconnus et les équations d'équilibre sont :

- n équations des moments pour chaque tranche : $\sum M = 0$
- n équations des forces horizontales pour chaque tranche : $\sum F_x = 0$
- n équations des forces verticales pour chaque tranche : $\sum F_y = 0$

4.2.3. Méthodes de Fellenius

Dans la méthode de Fellenius, on considère que (Fig.4.5) :

- La ligne de glissement est supposée circulaire
- Les efforts inter-tranches sont négligés
- L'unique force agissant sur l'arc AB est le poids W

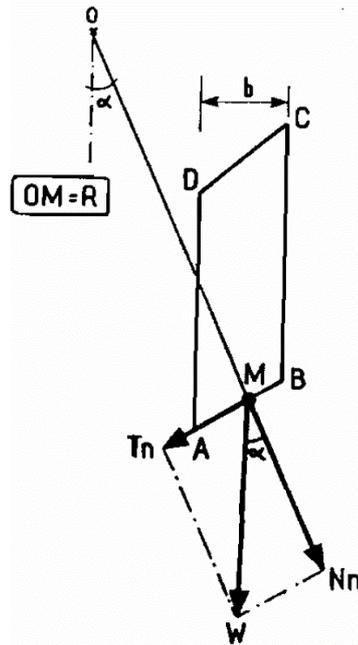


Figure 4.5 : Schéma de calcul selon la méthode de Fellenius

On peut, à partir du point O, déterminer les moments suivants :

- Le moment résistant maximal engendré par la valeur maximale que peut supporter la composante tangentielle de R_n .
- Le moment moteur comme étant celui engendré par le poids des terres tendant à provoquer le glissement.

1) Moment résistant

En appliquant la loi de Coulomb, on a :

$$R_n = C_n AB + N_n \tan \Phi_n \tag{4.2}$$

Sachant que :

$$N_n = W_n \cos \alpha_n \quad (4.3)$$

Il vient :

$$R_n = C_n AB + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_n \quad (4.4)$$

Par ailleurs (Fig.4.4a),

$$AB = l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \quad (4.5)$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit :

$$\sum_1^m R (c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i) \quad (4.6)$$

Avec,

m : nombre total de tranches

c_i et Φ_i = caractéristiques mécaniques de la couche où se trouve l'arc AB

2) Moment moteur

Le moment moteur est engendré par T_n . Il est égal à : $T_n \times R$

D'autre part, on a (Fig.4.5) :

$$T_n = W_n \sin \alpha_n \quad (4.7)$$

En remplaçant les équations (4.6) et (4.7) dans l'équation (4.1), on obtient :

$$F_S = \frac{\sum \text{Moment des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moment des forces motrices provoquant le mouvement}} \quad (4.1)$$

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n} \quad (4.8)$$

Où,

F_S : coefficient de sécurité

b : largeur des tranches

α : angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

W_n : poids de la tranche

Par ailleurs, pour le calcul du coefficient de sécurité, un autre facteur intervient, c'est la hauteur de la tranche. Cette dernière permet de calculer le poids W .

4.2.4. Méthodes de Bishop simplifiée

Dans cette méthode, on considère que la ligne de glissement est toujours de forme circulaire et les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($T_n - T_{n+1} = 0$). D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i b_i + W_n \tan \Phi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n} \quad (4.9)$$

Où,

$$m_{\alpha} = \cos\alpha_i \left(1 + \frac{\tan\alpha_i \tan\Phi_i}{F_S}\right)$$

b : largeur des tranches

α_n : angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

c : cohésion de la tranche

Φ : angle de frottement interne

Ces méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. La programmation à l'aide d'un ordinateur permet de trouver une solution rapide après seulement quelques cycles. En supposant tout d'abord que $F_S = 1$ à droite, et en calculant ensuite la valeur de gauche. Cette dernière valeur de F_S est comparée à la valeur proposée, si elle n'est pas suffisamment proche, le coefficient F_S calculé est utilisé dans la prochaine itération et ainsi de suite.

4.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les méthodes de calcul de la stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) les plus couramment utilisées. La méthode de calcul choisie dans le cadre de cette étude est la méthode de Bishop en raison de sa simplicité. En effet, elle permet de résoudre quasiment tous les problèmes de stabilité sans que trop d'hypothèses simplificatrices ne soient formulées.

Les coefficients de sécurité que nous devons atteindre sont égaux à 1.5 pour la situation statique et 1.1 pour la situation sismique dans le cas d'une approche traditionnelle.

Chapitre 5 : Principe de justification

5.1. Introduction

L'association d'un sol rapporté et de géo synthétiques crée un matériau composite, à la fois résistant et souple, dans lequel les géo synthétiques résistent essentiellement en traction. Le matériau obtenu, appelé *remblai renforcé*, permet de réaliser des ouvrages de type *poids*, où le poids propre du massif joue un rôle prépondérant dans la stabilité de l'ouvrage.

L'analyse d'un tel ouvrage consiste en la vérification de sa stabilité externe, globale, interne et mixte. Quant à son dimensionnement, il relève de la justification aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS). La justification aux ELU concerne sa stabilité externe, générale, mixte et interne. Pour la justification aux ELS, il s'agit de vérifier que les déformations et les déplacements limites ne sont pas atteints.

L'organigramme ci-après représente les principales étapes concernant la justification d'un remblai renforcé conformément à la norme NF-P94-270.

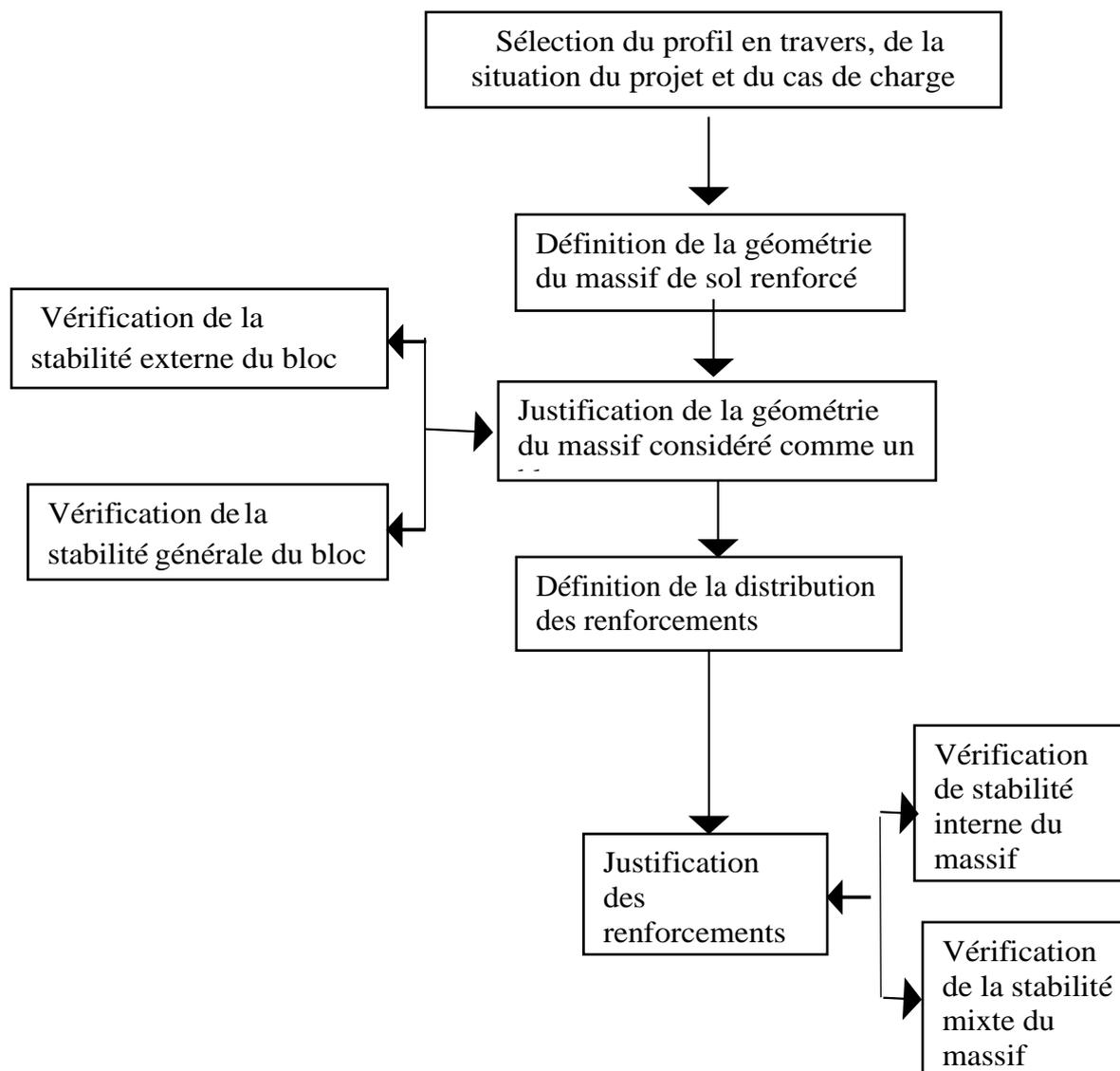


Figure 5.1 : Principe général de la justification d'un ouvrage en sol renforcé

5.2. Justification de la géométrie du massif

5.2.1. Stabilité externe

La stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée pendant les phases de construction et 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 résistance au poinçonnement.
- La résistance au glissement de de l'ouvrage sur sa base.
- La résistance au renversement.

a. Résistance au renversement

La résistance au renversement du mur est basée sur le calcul des moments stabilisants et renversants tel que :

$$\frac{M_s}{M_r} < 1.5 \quad (5.1)$$

Où,

M_s : moment stabilisant (dû au poids du remblai sélectionné et de la butée de terre)

M_r : moment renversant (dû à la poussée de terre)

La figure ci-dessous schématise les efforts appliqués à un massif renforcé.

Remarque

En général, on néglige la butée de terre.

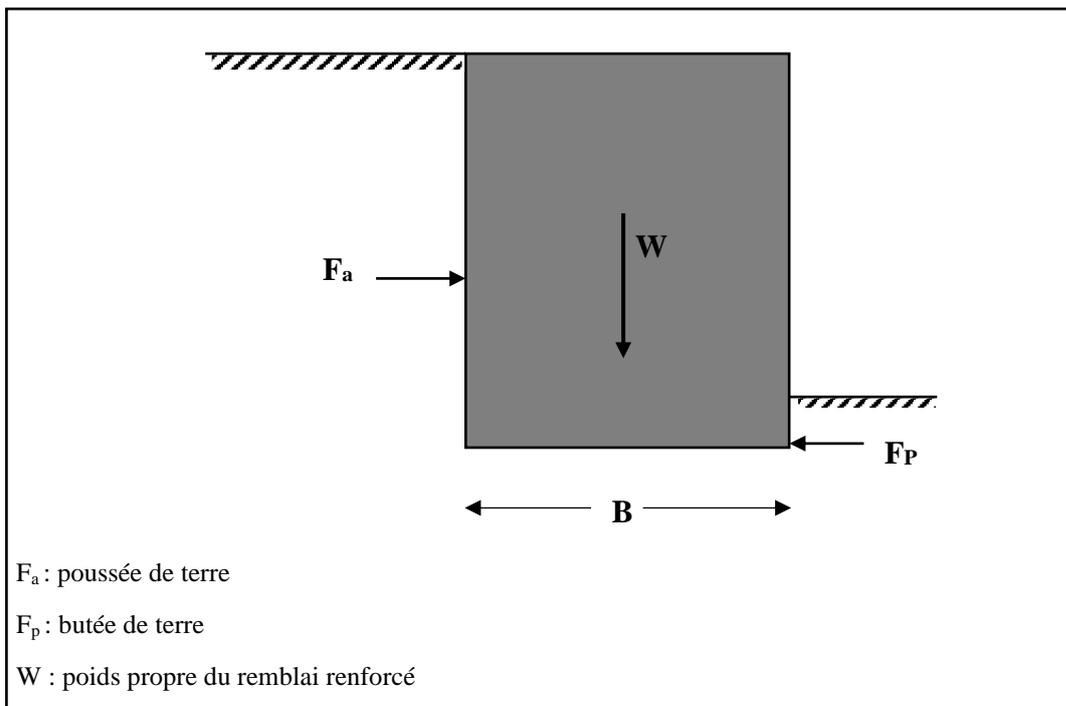


Figure 5.2 : Forces appliquées à un massif renforcé

b. Résistance au glissement

On doit démontrer que la stabilité au glissement sur la base d'un ouvrage en sol renforcé est assurée en considérant le volume de sol renforcé comme un bloc monolithe.

La stabilité au glissement sur la base d'un ouvrage en sol renforcé est assurée si l'inégalité suivante est vérifiée pour tous les cas de charges et de combinaisons de charges.

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (5.2)$$

Où,

H_d : valeur de calcul de la composante parallèle à la base de l'ouvrage de la résultante des actions appliquées au bloc de sol renforcé

R_d : valeur de calcul de la résistance ultime au glissement sur le terrain de fondation du *bloc* de sol renforcé

$R_{p,d}$: valeur de calcul de la résistance (réaction) frontale ultime s'opposant à l'effet de H_d .

En conditions drainées, on a :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{r,h}} \min (V_k \times \tan(\phi_{1,k}) + BC_{1,k} ; V_k \times \tan(\phi_{2,k}) + BC_{2,k}) \quad (5.3)$$

En conditions non drainées, on a :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{r,h}} B C_{u2,k} \quad (5.4)$$

Avec :

V_k : valeur caractéristique de la composante normale à la base de l'ouvrage en sol renforcé de la résultante effective des actions, par mètre longitudinal d'ouvrage

$\phi_{1,k}, C_{1,k}$: valeurs caractéristiques de l'angle de frottement interne et de la cohésion en conditions drainées du sol du massif renforcé

$\phi_{2,k}, C_{2,k}$: valeurs caractéristiques du terrain de fondation

B : largeur de fondation

$C_{u2,k}$: cohésion en conditions non drainées du terrain de fondation

$$\gamma_{r,h} = 1.1$$

c. Résistance au poinçonnement

Pour démontrer que la stabilité d'ouvrage au poinçonnement est assurée, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite (Fig. 5.3) :

$$V_d \leq R_d \quad (5.5)$$

Où,

V_d : valeur de calcul de la composante normale à la base de l'ouvrage en sol renforcé de la résultante des actions prises en compte pour le calcul

R_d : valeur de calcul de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation tel que :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{r,v}} \quad (\gamma_{r,v} = 1.4)$$

R_k : valeur caractéristique de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation

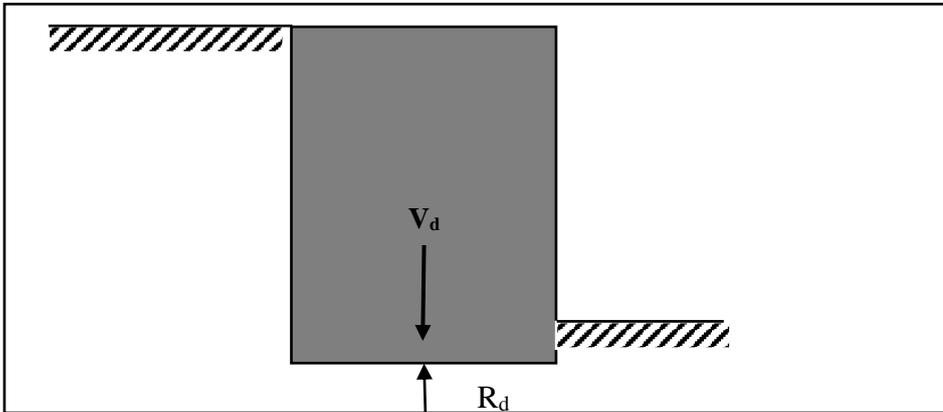


Figure 5.3 : Efforts appliqués sur le massif renforcé pour la stabilité au poinçonnement

5.2.2. Stabilité générale

La stabilité générale du site où il est prévu de construire un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée pendant les phases de construction et une fois l'ouvrage achevé. Le principe du calcul consiste en la vérification de la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les surfaces de rupture potentielles qui englobent entièrement ce dernier. La zone concernée par cette vérification, c'est-à-dire, la justification de la stabilité générale, représente environ trois fois la hauteur de l'ouvrage de part et d'autre du massif renforcé (Fig.5.4).

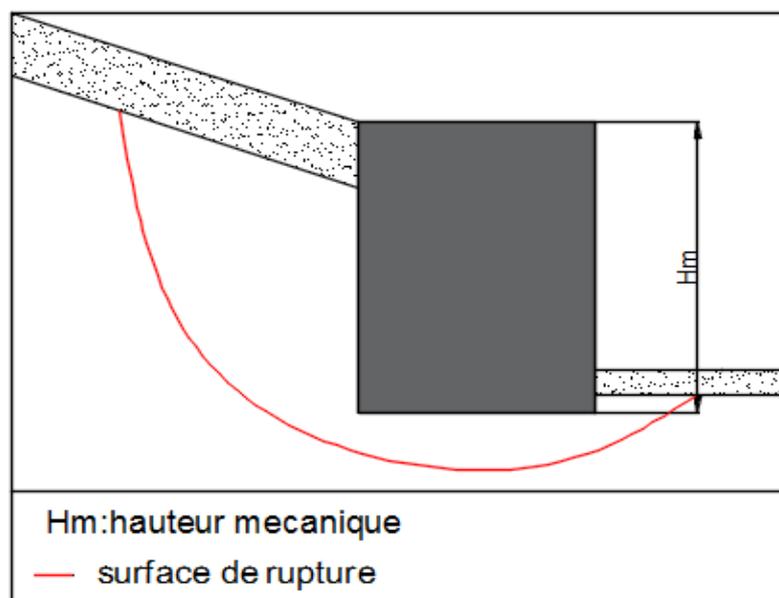


Figure 5.4 : Justification de la stabilité générale

Pour cette vérification, il faut que l'inégalité suivante soit satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges, ainsi que toutes les surfaces de glissement potentiel :

$$T_{dst;d} \leq \frac{R_{st;d}}{\gamma_{R;d}} \quad (5.6)$$

Avec :

$T_{dst;d}$: Valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions agissant sur le massif limité par la surface de glissement étudiée

$R_{st;d}$: Valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement correspondante

$\gamma_{R;d} = 1$: Facteur partiel du modèle dit de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol

Les calculs sont basés sur la méthode des tranches. On utilise ici la méthode de Bishop pour la justification de la stabilité générale (Fig.5.5).

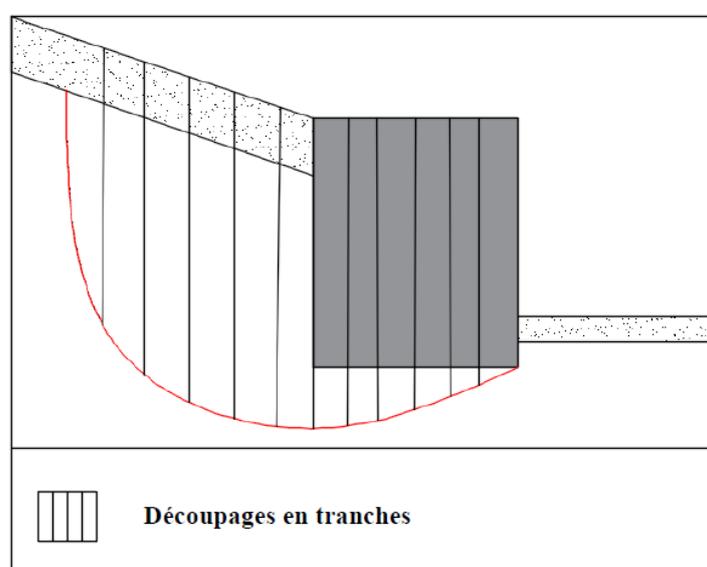


Figure 5.5 : Justification de la stabilité générale (méthode de Bishop)

5.3. Justification des renforcements et du parement

5.3.1. Stabilité interne

La justification de la stabilité interne du massif renforcé consiste en la vérification du choix des géotextiles en type, en nombre, en longueur et en disposition à l'intérieur du massif de sorte à assurer l'équilibre pour toutes les surfaces de rupture (Fig.5.6). Ces dernières sont celles qui coupent un ou plusieurs lits de renforcement ou bien qui empruntent le plan d'un lit de renforcement. Pour chaque lit de renforcement, on doit vérifier :

- La résistance structurelle des renforcements.
- La résistance d'interaction sol-renforcement.
- La résistance des dispositifs de liaison au parement.
- La résistance structurelle du parement au niveau de lit.

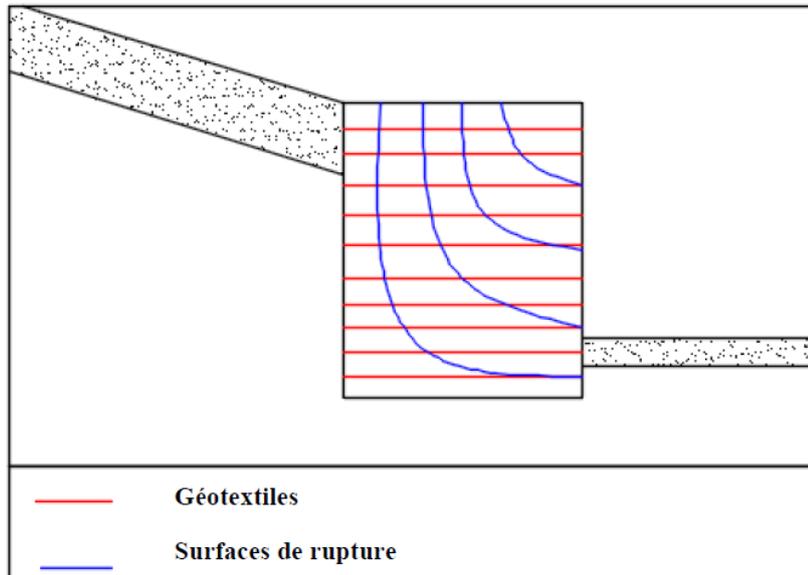


Figure 5.6 : Analyse de la stabilité interne

a. Résistance structurelle d'un lit de renforcements

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

- Au point de traction maximale

$$T_{\max, d} \leq R_{tc, d} \quad (5.7)$$

Où,

$T_{\max, d}$: valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement par mètre de parement

$R_{tc, d}$: valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du lit de renforcement par mètre de parement

- À l'attache au parement

$$T_{\text{par}, d} \leq R_{ta, d} \quad (5.8)$$

Où,

$T_{\text{par}, d}$: valeur de calcul de l'effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au parement (par mètre de parement)

$R_{ta, d}$: valeur de calcul de la résistance ultime de traction du lit de renforcement en ce point d'attache (par mètre de parement)

La valeur de calcul de la résistance ultime de traction doit tenir compte de la diminution de la résistance possible au cours de la durée d'utilisation du projet compte tenu du fait des agressions mécaniques et chimiques.

Pour tenir compte de ces effets, on doit utiliser pour le calcul des résistances ultimes de traction, la relation suivante :

$$R_{t,d} = \rho_{\text{end}} \rho_{\text{flu}} \rho_{\text{deg}} \frac{R_{t,k}}{\gamma_{M,t}} \quad (5.9)$$

Où,

ρ_{end} , ρ_{flu} et ρ_{deg} : coefficients de réduction qui traduisent les diminutions de résistance possibles au point considéré (point de traction maximale ou point d'attache au parement) du fait respectivement

ρ_{end} : agressions mécaniques (endommagement) subies par les renforcements lors de leur mise en place dans l'ouvrage (Tab.5.1).

Tableau 5.1 : Valeurs forfaitaires du coefficient ρ_{end} (NF-P94-270)

Conditions de mise en œuvre	Peu sévères	Moyennement sévères	Sévères	Très sévères
Coefficient ρ_{end}	0.87	0.8	0.67	0.4

ρ_{flu} : phénomènes de fluage qui peuvent affecter la structure du matériau constitutif des renforcements (Tab.5.2).

Tableau 5.2 : Valeurs par défaut de ρ_{flu} (NF-P94-270)

Polymère	PET, PA	PEHD	PP
Valeurs forfaitaires de ρ_{flu}	1/3	1/5	1/6

ρ_{deg} : agressions chimiques (dégradation) dues à l'environnement dans lequel les renforcements se trouvent placés (Tab.5.3)

Tableau 5.3 : Valeurs par défaut du coefficient ρ_{deg} (NF-P94-270)

PH	Classe de durée d'utilisation	PET	PEHD/PP	PA
$4 < PH \leq 8$	1 à 3	0.95	0.9	0.9
	4 ou 5	0.83	0.77	-
$8 < PH \leq 9$	1 à 3	0.9	0.95	0.9
	4 ou 5	0.77	0.77	-

$R_{t,k}$: résistance de traction caractéristique du lit de renforcement par mètre de parement

$\gamma_{M,t}$: Facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement ($\gamma_{M,t} = 1.25$)

b. Résistance d'interaction sol-renforcement

Pour démontrer que la résistance d'interaction sol-lit de renforcement dans un ouvrage en sol renforcé puisse supporter la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une

rupture par défaut d'adhérence, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$T_{\max, d} \leq R_{f, d} \quad (5.10)$$

Où,

$T_{\max, d}$: valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement par mètre de parement

$R_{f, d}$: valeur de calcul de la résistance ultime de l'interaction sol-lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale par mètre de parement

La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction doit être calculée en appliquant l'équation suivante

$$R_{f, d} = \frac{\tau_{\max, k} P_s L_a}{\gamma_{M, f}} \quad (5.11)$$

Avec :

$\tau_{\max, k}$: valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement

P_s : périmètre conventionnel de cette surface par mètre de parement

L_a : longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale

$\gamma_{M, f}$: facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement ($\gamma_{M, f} = 1.35$)

c. Résistance des dispositifs de liaison au parement

Pour démontrer que les dispositifs de liaison des lits de renforcements au parement d'un ouvrage en sol renforcé supporteront la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$\frac{T_{\text{par}, d}}{N} \leq R_{a, d} \quad (5.12)$$

Où,

$T_{\text{par}, d}$: Valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement, au point où le lit de renforcement est attachée au parement

N : nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré

$R_{a, d}$: Valeur de calcul de la résistance ultime de traction d'un point d'attache

d. Résistance structurelle du parement

Pour démontrer que le parement d'un ouvrage en sol renforcé est capable de supporter la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, on doit vérifier qu'au niveau du lit de renforcement considéré l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$\sigma_{\text{par,d}} \leq R_{\text{par,d}} \quad (5.13)$$

Où

$\sigma_{\text{par,d}}$: valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement

$R_{\text{par,d}}$: valeur de calcul de la résistance ultime du parement, définie comme la pression moyenne ultime qu'il peut supporter, avec la même configuration géométrique, pour une répartition semblable de la pression des terres.

5.3.2. Stabilité mixte

On doit vérifier que la stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé, vis-à-vis du risque de rupture par glissement le long de surfaces qui recoupent ou longent au moins un lit de renforcement, est assurée avec une sécurité adéquate tant en cours de construction que pendant toute la durée d'utilisation du projet (Fig. 5.7).

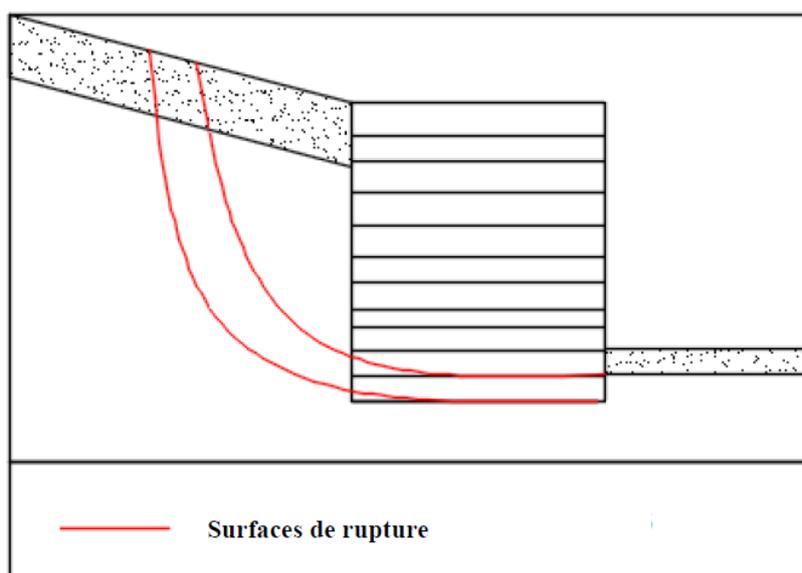


Figure 5.7 : Analyse de la stabilité mixte

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges ainsi que toutes les surfaces de glissement potentiel :

$$T_{\text{det,d}} \leq \frac{R_{\text{st,d}}}{\gamma_{R,d}} \quad (5.14)$$

Où

$T_{\text{des,d}}$: valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le bloc limité par la surface de glissement étudiée

$R_{\text{st,d}}$: valeur de calcul de l'effet stabilisant des actions qui s'opposent au glissement du bloc

$\gamma_{R,d}$: facteur partiel du modèle dit de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol.

5.4. Conclusion

Le présent chapitre est consacré à la vérification de la stabilité d'un ouvrage en massif renforcé. Aussi pour que cette stabilité soit observée, il faut vérifier la stabilité externe, générale, interne et mixte. Toutes ces vérifications seront faites à l'aide de logiciels, à l'exception de la stabilité externe qui sera effectuée manuellement.

Chapitre 6 : Géologie et géotechnique du site

6.1. Introduction

Ce chapitre est consacré aux caractéristiques géologiques et géotechniques du site où sera construit l'ouvrage en remblai renforcé par des géotextiles. Ces caractéristiques vont nous permettre de dimensionner l'ouvrage concerné de sorte à ce qu'il se comporte correctement face aux efforts auxquels il sera soumis pendant sa durée de vie.

6.2. Situation géographique

La zone d'études se trouve à Sidi Abdellah dans la wilaya d'Alger (Fig.6.1).



Figure 6.1 : Situation de la zone d'étude

6.3. Géologie locale

La zone de Sidi Abdellah fait partie du sahel d'Alger, un anticlinal mis en place lors de déformation post-astienne.

Les formations des plus récentes au plus anciennes rencontrées dans notre zone d'étude sont les suivantes :

- Dépôts alluvionnaires.
- Grés et calcaires et sables.
- Gravieres de grés crétacés mélangés à une argile rougeâtre.
- Marnes argileuses jaunâtres.

6.4. Sismicité

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003), la wilaya d'Alger est classée en zone de forte sismicité (zone III). Quant à l'ouvrage étudié, il appartient au groupe d'usage IB.

Les coefficients d'accélération correspondant à chaque zone sismique figurent dans le tableau ci-dessous.

Tableau 6.1 : Coefficient d'accélération A (RPA2003/2003)

Groupe	Zone I	Zone II	Zone III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Pour l'étude du mur renforcé, les données nécessaires sont donc (RPA99/2003) :

- $A = 0,3$
- $k_h = A$ (% g)
- $k_v = 0,3 k_h$

Ici,

k_h et k_v : coefficients d'accélération horizontale et verticale

$k_h = 0,3$

$k_v = 0,09$

6.5. Géotechnique

L'étude des reconnaissances géotechniques a été effectuée à proximité de l'ouvrage à réaliser.

Le programme de reconnaissance in situ a consisté en la réalisation de :

- Vingt (20) essais au pénétromètre dynamique lourd.
- Deux (02) sondages carottés de 12 mètres de profondeur.
- Cinq (05) puits de reconnaissances.

6.5.1. Sondages carottés

Les deux (02) sondages carottés effectués révèlent que sous la couche d'argile marneuse rougeâtre d'environ 8 mètres d'épaisseur, se trouvent des sables grésifiés à gréseux (Fig.6.3). Par contre, au niveau du sondage SC01 (Fig.6.2), on rencontre 6 m de remblais très compacts dus à la présence d'une cavité de nature artificielle (probablement une bache à eau), d'une profondeur de plus 3.5 mètres, datant de la colonisation française. Il est donc important de cerner les limites de cette cavité afin de définir les solutions à adapter.



Figure 6.2 : Sondage carottés SC01



Figure 6.3 : Sondage carotté SC02

Les sondages carottés décèlent les couches suivantes :

Sondage carotté SC01

- 0 à 6.00 m : Remblais très durs.
- 6.00 à 10.00 m : Argile limoneuse ocre à brunâtre.
- 10.00 à 12.00 m : Alternance de sable grésifié et de grès jaunâtre.

Sondage carotté SC02

- 0 à 2.00 m : Remblais.
- 2.00 à 8.00 m : Argile marneuse rougeâtre peu caillouteuse, compacte en profondeur.
- 8.00 à 12.0 m : Sable grésifié plus ou moins consolidé avec présence de débris de coquilles.

6.5.2. Essais au pénétromètre dynamique lourd

Le pénétromètre dynamique noté DPT (Fig.6.4) est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ. Il permet de définir :

- L'homogénéité du site
- La côte du substratum
- Une valeur approchée de la force portante pour prédimensionner les fondations.



Figure 6.4 : Pénétrömètre dynamique lourd

L'essai consiste à faire pénétrer dans le sol un échantillonneur standard sous les coups d'un marteau-pilon d'un poids de 63,5 kg et d'une hauteur de 76 cm. Ce marteau-pilon tombe en chute libre sur l'outil échantillonneur.

La capacité portante des sols aux endroits des points d'essais au pénétromètre dynamique lourd indique que la contrainte admissible à adapter est de l'ordre de 0.16 MPa (1,6 bars) à une profondeur de 1.70 m.

6.5.3. Puits de reconnaissance

Cinq (05) puits de reconnaissances ont été réalisés afin de déterminer l'homogénéité du terrain. Ces puits révèlent que sous la couche de remblais se trouvent des argiles rougeâtres compactes (Fig.6.5).



Figure 6.5 : Cinq puits de reconnaissance

6.6. Essais en laboratoire

Des échantillons intacts ont été prélevés à partir des sondages carottés dans le but d'effectuer des essais physiques, mécaniques et chimiques (Fig.6.2 et Fig.6.3).

Les principaux essais réalisés sont :

Essais physiques

- Granulométrie.
- Limites d'Atterberg.

Essais mécaniques

- Cisaillement direct UU.
- Essais œdométriques.

6.6.1. Essais physiques

Les résultats obtenus pour les essais physiques sont consignés dans les tableaux ci-dessous :

a) Analyse granulométrique

Tableau 6.2 : Résultats de l'analyse granulométrique

Sondages	Profondeur	Granulométrie (%)				
		Cailloux	Gravier	Sable gros	Sable fin	< 80 μ
N°	(m)					
-	-	2.00 - 20	20 - 2	2 - 0.2	0.2 - 0.02	-
SC 1	2.30 - 2.50	0.00	4.00	48.0	48.0	41.80
	4.00 - 4.40	7.00	21.0	42.0	30.0	24.10
SC 2	5.50 - 5.80	5.00	23.0	19.0	53.0	51.20
Maximum		7.00	23.0	48.0	53.0	51.20
Minimum		0.00	4.00	19.0	30.0	24.10

L'analyse granulométrique réalisée sur ces échantillons permet de distinguer le sol du point de vue caractéristique géotechnique (Annexe 1). Il s'agit principalement :

- D'une formation de sable fin à sable grossier.
- D'une formation d'alluvions grossiers noyés dans une matrice de type argilo-sableux.

b) Limites d'Atterberg

Tableau 6.3 : Résultats d'essais concernant les limites d'Atterberg

Sondages	Profondeur	Limites d'Atterberg		
		W _L	W _P	I _p
N°	(m)			
-	-	(%)	(%)	(%)
SC 1	2.30 - 2.50	32.84	13.88	18.96
	4.00 - 4.40	31.13	14.25	16.88
SC 2	5.50 - 5.80	48.28	21.26	27.02
Maximum		48.28	21.26	27.02
Minimum		31.13	13.88	16.88

Les résultats obtenus pour les limites d'Atterberg permettent de classer ces matériaux dans la catégorie de matériaux faiblement plastiques (Annexe 2).

6.6.2. Essais mécaniques

a) Essais de cisaillement rectiligne (UU)

Les trois (03) essais de cisaillement, non consolidés, non drainés de type UU, qui ont été effectués sur les échantillons des sondages 1 et 2, révèlent un matériau possédant les caractéristiques suivantes (Annexe 3) :

- Une cohésion (C_{uu}) variant de 0,37 à 0,66 bars.
- Un angle de frottement (ϕ_{uu}) qui varie de 15.19° à 21.63° (Tab.6.4).

Tableau 6.4 : Résultats d'essais de cisaillement rectiligne (UU)

Sondages	Profondeur (m)	Cisaillement UU	
		C_{uu} (Bars)	ϕ_{uu} (Degrés)
	-		
SC 1	2.30 - 2.50	0.66	15.19
	4.00 - 4.40	0.64	21.45
SC2	5.50 - 5.80	0.37	21.63

Remarque

Pour les essais de cisaillement drainés, nous n'avons aucun résultat (essais non réalisés). Pour cette raison, nous allons prendre en considération les valeurs disponibles, c'est-à-dire, celles obtenues pour les essais non drainés, puis utiliser une corrélation empirique entre les caractéristiques du sol pour estimer les données manquantes. Il s'agit de la corrélation entre l'angle de frottement ϕ' , l'indice de plasticité I_P et la teneur en eau ω_L .

La corrélation que nous avons utilisée a été établie pour les sols argileux à petite, moyenne et haute plasticité. Elle très utile pour procéder à des estimations préliminaires ou pour vérifier des résultats d'essai de laboratoire. Elle s'exprime à partir des relations suivantes :

$$\sin \phi' = 0.656 - 0.409 (I_P/\omega_L) \quad (6.1)$$

$$r = 0,538 \quad (6.2)$$

Où,

I_P : indice de plasticité

ω_L : teneur en eau

r = coefficient de corrélation

Soit :

$$\phi' = 25,3^\circ$$

$$C' = 20 \text{ kN/m}^2$$

b. Essais œdométriques

Les trois (03) essais œdométriques réalisés indiquent que nous sommes en présence d'un sol sur-consolidé (Annexe 3).

Les valeurs de l'indice de compressibilité C_c et le coefficient de gonflement C_g (Tab.6.5) permettent d'attribuer le caractère peu compressible et peu gonflant à cette unité.

Tableau 6.5 : Résultats d'essais œdométriques

Sondages	Profondeur	œdomètre		
N°	(m)	Pc	Cc	Cg
	-	(Bars)	(%)	(%)
SC 1	2.30 - 2.50	2.60	15.29	0.43
	4.00 - 4.40	1.41	12.10	0.50
SC 2	5.50 - 5.80	2.69	20.70	1.22

6.7. Conclusion

D'un point de vue géologique, les terrains où sera implanté l'ouvrage, sont des argiles rougeâtres. Ces dernières reposent sur des sables grésifiés ($\gamma_h = 20,2 \text{ kN/m}^3$). En ce qui concerne la cohésion et l'angle de frottement, comme nous ne disposons pas de valeurs correspondant aux essais de cisaillement drainés (essais non réalisés par le laboratoire), nous avons utilisé une corrélation entre les caractéristiques du sol pour estimer les valeurs dont on a besoin pour le dimensionnement du mur et la vérification de la stabilité.

Chapitre 7 : Dimensionnement et justification de la stabilité de l'ouvrage

7.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au dimensionnement et à la justification de la stabilité du mur. Ce dernier a une hauteur de 6.5 mètres. Il supporte une seule couche de terre. Celle-ci possède les caractéristiques suivantes :

- $\gamma_h = 20,2 \text{ kN/m}^3$
- $C' = 20 \text{ kN/m}^2$
- $\phi' = 25,3^\circ$

Quant au remblai sélectionné, ses caractéristiques sont :

- $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$
- $C' = 0$
- $\phi' = 36^\circ$

La figure suivante représente les principales caractéristiques du sol et du remblai constituant l'ouvrage (Fig.7.1).

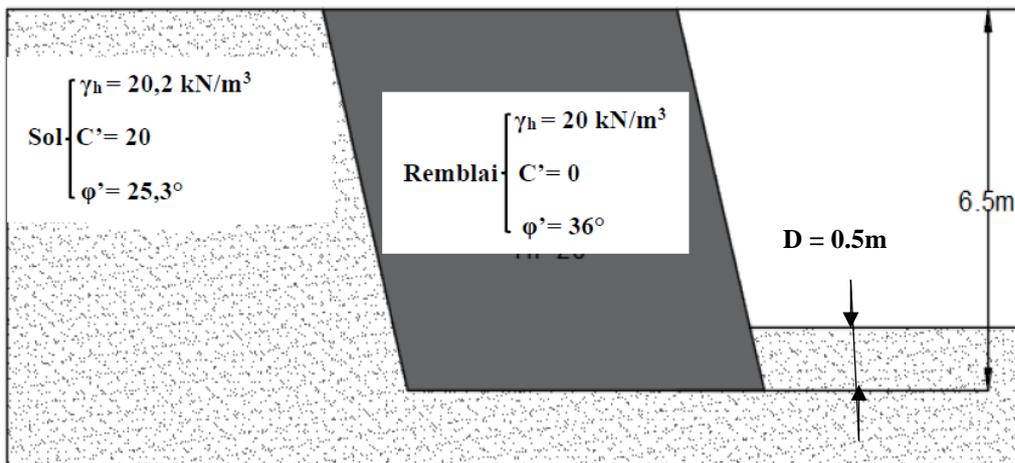


Figure 7.1 : Caractéristiques du sol et du remblai de l'ouvrage

7.2. Prédimensionnement du massif

L'ouvrage est constitué de 2 massifs supportant la zone de glissement. Le massif 01 a une longueur de 65 mètres et le massif 02 une longueur de 10 mètres (Fig.7.2).

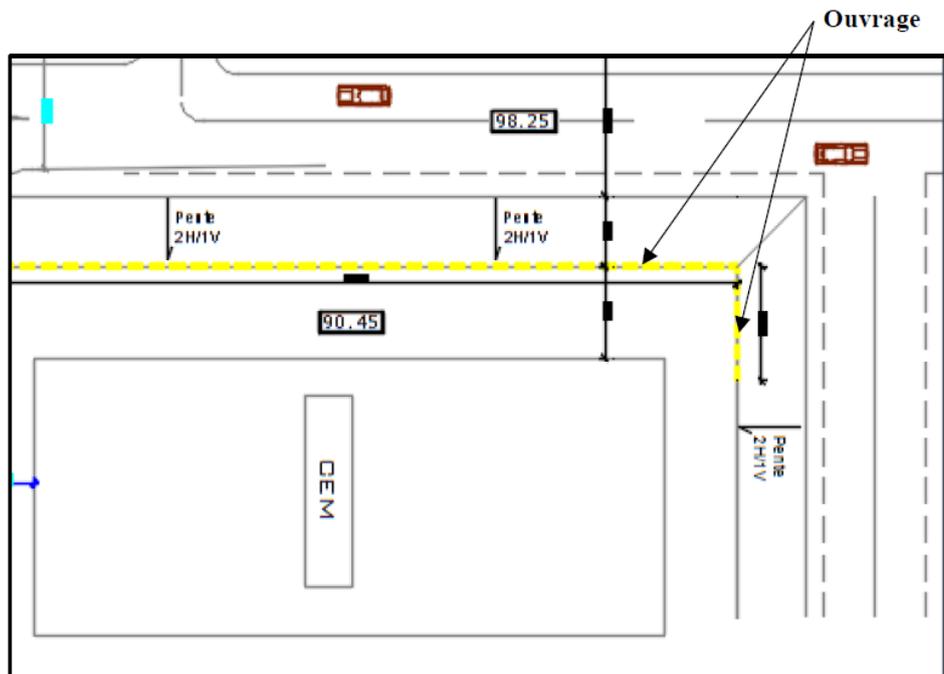


Figure 7.2 : Vue en plan d'ouvrage

Selon la norme NF-P94-270, la largeur de massif est donnée par les expressions suivantes :

$$0.6 H_m \leq B \leq 1.00 H_m$$

$$3.9 \leq B \leq 6.5$$

Où,

H_m : hauteur mécanique de l'ouvrage

B : largeur du massif (Fig. 5.2)

Pour la surcharge routière (Fig.7.3), elle est prise égale à 20 kN/m^2 .

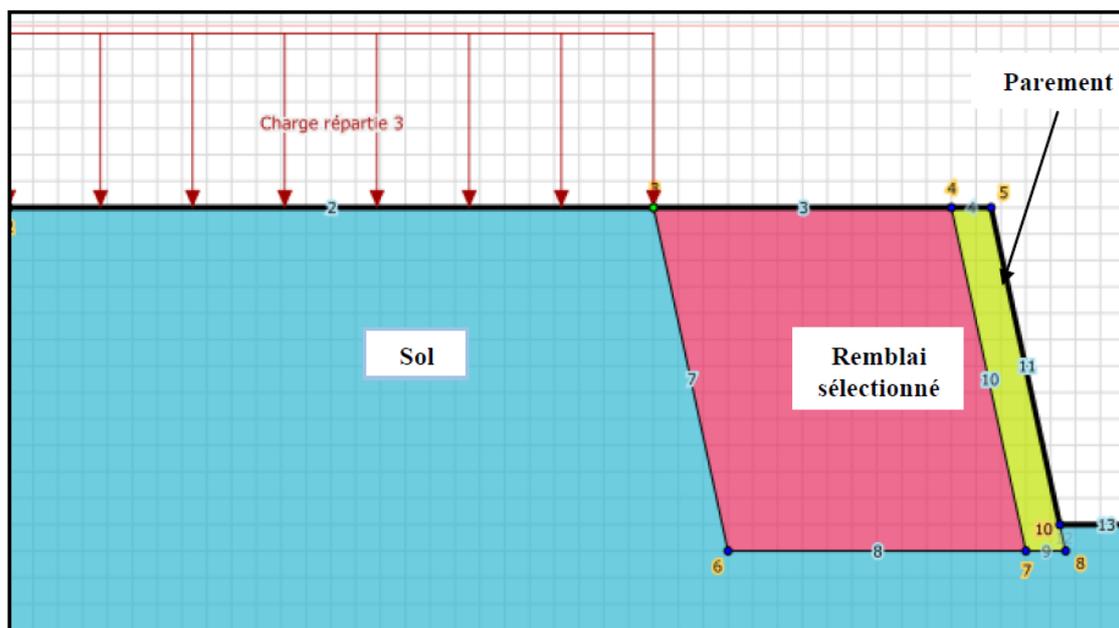


Figure 7.3 : Coupe transversale de l'ouvrage

7.3. Stabilité externe à l'état limite ultime

7.3.1. Calcul de la poussée à l'état limite ultime

a. Composante horizontale

Pour le calcul de la poussée F_u , on a trois valeurs (Fig.7.4) :

- Poussée des terres (sol) F_s
- Poussée due aux charges routières F_q
- Poussée de l'eau F_w

Tel que :

$$F_s = \frac{1}{2} \times z^2 \times \gamma' \times K_a - 2 \times C' \times \sqrt{K_a} \times Hm$$

$$F_q = q \times H \times K_a$$

$$F_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H^2$$

Où,

γ' : poids volumique déjaugé

γ_w : poids volumique de l'eau

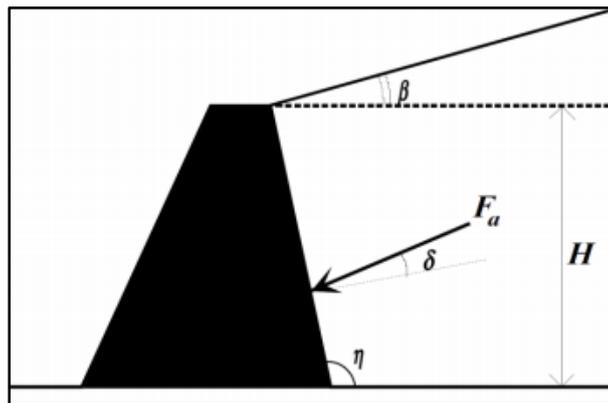


Figure 7.4 : Poussée sur un mur selon Coulomb

$$K_a : \text{coefficient de poussée} = \frac{\sin(n-\varphi)^2}{\sin n^2 \sin(n+\delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta) \sin(\varphi-\beta)}{\sin(n+\delta) \sin(n-\beta)}} \right]^{-2} \quad (7.1)$$

$$K_a = 0.2669$$

La figure ci-dessous indique la position de la nappe phréatique (Fig.7.5).

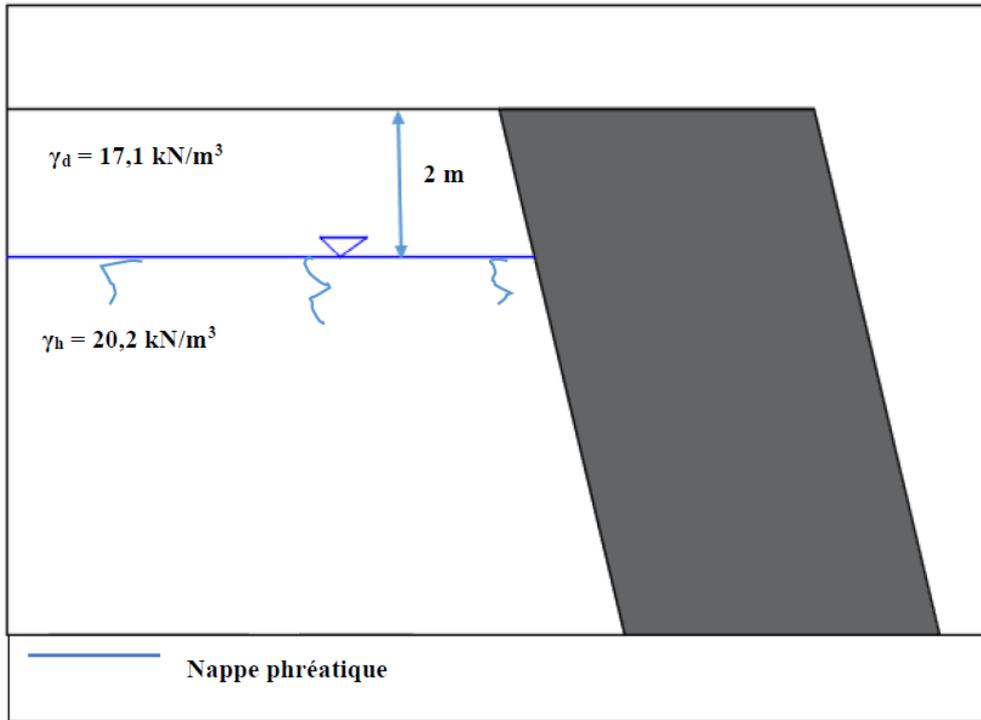


Figure 7.5 : Position de la nappe phréatique

En remplaçant chaque terme par sa valeur, on obtient :

$$F_S = - 56,55 \text{ kN}$$

$$F_q = 20 \times 6.5 \times 0,2669 = 34.697 \text{ kN}$$

$$F_W = \frac{1}{2} \times 10 \times 4.5^2 = 101.25 \text{ kN}$$

À l'état limite ultime, la poussée est :

$$F_u = 1,35 F_S + 1,5 F_q + 1,35 F_W = -1,35 \times 56.55 + 1,5 \times 34.697 + 1,35 \times 101.25$$

$$F_u = 112,38 \text{ kN} = H_{du} = \text{composante horizontale}$$

b. Composante verticale V_{du}

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$V_{du} = \gamma_h \times H \times B = 20 \times 6.5 \times B = 130 B \text{ kN}$$

Où,

H : hauteur du mur

B : largeur du mur

Selon la norme NF P 94-270, spécifique aux ouvrages de soutènement, lorsque l'action des charges permanentes du remblai est favorable, le coefficient de pondération à l'état limite ultime est pris égal à 1 (Tab.7.1).

Tableau 7.1 : Coefficients de pondération (NF P94-270)

Action		Symbole	Remblais renforcés
Permanente	Défavorable	δ_{Gsup}	1,35
	Favorable	δ_{Ginf}	1,0
Variable	Défavorable	δ_{Qsup}	1,5
	Favorable	δ_{Qsup}	0

La composante verticale à l'état limite ultime est donc :

$$V_{du} = 130 \text{ B kN}$$

7.3.2. Détermination de la largeur B

Pour la détermination de la largeur B du mur à l'état limite ultime, on doit procéder aux vérifications suivantes :

- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de la stabilité au glissement
- Vérification de la stabilité au poinçonnement

- Vérification au renversement

Comme nous l'avons mentionné au chapitre 5, la stabilité au renversement est assurée si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Le moment stabilisant et le moment renversant sont :

$$M_{SU} = V_{du} \times d$$

$$M_{RU} = H_{du} \times d'$$

Où,

d et d' : bras de levier

Soit :

$$M_{SU} = 130 \text{ B} \times 3 = 390 \text{ B kNm}$$

$$M_{RU} = 112,38 \times 3,25 = 365,235 \text{ kNm}$$

Ce qui donne :

$$\frac{390 \text{ B}}{365,235} \geq 1.5$$

La sécurité au renversement est assurée si :

$$B \geq 1.4 \text{ m}$$

- Vérification au glissement

On a :

$$H_{du} = 112,38 \text{ kN}$$

La résistance ultime au glissement R_d sur le terrain de fondation du bloc de sol renforcé est donnée par la relation (5.3). Soit :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{r,h}} \min (V_k \times \tan(\phi_{1,k}) + BC_{1,k} ; V_k \times \tan(\phi_{2,k}) + BC_{2,k}) \quad (7.2)$$

Avec,

$$V_k = V_{du} = 130 \text{ B kN}$$

$$\phi_{1,k} = 36^\circ$$

$$C_{1,k} = 0$$

$$\phi_{2,k} = 25,3^\circ$$

$$C_{2,k} = 20 \text{ kN/m}^2$$

Soit numériquement :

$$R_d = \frac{1}{1,1} \times \min [130 \text{ B} \tan (36) + 6 \times 0; 130 \text{ B} \times \tan (25,3) + \text{B} \times 20] = 74,05 \text{ B}$$

$$R_d = 74,05 \text{ B}$$

On doit avoir,

$$H_{du} = 112,38 \text{ kN} \leq R_d = 74,05 \text{ B kN}$$

La stabilité au glissement n'est donc assurée que si :

$$B \geq 1,5 \text{ m}$$

- Vérification au poinçonnement

Pour cette vérification, nous avons besoin de connaître l'excentricité et la portance du terrain de fondation de l'ouvrage.

Pour démontrer que la capacité du terrain de fondation d'un ouvrage en remblai renforcé est suffisante, nous devons vérifier que l'inégalité suivante est satisfaisante :

$$V_d \leq R_d$$

Où,

V_d : valeur de calcul de la composante normale à la base de l'ouvrage en remblai renforcé de la résultante des actions prises en compte dans le calcul.

R_d : valeur de calcul de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation.

Remarques

a) Pour cette vérification, selon la norme NF P-270, il faut déterminer d'une part, les actions, c'est-à-dire, le poids de l'ouvrage, les efforts de poussée, ..., et d'autre part, la largeur réduite B' de la base du volume du remblai renforcé en tenant compte des hypothèses suivantes :

- le volume du remblai renforcé est considéré comme un bloc monolithe,
- la largeur B de la base de l'ouvrage correspond à la largeur à ce niveau,
- le terrain ne réagit pas aux efforts de traction.

b) La largeur réduite est la largeur à la base du volume du remblai renforcé sur laquelle on suppose que la répartition de la compression du terrain de fondation est uniforme. Pour les ouvrages en remblai renforcé, on détermine B' à partir de l'expression suivante :

$$B' = B - 2e_d \quad (7.3)$$

Où,

B' : largeur réduite

e_d : excentricité de la résultante des forces par rapport au milieu de B

1) L'excentricité est évaluée à partir de la relation :

$$e_d = \frac{M_R}{V_d}$$

Où,

M_R : moment renversant = 365,235 kNm

V_d : composante verticale de l'effort = 1,35 x 130 B kN = 175,5 B kN

$V_d = 175,5 B$ kN

Ce qui donne :

$$e_d = \frac{M_R}{V_d} = \frac{365,235}{175,5B} = 2,08 \times 1/B$$

$$e_d = \frac{2,08}{B} \rightarrow B' = B - 2 e_d$$

Selon la norme NF P 94-270, pour la vérification de la stabilité au poinçonnement, il faut considérer le cas défavorable des charges permanentes. Pour cette raison, le coefficient de pondération à l'état limite ultime est pris égal à 1,35 (Tab.7.1).

2) Portance du terrain*

En conditions drainées, le calcul de la portance à partir des propriétés de cisaillement du sol, est donné par les expressions suivantes (NF-P94-261) :

$$q_{net} = C' N_c b_c S_{c i_c} + q'_0 N_q b_q S_{q i_q} + q N_q b_q S_{q i_q} + 0.5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma S_\gamma i_\gamma - q'_0 \quad (7.4)$$

$$R_v = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} \quad (7.5)$$

$$R_k = \frac{B' \times q_{net}}{\gamma_{R,d,v}} \quad (7.6)$$

Où,

C' : valeur de la cohésion non drainée du sol d'assise de la fondation

$$C' = 20 \text{ KN/m}^2$$

N_c , N_q et N_γ : facteurs de capacité portance (Tab.7.2)

γ' : poids volumique effectif du sol sous la base de la fondation. Il correspond au poids volumique humide si la nappe est située à une profondeur supérieure à $1,5 B$ sous la base de la fondation, au poids volumique déjaugé si la nappe est présente immédiatement sous la base de la fondation, et à une valeur comprise entre le poids volumique humide et le poids volumique déjaugé pour tous les autres cas.

$$\gamma' = 10,2$$

q'_0 : contrainte effective à la base de la fondation après les travaux en faisant abstraction de celle-ci.

$$q'_0 = D \times \gamma_h = 0,5 \times 20,2 = 10,10 \text{ kN/m}^2$$

b_c , b_q et b_γ : coefficients de base inclinée (Tab.7.2)

S_c , S_q et S_γ : coefficients de forme (Tab.7.2)

i_c , i_q et i_γ : coefficients d'inclinaison de la charge (Tab.7.2)

$\gamma_{R,d,v}$: Facteur partiel de sécurité pour la résistance ultime (portance) du terrain de fondation

$$\gamma_{R,d,v} = 2$$

Pour la vérification de la stabilité au poinçonnement, nous avons testé plusieurs valeurs ($B = 4 \text{ m}$, $B = 5 \text{ m}$). Pour ces valeurs, la stabilité au poinçonnement n'est pas vérifiée. Les détails concernant ces calculs figurent à l'annexe 4.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les calculs pour une largeur $B = 6$ mètres. Pour cette valeur, on a :

$$e_d = \frac{2,08}{B} = \frac{2,08}{6} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_d = \mathbf{0,35 \text{ m}}$$

$$B' = B - 2 e_d = 6 - 2 \times 0,35 = 5,3 \text{ m}$$

$$B' = \mathbf{5,3 \text{ m}}$$

Dans le tableau suivant sont mentionnés les facteurs de portance, le coefficient de base et le coefficient de forme de la base de fondation (Tab.7.2).

Tableau 7.2 : Facteurs de portance, coefficient de base et de forme de la fondation

Facteur/coefficient	Terme de surcharge	Terme de cohésion	Terme de surface
Portance	$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)^2$ $N_q = 11,00$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$ $N_c = 21,15$	$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi'$ $N_\gamma = 9,45$
Forme	$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi' = 2,28$ $S_q = 1$	$S_c = \frac{S_q N_q - 1}{N_q - 1}$ $S_c = 1$	$S_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$ $S_\gamma = 1$
Inclinaison de la base	$b_q = (1 - \alpha \tan(\varphi'))^2$	$b_c = \frac{b_q(1 - b_q)}{N_c \tan \varphi'}$	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan(\varphi'))^2$
Inclinaison de la charge	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' / \tan \varphi'} \right]$	$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \tan \varphi'}$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' / \tan \varphi'} \right]$

Ici,

V : composante verticale de la charge

H : composante horizontale de la charge.

En remplaçant N_q , N_c et S_γ par leurs valeurs respectives dans les relations (7.4), (7.5) et (7.6), on obtient :

$$q_{net} = 572,6 \text{ kN}$$

$$R_q = 1517,39 \text{ kN}$$

$$R_v = \frac{B' \times q_{net}}{\gamma_{R,d,v} \times \gamma_R} = \frac{5,3 \times 572,6}{2 \times 1,4} = 1083,85 \text{ kN}$$

$$R_v = 1083,85 \text{ kN}$$

Ce qui donne :

$$V_d = 175,5 \text{ B kN} = 175,5 \times 6 = 1053 \text{ kN}$$

Aussi, pour B = 6 mètres, on a :

$$V_d = 1053 \text{ kN} < 1083,85 \text{ kN} \rightarrow \text{Vérfiée}$$

Par conséquent, la stabilité externe aux états limites ultimes est assurée pour une largeur du massif B égale à 6 mètres. Il reste donc à vérifier si pour cette largeur la stabilité aux états limites de service est satisfaite.

(*) Remarque

Selon la norme NF P94-270, pour la vérification aux états limite géotechniques de stabilité externe des ouvrages en remblai renforcé, il faut appliquer à la portance et à la résistance ultime au glissement du bloc renforcé sur sa base, les facteurs partiels γ_R mentionnés dans le tableau ci-dessous (Tab.7.3) :

Tableau 7.3 : Facteurs partiels pour la vérification de la stabilité externe

Résistance	Symbole	Remblais renforcés
Portance	$\gamma_{R,v}$	1,4
Résistance au glissement	$\gamma_{R,h}$	1,1

7.4. Stabilité externe à l'état limite de service

7.4.1. Calcul de la poussée à l'état limite de service

Comme pour les états limites ultimes, la poussée à l'état limite de service est égale à :

- Poussée des terres (sol) F_S
- Poussée due aux charges routières F_q
- Poussée de l'eau F_w

Soit :

$$F_{ser} = F_S + F_q + F_w$$

$$F_{ser} = -56.55 + 34.697 + 101.25 = 79,39 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \mathbf{79,39 \text{ kN}}$$

a. Composante verticale de la poussée V_{dser}

$$V_{dser} = \gamma \times B \times H = 20 \times 6 \times 6,5 = 780 \text{ kN}$$

$$V_{dser} = 780 \text{ kN}$$

b. Vérification vis-à-vis du renversement

$$M_S = V_{dser} \times B/2 = 780 \times 6/2 = 2340 \text{ kNm}$$

$$M_S = 2340 \text{ kNm}$$

$$M_R = F_{ser} \times Hm/2 = 79,39 \times 6,5/2 = 258,02 \text{ kNm}$$

$$M_R = 258,02 \text{ kNm}$$

Ceci nous donne donc :

$$\frac{M_S}{M_R} = 2340/258,02 = 9,06$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 9,06 > 1,5 \rightarrow \text{La stabilité au renversement aux ELS est vérifiée.}$$

c. Vérification vis-à-vis du glissement

On a :

$$F_{ser} = 79,39 \text{ kN}$$

$$R_d = 74,05 B = 74,05 \times 6 = 444,3 \text{ kN}$$

$F_{ser} < R_d \rightarrow$ La stabilité au glissement aux ELS est assurée.

d. Vérification vis-à-vis du poinçonnement

$$e_d = \frac{M_R}{V_d} = \frac{258,02}{1053} = 0,245$$

$$B' = B - 2e_d = 6 - 2 \times 0,245 = 5,5 \text{ m}$$

$$B' = 5,5 \text{ m}$$

$$q_{\text{net}} = 572,6 \text{ kN}$$

$$R_v = \frac{B' \times q_{\text{net}}}{\gamma_{R,d,v} \times \gamma_{R,v}} = \frac{5,5 \times 572,6}{1,4 \times 2} = 1124,75 \text{ kN}$$

$$R_v = 1124,75 \text{ kN}$$

On a donc :

$$V_{\text{dser}} = 780 \text{ kN} < R_v = 1124,75 \text{ kN}$$

$V_{\text{dser}} < R_v \rightarrow$ La stabilité au poinçonnement est vérifiée à l'état limite de service.

7.5. Stabilité interne à l'état limite ultime

7.5.1. Généralités

La justification de la stabilité interne d'une section d'un ouvrage en remblai renforcé consiste en la connaissance de la géométrie de l'ouvrage, des actions qui lui sont appliquées et des fonctions qu'il remplit. Cela se traduit donc par l'évaluation, pour chaque lit de renforcement, de la valeur de calcul de l'effort de traction $T_{\text{max},d}$ sur la ligne des tractions maximales ainsi qu'au point d'attache au parement $T_{\text{par},d}$ (Fig.7.6), et de la valeur de calcul de la résistance ultime de traction du lit de renforcement $R_{t,d}$.

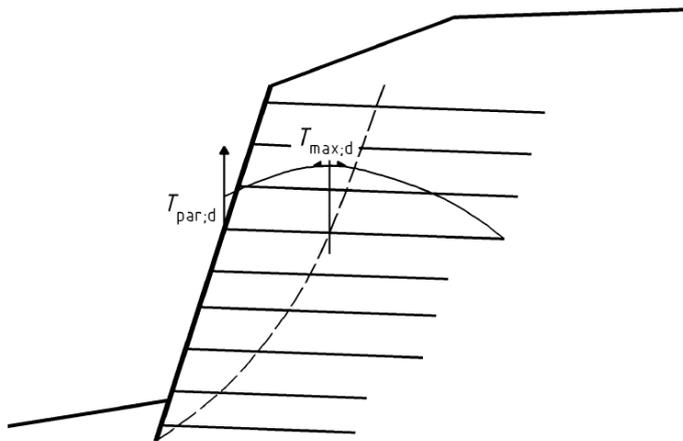


Figure 7.6 : Ligne de la traction maximale

Dans le cas de murs inclinés, la hauteur mécanique de hauteur H_m , la forme conventionnelle de la ligne des tractions maximales et sa distance au parement sont définies par la figure qui suit (Fig.7.7).

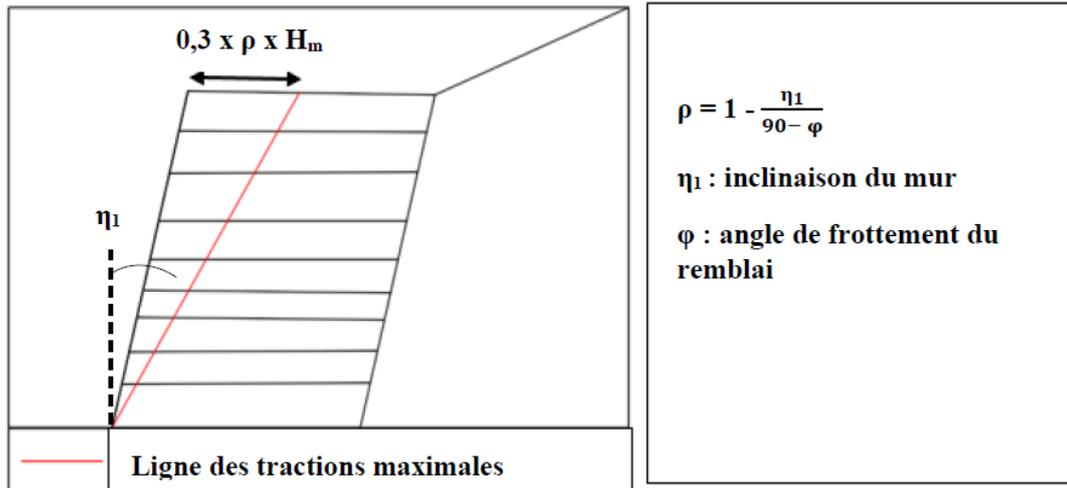


Figure 7.7 : Forme conventionnelle de la ligne de la traction maximale (NF-p94-270)

Pour l'ouvrage étudié, on a :

$$\eta_1 = 14^\circ$$

$$\varphi = 36^\circ$$

Ce qui donne :

$$\rho = 1 - \frac{\eta_1}{90 - \varphi} = 1 - \frac{14}{90 - 36} = 0,74$$

$$\rho = 0,74$$

$$0,3 \times \rho \times H_m = 0,3 \times 0,74 \times 6,5 = 1,443 \text{ m}$$

7.5.2. Résistance ultime d'un lit de renforcement

Nous avons vu plus haut, pour qu'un lit de renforcement puisse supporter l'effort de traction de calcul avec une sécurité suffisante face à une rupture ou à un allongement excessif, il faut que les inégalités suivantes soient vérifiées :

- 1) Au point de traction maximale

$$T_{\max,d} \leq R_{tc,d}$$

Où,

$T_{\max,d}$: effort de traction maximal du lit de renforcement par mètre de parement.

$R_{tc,d}$: résistance ultime de traction dans la section courante du lit de renforcement par mètre de parement

- 2) À l'attache du parement

$$T_{\text{par},d} \leq R_{ta,d}$$

Où,

$T_{\text{par},d}$: effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au parement par mètre de parement.

$T_{ta,d}$: résistance ultime de traction du lit de renforcement en ce point d'attache par mètre de parement

a. Résistance ultime de traction d'un lit de renforcement $R_{t,d}$

Elle est donnée par la relation suivante :

$$R_{t,d} = \rho_{end} \rho_{flu} \rho_{deg} \frac{R_{t,k}}{\gamma_{M,t}} \quad (7.7)$$

Où,

$R_{t,d}$: résistance ultime de traction au point considéré ($R_{t,c,d}$ ou $R_{t,a,d}$) par mètre de parement.

ρ_{end} , ρ_{flu} , ρ_{deg} : coefficients de réduction traduisant les diminutions de résistance possibles au point de traction maximale ou au point d'attache au parement dues respectivement à :

- des endommagements des renforcements au moment de leur mise en place dans l'ouvrage (ρ_{end}),
- des phénomènes de fluage qui peuvent altérer les renforcements (ρ_{flu}),
- des dégradations dues aux agressions chimiques de l'environnement où sont placés les renforcements (ρ_{deg}).

$R_{t,k}$: résistance de traction caractéristique du lit de renforcement ($R_{t,c,k}$ ou $R_{t,a,k}$) par mètre de parement.

$\gamma_{M,t}$: facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement.

Pour l'ouvrage étudié, les valeurs de ces coefficients sont (NF P94-270) :

$$\rho_{end} = 0,67$$

$$\rho_{flu} = 1/3$$

$$\rho_{deg} = 0,83$$

$$\gamma_{M,t} = 1,25$$

$$R_{t,c,k} = 150 \text{ kN}$$

Ce qui donne :

$$R_{t,c,d} = \rho_{end} \rho_{flu} \rho_{deg} \frac{R_{t,k}}{\gamma_{M,t}} = 0,67 \times 1/3 \times 0,83 \times 150 \times 1/1,25 = 22,24 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 22,24 \text{ kN}$$

b. Calcul de l'espacement vertical selon la résistance structurale d'un lit de renforcement

Pour calculer l'espacement vertical, il faut d'abord l'effort de traction maximal du lit de renforcement ($T_{max,d}$). Ce dernier est donné par l'expression :

$$T_{max,d} = \sigma_{h,d} \times S_v$$

Avec (NF-P94-270),

$$S_v = \frac{R_{t,d}}{\sigma_{h,d}}$$

S_v : l'espacement vertical entre les lits de renforcement

$$\sigma_{h,d} = K \times \sigma_{v,d}$$

$\sigma_{v,d}$: contrainte verticale totale de calcul dans le remblai au niveau du lit considéré

$$\sigma_{v,d} = \frac{R_{v,d}(z)}{L(z) - 2e}$$

K : coefficient de proportionnalité déterminé empiriquement à partir des résultats expérimentaux

$$K = \Omega_1 \times K_a \left[1,6 \times \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] \text{ si } z \leq z_0$$

$$K = \Omega_1 \times K_a \text{ si } z = z_0$$

$R_{v,d}(z)$: Composante verticale de la résultante des efforts par mètre de parement

$L(z)$: Largeur du massif à la profondeur z

$$L(z) = 6 \text{ mètres}$$

e : excentricité de la résultante des charges

$$e = \frac{M_d(z)}{R_d(z)}$$

z_0 : Profondeur prise égale à 6 mètres

K_a : coefficient de poussée active du remblai du massif

$$K_a = \tan \left(45 - \frac{36}{2} \right)^2 = 0,259$$

$$K_a = 0,259$$

Ω_1 : coefficient (≥ 1.0) lié au type de renforcement

$$\Omega_1 = 1,25$$

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de S_v selon la résistance d'un lit de renforcement (Tab.7.4).

Tableau 7.4 : Valeurs de S_v selon la résistance structurelle d'un lit de renforcement

Z	$R_{t,d}$	K	$R_{v,d}(z)$	e	L(z)	$\sigma_{v,d}(z)$	$\sigma_{h,d}(z)$	$S_{v \leq}$
1	22.4	0,48	162	-0,05	6	27,10	13,16	1,68
2	22.4	0,45	324	-0,08	6	54,16	24,55	0,90
3	22.4	0,42	486	-0,08	6	81,16	34,15	0,65
4	22.4	0,38	648	-0,02	6	108,05	41,97	0,52
5	22.4	0,35	810	0,08	6	134,83	48,01	0,46
6	22.4	0,32	972	0,24	6	161,50	52,28	0,42

c. Calcul de l'espacement vertical selon la résistance des dispositifs de liaison au parement

Pour le calcul de l'espacement vertical S_v selon la résistance des dispositifs de liaison au parement, il faut d'abord évaluer la valeur de calcul de l'effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au parement $T_{par,d}$. Celui-ci est donné par la relation :

$$T_{par,d} = K \times \alpha \times \sigma_{v,d}(z) \times S_v \quad (7.7)$$

Où,

α : coefficient qui dépend de la flexibilité du système de parement

$\alpha = 1,00$ pour les systèmes de parement rigides

Etant donné que le parement de l'ouvrage étudié est rigide, on a donc :

$$T_{\text{par,d}} = T_{\text{max,d}}$$

Par conséquent, nous obtenons les mêmes valeurs de S_v . Les valeurs choisies sont (Tab.7.5)

- Pour les deux premiers mètres de haut en bas du mur : $S_v = 0,75$ m
- Pour les deux mètres suivants : $S_v = 0,5$ m
- Pour les derniers deux mètres : $S_v = 0,25$ m

Tableau 7.5 : Valeurs de S_v

1 m	$S_v = 0.75$ m
2 m	$S_v = 0.75$ m
3 m	$S_v = 0.50$ m
4 m	$S_v = 0.50$ m
5 m	$S_v = 0.25$ m
6 m	$S_v = 0.25$ m

La disposition des renforcements est schématisée par la figure ci-dessous (Fig.7.8) :

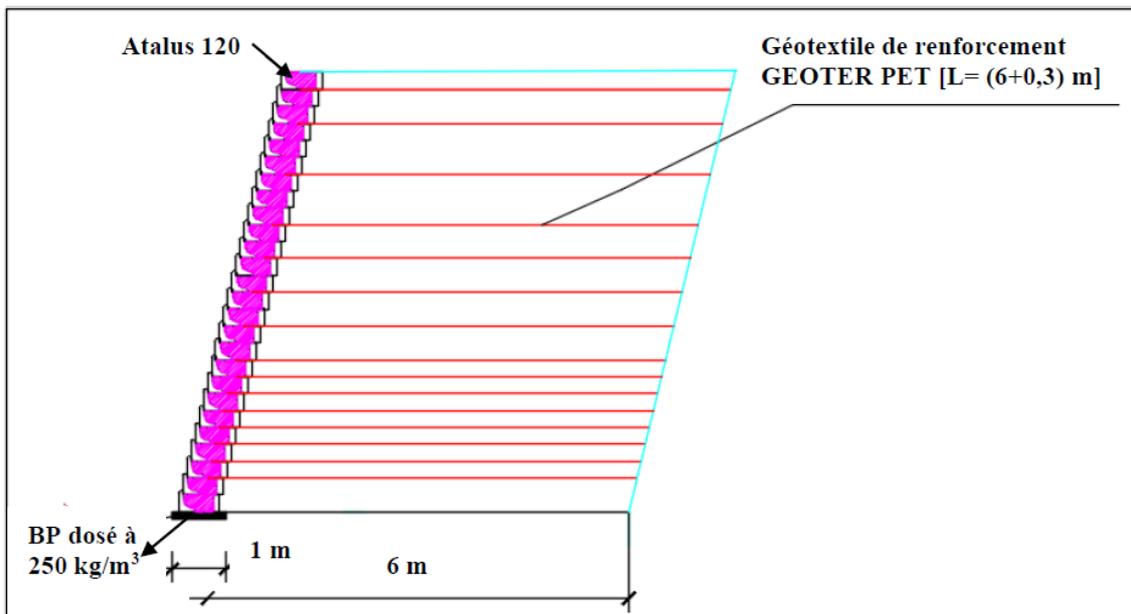


Figure 7.8 : Disposition des renforcements

7.5.3. Résistance d'interaction sol - lit de renforcement

Il s'agit de démontrer que la résistance d'interaction sol-lit de renforcement dans un ouvrage en remblai renforcé peut supporter la charge de calcul avec une sécurité satisfaisante vis-à-vis d'une rupture par défaut d'adhérence. Pour cette démonstration, il faut vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour toutes les charges et combinaisons de charges :

$$T_{\text{max,d}} \leq R_{f,d}$$

Où,

$T_{\max,d}$: effort de traction maximal du lit de renforcement par metre de parement

$$T_{\max,d} = \sigma_{h,d}(Z) \times S_V$$

$R_{f,d}$: resistance ultime de l'interaction sol-lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale

$$R_{f,d} = \frac{\tau_{\max} \times P_s \times L_s}{\gamma_{M,f}}$$

τ_{\max} : valeur caracteristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement

$$\tau_{\max} = \sigma_V \times C_{g\varphi} \times \tan\varphi$$

P_s : périmètre conventionnel de cette surface par mètre de parement

$$P_s = 2 \times N \times b$$

b : largeur du géotextile

N : nombre de géotextile

σ_V : valeur moyenne sur la longueur d'adhérence de la contrainte verticale totale

$C_{g\varphi}$: coefficient obtenu à partir de mesures expérimentales

$$C_{g\varphi} = 0,5$$

φ = valeur caractéristique de l'angle de frottement interne effectif du remblai

L_s : longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale (Fig. 7.9)

$$L_s = L_e$$

$\gamma_{M,f}$: facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement

$$\gamma_{M,f} = 1,25$$

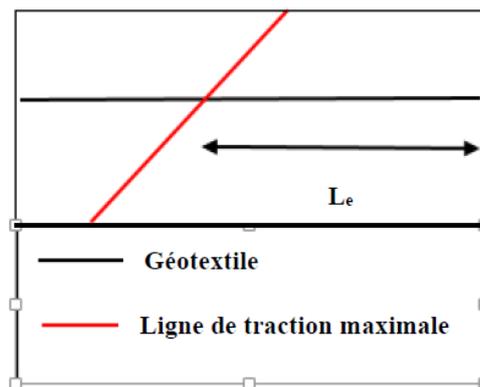


Figure 7.9 : Définition de la longueur du lit de renforcement L_e

Les résultats de la vérification de la résistance d'interaction sol - lit de renforcement sont mentionnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 7.6 : Vérification de la résistance d'interaction sol-lit de renforcement

$T_{\max,d}$	L_s	σ_v	τ_{\max}	$R_{f,d}$	Vérification
9,87	4,79	25,01	9,07	69,69	Vérifiée
18,41	5,03	47,63	17,29	139,39	Vérifiée
17,07	5,27	68,20	24,75	209,08	Vérifiée
20,98	5,51	86,97	31,57	278,78	Vérifiée
12,00	5,75	104,17	37,81	348,48	Vérifiée
13,07	6,00	120,00	43,56	418,17	Vérifiée

7.6. Stabilité interne à l'état limite de service

Pour la stabilité interne à l'état limite de service, il faut vérifier que les déplacements et les déformations admissibles ne sont pas atteints pour tout lit de renforcement.

7.6.1. Résistance structurelle d'un lit de renforcement

Les résultats de cette étude figurent dans le tableau ci-après (Tab.7.7) :

Tableau 7.7 : Résistance structurelle d'un lit de renforcement à l'ELS

z	S_v	$\sigma_{h,d,z}$	$T_{\max,d}$	$T_{\max \text{ ultime}}$	$T_{\max,d} \leq T_{\max,ult}$
1	0,75	9,76	7,32	22,24	Vérifiée
2	0,75	18,21	13,65	22,24	Vérifiée
3	0,50	25,32	12,66	22,24	Vérifiée
4	0,50	31,10	15,55	22,24	Vérifiée
5	0,25	35,56	8,89	22,24	Vérifiée
6	0,25	38,70	9,67	22,24	Vérifiée

7.6.2. Résistance des dispositifs de liaison au parement

Les résultats de la résistance des dispositifs de liaison au parement et la résistance structurelle d'un lit de renforcement sont identiques à ceux présentés plus haut.

7.6.3. Résistance d'interaction sol-lit de renforcement

Les résultats de cette vérification se trouvent dans le tableau qui suit (Tab.7.8) :

Tableau 7.8 : Résistance d'interaction sol-lit de renforcement à l'ELS

z	$\sigma_{h,d,z}$	S_v	$T_{\max,d}$	$R_{f,d}$	Vérification
1	9,76	0,75	7,32	69,69	Vérifiée
2	18,21	0,75	13,65	139,39	Vérifiée
3	25,32	0,50	12,66	209,08	Vérifiée
4	31,10	0,50	15,55	278,78	Vérifiée
5	35,56	0,25	8,89	348,48	Vérifiée
6	38,70	0,25	9,67	418,17	Vérifiée

7.7. Résistance structurelle du parement au niveau du lit

La vérification de la résistance structurelle du parement consiste à s'assurer que, sous l'effet des actions appliquées, le mur ne subit pas de dégradation.

La stabilité de chaque rang constitutif de l'ouvrage de soutènement est vérifiée selon trois critères :

- Compression de l'élément du rang considéré (Fig.7.10a).
- Cisaillement - glissement suivant un plan constitué par l'interface avec l'élément situé sous le rang considéré (Fig.7.10b).
- Renversement (Fig.7.10c)

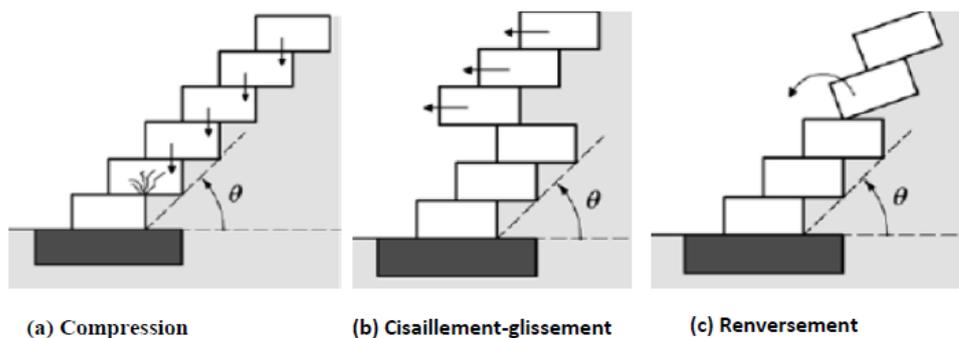


Figure 7.10 : Mécanisme de rupture pour la vérification de la stabilité des blocs ATALUS

7.7.1. Compression de l'élément

Conformément à l'Avis Technique, pour éviter des dégradations dans les blocs ATALUS par compression, la hauteur du mur ne doit pas dépasser 13 mètres.

7.7.2. Cisaillement - glissement

La rupture par cisaillement ou par glissement entre deux éléments dépend de leur liaison mécanique. On distingue deux principaux types de liaison :

- Mécanisme de rupture correspond à un glissement d'un bloc sur l'autre.
- Mécanisme de rupture correspond à un cisaillement de l'élément de blocage (Fig.7.11).

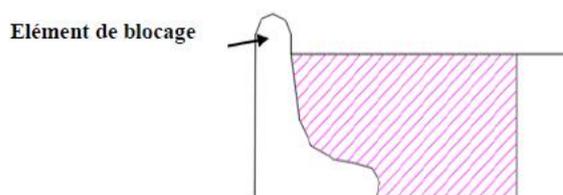


Figure 7.11 : Schéma de l'élément de blocage

a. Cas d'une rupture par glissement d'un bloc sur l'autre

Pour ce mécanisme de rupture, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$H_d \leq \frac{V_d f_g}{\gamma_{R,h} \times \gamma_{R,d}}$$

Où,

f_g : coefficient de frottement entre deux éléments

$f_g = 0,5$

V_d et H_d : valeurs de calcul des efforts verticaux et horizontaux calculés au niveau du rang i

$\gamma_{R,h}$: facteur partiel pour la résistance au glissement d'un bloc sur l'autre $\gamma_{R,h} = 1,1$

$\gamma_{R,d}$: coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement

$\gamma_{R,d} = 0,9$

b. Cas d'une rupture par cisaillement de l'élément de blocage d'un bloc

Pour ce mécanisme de rupture, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$H_d \leq \frac{C_g}{\gamma_{R,h} \times \gamma_{R,d}}$$

Où,

C_g : valeur de la résistance au cisaillement de l'élément de blocage d'un bloc sur l'autre

$C_g = 0$

c. Cas où la rupture est liée à un cisaillement et à un glissement

Dans le cas où le mécanisme de rupture potentiel est associé à la fois à un cisaillement de l'élément de blocage et à un glissement d'un bloc sur l'autre, il faut vérifier l'expression suivante :

$$H_d \leq \min \left(\frac{C_g}{\gamma_{R,h} \times \gamma_{R,d}} ; \frac{V_d f_g}{\gamma_{R,h} \times \gamma_{R,d}} \right)$$

Les résultats de la vérification de la stabilité au glissement des parements sont mentionnés dans le tableau ci-après (Tab.7.9).

Tableau 7.9 : Vérification de la stabilité au glissement

Z (m)	H _d (kN)	V _d (kN)	(V _d x f _g) / (γ _{R,h} x γ _{R,d})	Glissement
0,25	0,16	9,24	4,66	Vérifié
0,50	0,64	18,48	9,33	Vérifié
0,75	1,45	27,72	14,00	Vérifié
1,00	2,59	36,96	18,66	Vérifier
1,25	4,04	46,20	23,33	Vérifié
1,50	5,82	55,44	28,00	Vérifié
1,75	7,93	64,68	32,66	Vérifié
2,00	10,36	73,92	37,33	Vérifié
2,25	13,11	83,16	42,00	Vérifié
2,50	16,18	92,40	46,66	Vérifié
2,75	19,58	101,64	51,33	Vérifié
3,00	23,31	110,88	56,00	Vérifié
3,25	27,35	120,12	60,66	Vérifié
3,50	31,72	129,36	65,33	Vérifié
3,75	36,42	138,60	70,00	Vérifié
4,00	41,44	147,84	74,66	Vérifié
4,25	46,78	157,08	79,33	Vérifié
4,50	52,44	166,32	84,00	Vérifié
4,75	58,43	175,56	88,66	Vérifié
5,00	64,75	184,80	93,33	Vérifié
5,25	71,38	194,04	98,00	Vérifié
5,50	78,34	203,28	102,66	Vérifié
5,75	85,63	212,52	107,33	Vérifié
6,00	93,24	221,76	112,00	Vérifié

7.7.3. Renversement

Pour éviter un renversement, il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\gamma_{s,d} M_{dst,k} \leq M_{stb}/\gamma_{R,d}$$

Où

$M_{dst, k}$: valeur caractéristique des moments déstabilisateurs

$M_{stb, k}$: valeur caractéristique des moments stabilisateurs

$\gamma_{R,d}$: valeur du coefficient partiel relatif aux résistances égales

$$\gamma_{R,d} = 1,1$$

$\gamma_{S,d}$: valeur du coefficient partiel relatif aux actions égales

$$\gamma_{S,d} = 1,35$$

Les résultats de la vérification de la stabilité au renversement des parements figurent dans le tableau ci-après (Tab.7.10).

Tableau 7.10 : Vérification de la stabilité au renversement

M_{dst}	M_{stb}	$\gamma_{s,d} M_{dst,k}$	$M_{stb}/\gamma_{R,d}$	Renversement
0,02	2,77	0,027	2,52	Vérifié
0,16	5,54	0,218	5,04	Vérifié
0,54	8,31	0,737	7,56	Vérifié
1,29	11,08	1,748	10,08	Vérifié
2,52	13,86	3,414	12,60	Vérifié
4,37	16,63	5,900	15,12	Vérifié
6,94	19,40	9,369	17,64	Vérifié
10,36	22,17	13,986	20,16	Vérifié
14,75	24,94	19,913	22,68	Vérifié
-7,76	27,72	-10,483	25,20	vérifié
-3,86	30,49	-5,221	27,72	vérifié
-4,21	33,26	-5,696	30,24	vérifié
-4,57	36,03	-6,171	32,76	vérifié
-4,92	38,80	-6,646	35,28	vérifié
-5,27	41,58	-7,120	37,80	vérifié
-5,62	44,35	-7,595	40,32	vérifié
-5,97	47,12	-8,070	42,84	vérifié
-6,32	49,89	-8,544	45,36	vérifié
-6,68	52,66	-9,019	47,88	vérifié
-7,03	55,44	-9,494	50,40	vérifié
-7,38	58,21	-9,969	52,92	vérifié
-7,73	60,98	-10,443	55,44	vérifié
-8,08	63,75	-10,918	57,96	vérifié
-8,43	66,52	-11,393	60,48	vérifié

Remarque

LES ATALUS ne reprennent pas toute la poussée. Ils ne peuvent reprendre qu'une poussée correspondant à :

$$H_d - R_{tc,d}$$

Où,

$R_{tc,d}$: résistance ultime de traction d'un lit de renforcement

$$R_{tc,d} = 22,4 \text{ kN}$$

7.8. Stabilité mixte et générale

Pour la vérification de la stabilité mixte et générale, nous l'avons faites en nous aidant du logiciel TALREN V5.

7.8.1. Description du logiciel TALREN V5

TALREN V5 est un logiciel permettant la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements (clous, géo grilles, géotextiles, etc.). Il permet d'étudier les pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais, les ouvrages en terre et les digues (Fig.7.12).

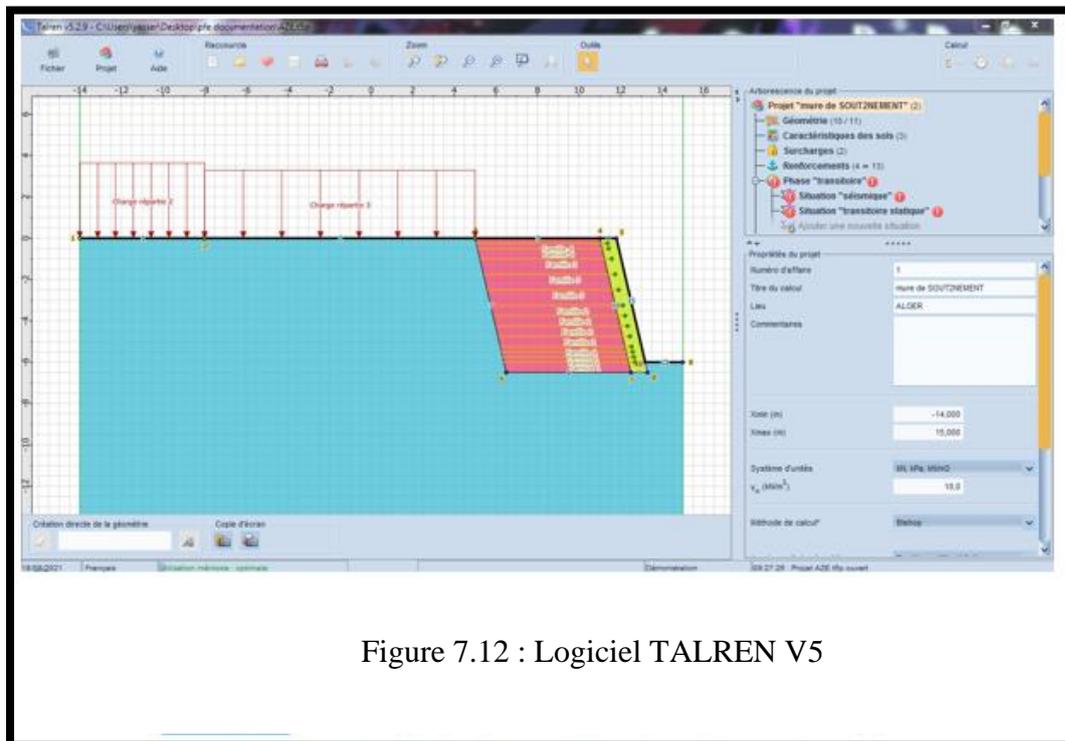


Figure 7.12 : Logiciel TALREN V5

7.8.2. Procédure de calcul

En premier lieu, nous allons faire un calcul correspondant à une phase provisoire (à court terme) pour s'assurer que les ouvriers ne courent aucun risque durant la réalisation du mur. En second lieu, un calcul de stabilité pour la phase durable (Fig.7.13 et Fig.7.14).

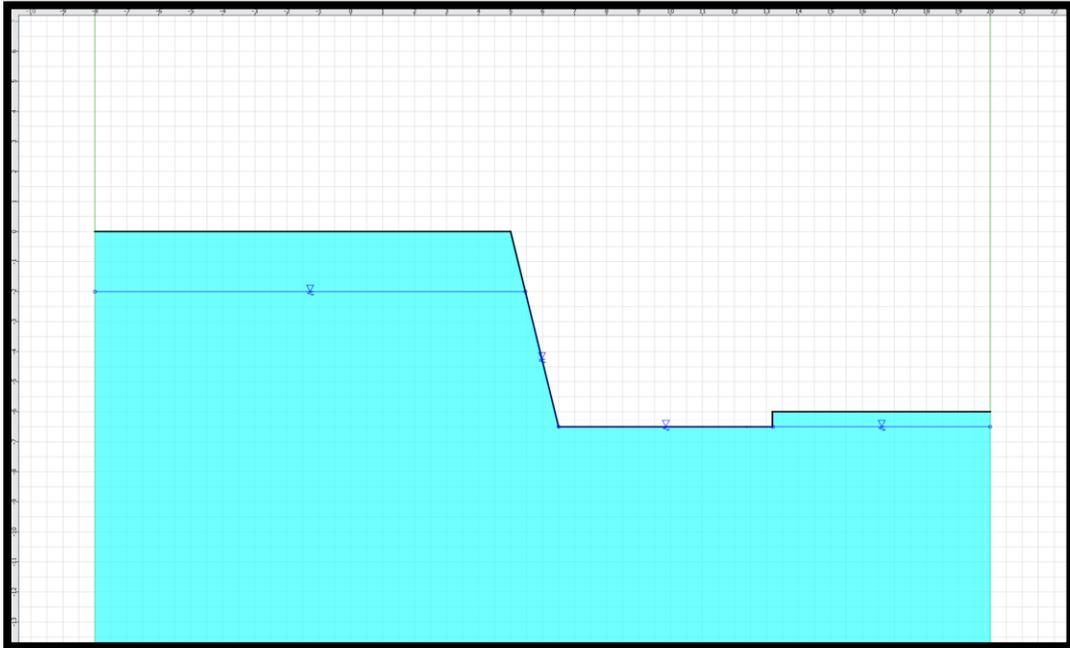


Figure 7.13 : Phase provisoire

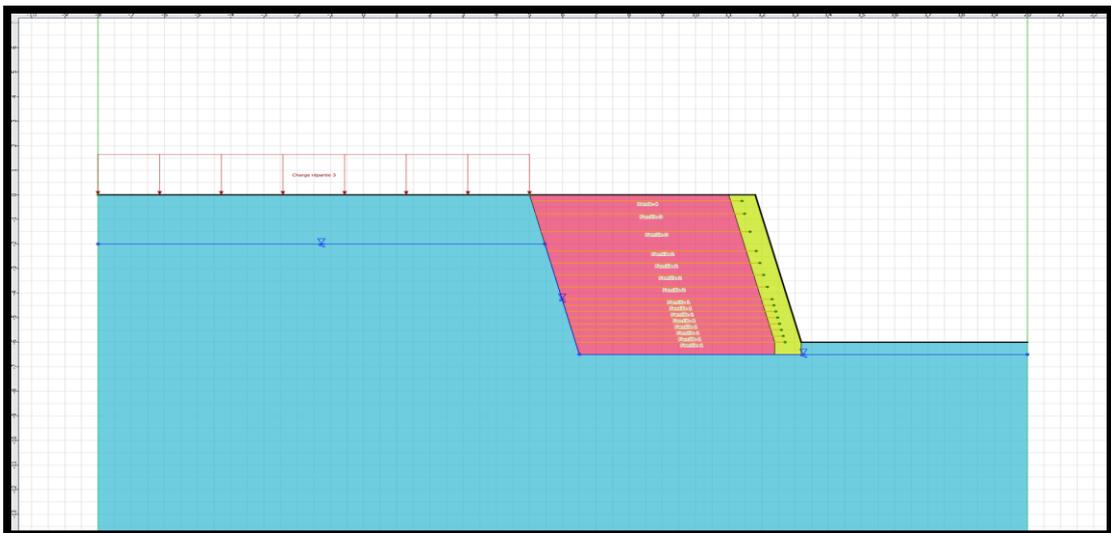


Figure 7.14 : Phase durable

Dans le tableau ci-dessous sont mentionnés les principales données du projet. Quant aux détails, ils figurent à l'annexe 5.

Tableau 7.11 : Principales données du projet

Sol n°	1	2	3	4	
γ_w (kN/m ³)	20,20	20,00	22,00	20,20	1 Argile limoneuse LT
φ (°)	25,30	36,00	36,00	21,45	2 remblai selectionné
c (kPa)	20,00	0,00	0,00	37,00	3 Atalus
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	4 Argile limoneuse CT

a. Phase provisoire

Dans la phase provisoire, il existe 2 situations : sismique et statique. Les données de cette phase figurent dans l'annexe 6.

Pour la situation sismique, nous avons obtenu un coefficient de sécurité F_s de 1.36. Cette valeur est supérieure à 1.10, valeur recommandée dans le cas de la situation sismique. Par conséquent, la stabilité est vérifiée (Fig.7.15).

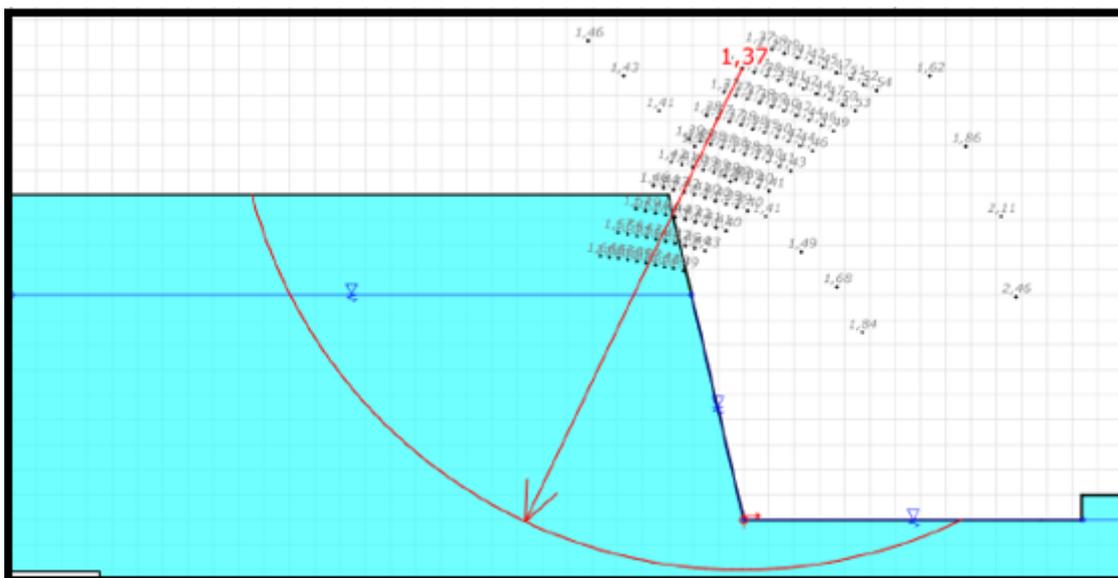


Figure 7.15 : Coefficient de sécurité minimal du cercle critique de la phase provisoire pour la situation sismique

Pour la situation statique, le coefficient de sécurité trouvé est égal à 1,9. Cette valeur est supérieure à 1,5, valeur recommandée pour la situation statique. Donc, pour cette situation, la stabilité est assurée (Fig.7.16).

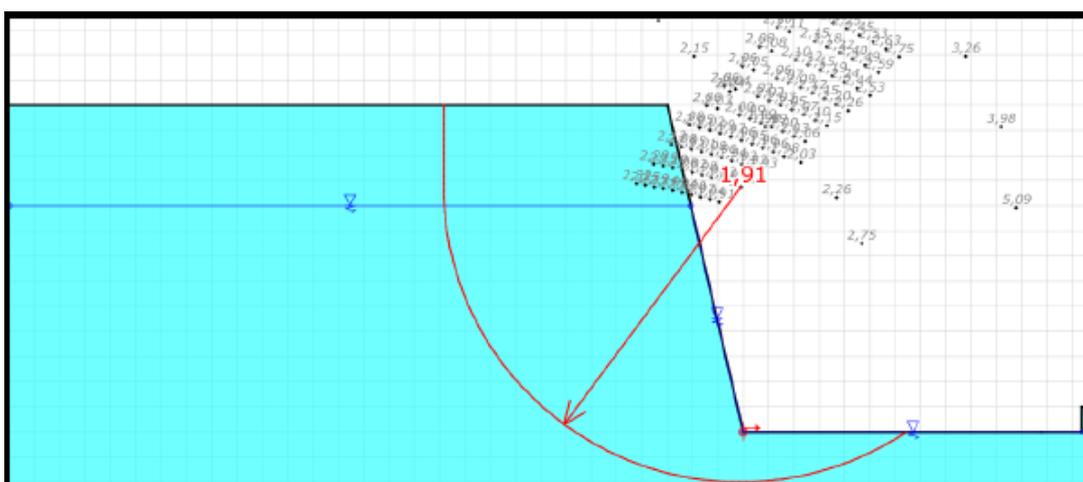


Figure 7.16 : Coefficient de sécurité minimal du cercle critique de la phase provisoire pour la situation statique

Tableau 7.14 : Coefficients de sécurité minimaux du cercle critique en phase durable

Situation globale	Sismique	Statique
Coefficient de sécurité	1.21	2.01

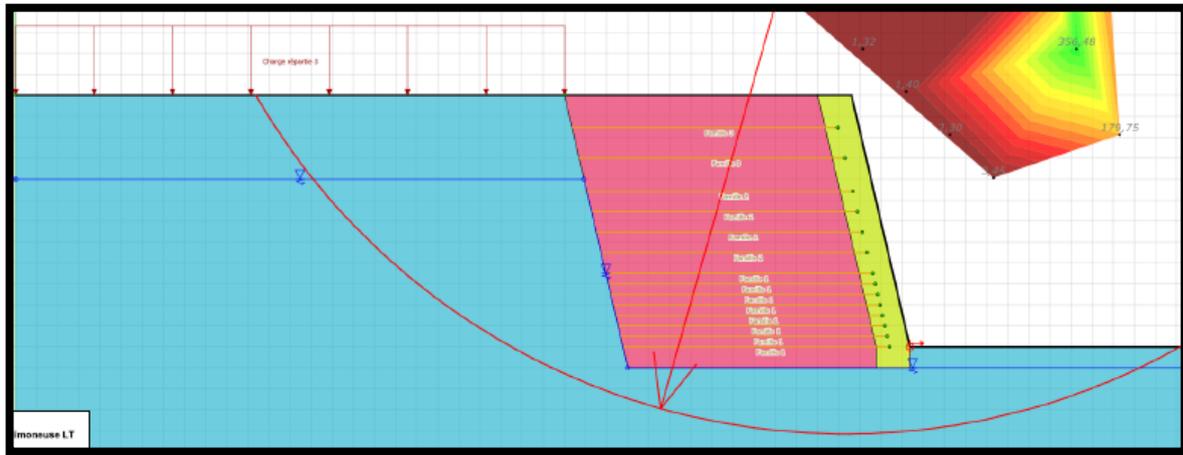


Figure 7.19 : Cercle critique de la situation globale

7.9. Conclusion

L'étude à l'aide du logiciel TALREN V5 nous a permis d'établir les cercles critiques de chaque situation avec leur coefficient de sécurité. Ces coefficients sont largement supérieurs aux valeurs recommandées (20% à 40%). Pour cette raison, nous pouvons réduire le nombre d'éléments de renforcement afin de diminuer le coût de notre ouvrage.

Chapitre 8 : Méthode de mise en œuvre

8.1. Introduction

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

- 1) Une mise en prétention des nappes au moment de leur recouvrement par les matériaux de remblai.
- 2) Un compactage soigné du matériau de remblai et tout particulièrement à proximité du talus et du parement.
- 3) Une mise en œuvre des dispositions constructives particulières permettant d'assurer le respect de la géométrie des talus en conformité avec celle définie dans les plans d'exécution.
- 4) Si nécessaire, l'aménagement décoratif de la partie visible des nappes sur les talus par tout procédé approprié (parement dur, parement flexible, etc.).

8.2. Principe de mise en œuvre

Le principe de mise en œuvre comporte les étapes suivantes :

- Première étape :

On commence par étaler une couche de béton de propreté (Fig.8.1).



Figure 8.1 : Béton de propreté

- Deuxième étape :

On pose les deux premières rangées d'ATALUS. Celles-ci sont ancrées dans le sol (butée en pieds) comme il est mentionné sur la Figure 8.2. Durant cette opération, il faut veiller à respecter l'espacement entre les blocs ATALUS (Fig.8.3).

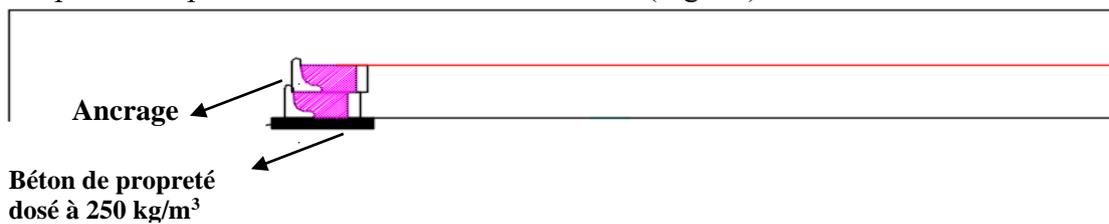


Figure 8.2 : Ancrage des deux rangées d'ATALUS



Figure 8.3 : Espacement entre blocs ATALUS

- Troisième étape :

Après les deux premières rangées d'ATALUS, on étale la première couche de remblai et la première nappe de renforcement avec un recouvrement compris entre 30 cm et 50 cm (Fig 8.4). Les nappes de géotextiles sont prises sur 30 cm entre l'ATALUS (Fig.8.5).



Figure 8.4 : Première couche de remblai et première nappe de renforcement

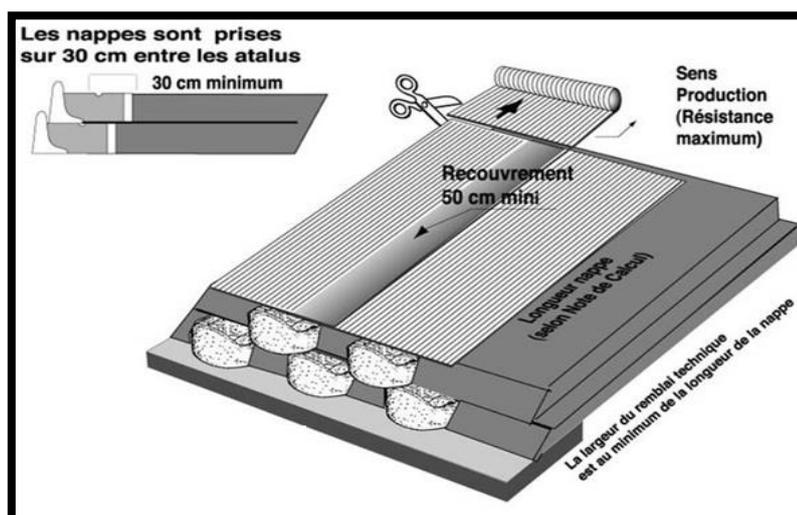


Figure 8.5 : Longueur des nappes et largeur du remblai (Fiche technique)

Cette opération se poursuit selon le même principe, c'est-à-dire, les différentes couches de remblai sont intercalées de nappes de renforcement (Fig.8.6). Chaque couche de remblai doit être compactée.



Figure 8.6 : Compactage du remblai par couche

8.3. Régalage et compactage

L'épaisseur de mise en œuvre ou épaisseur de régalage doit permettre l'obtention d'une compacité égale à celle exigée pour les remblais courants (remblais routiers par exemple) qui tient de la teneur en eau optimale du remblai. Celle-ci est déterminée par l'essai Proctor normal du matériau considéré. Si l'épaisseur entre les nappes résultant du dimensionnement ne permet pas, compte tenu du matériau et du compacteur utilisé, de garantir la compacité exigée, il y a lieu :

- soit de revoir le choix de l'engin de compactage,
- soit d'adopter, comme épaisseur de régalage, une valeur sous multiple de l'épaisseur inter-nappes qui satisfasse la condition d'obtention de la compacité avec le compacteur considéré.

Pour obtenir la compacité requise, il convient non seulement de respecter l'adéquation matériau-compacteur-épaisseur de régalage comme développé précédemment, mais également de répartir uniformément sur toute la surface de la couche régalée (y compris notamment sur les extrémités côté parement des couches) une certaine énergie de compactage exprimée par un nombre de passes du compacteur utilisé.

Conclusion générale

Conclusion générale

En Algérie, l'utilisation de la technique de renforcement des massifs par géotextiles dans le génie civil connaît un important développement grâce à un coût relativement bas et une méthode d'emploi facile. L'inclusion de géotextiles dans les massifs permet d'améliorer les propriétés de ces derniers.

Dans ce mémoire, on s'est intéressé à la technique de renforcement du sol par géo synthétiques et à la compréhension du mode de fonctionnement d'un massif renforcé au moyen de cette technique.

Pour mener à bien cette tâche, nous avons structuré notre étude en huit chapitres qui permettent le cadrage progressif du sujet abordé.

Dans le chapitre 1, nous avons présenté quelques notions importantes sur les murs de soutènement en général, et les murs en remblais renforcés par des géo synthétiques, en particulier.

Le chapitre 2 nous renseigne sur le choix des renforcements et du parement utilisés en plus du remblai sélectionné. Il s'agit d'un renforcement en géo synthétique (géotextile) et un parement dur ATALUS. Par manque de données, nous avons considéré que le remblai sélectionné appartient à la classe 2 (NF EN 14475). Normalement, nous devons utiliser les paramètres caractéristiques réelles du remblai sélectionné (angle de frottement interne, cohésion, poids volumique). Ces caractéristiques ne sont pas disponibles car l'ouvrage n'est pas encore réalisé.

Quant au chapitre 3, il s'est focalisé, d'une part, sur les différentes fonctions et propriétés des géotextiles, et d'autre part, sur les caractéristiques du procédé ATALUS. Le géotextile que nous allons utiliser dans cet ouvrage est fabriqué par AFITEX ALGÉRIE. Il s'agit du PET150. Quant au parement, il sera réalisé avec des ATALUS 120 en raison de la hauteur de l'ouvrage qui dépasse les 4 mètres.

Dans le chapitre 4, nous avons présenté les méthodes de calcul des remblais renforcés par des géo synthétiques. Toutes ces méthodes sont basées sur la stabilité des pentes. Nous avons choisi celle de Bishop en raison de sa simplicité.

Dans le chapitre 5, nous avons vu comment vérifier la stabilité d'un massif renforcé par géo synthétiques. Cette vérification comporte la stabilité externe, interne, générale et mixte. Toutes ces vérifications ont été faites à l'aide de logiciels, à l'exception de la stabilité externe qui s'est effectuée manuellement.

Le chapitre 6 s'est consacré aux caractéristiques géologiques et géotechniques du site d'implantation l'ouvrage. Il s'agit d'argiles rougeâtres qui reposent sur des sables grésifiés ($\gamma_h = 20,2 \text{ kN/m}^3$). Grâce à ses caractéristiques, nous avons dimensionné l'ouvrage pour qu'il

puisse se comporter convenablement face aux efforts auxquels il sera soumis pendant toute sa durée de vie.

Le chapitre 7, dédié au dimensionnement et justification de la stabilité de l'ouvrage, nous a permis de dimensionner le massif renforcé. Ici, nous avons utilisé les différentes combinaisons de la norme NF P 94-270. Les dimensions obtenues dépendent de :

- La hauteur du massif
- Le type de géotextile utilisé
- Les poussées et les surcharges appliquées sur le massif.

En plus, l'utilisation de logiciel TALREN V5, nous a permis d'obtenir les différents cercles de rupture. Ces derniers nous ont permis de choisir le cercle le plus défavorable avec des coefficients de sécurité recommandés, qui sont de 1,1 pour la situation sismique, et de 1,5 pour la situation statique. Les résultats obtenus sont satisfaisants et assurent la stabilité du massif.

Dans le chapitre 8, nous avons présenté la méthode de mise œuvre qui comporte, en général, 3 étapes :

- Le coulage d'une couche de béton de propreté.
- La pose des deux premières couches d'ATALUS
- La pose de la première couche de remblai et la première nappe de renforcement.
Cette opération se poursuit jusqu'à la hauteur désirée.

Cette modeste étude nous a permis, d'une part, de mettre en application nos connaissances en géotechnique, et d'autre part d'acquérir de nouveaux concepts sur les techniques de renforcement des sols par inclusion de géo synthétiques, en plus de la maîtrise du logiciel TALREN V5.

Il serait intéressant pour les étudiants qui s'intéressent aux murs de soutènement de faire une étude comparative entre un mur en massif renforcé et un mur en béton armé afin d'énumérer les avantages et les inconvénients de ces deux types d'ouvrage.

Bibliographie

1. AMIDOU, ingénieur en génie civil, l'école nationale des ponts et chaussées, ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : Comportement et dimensionnement, Thèse de doctorat, 20 janvier 1995
2. ACHOUR Nabil, MOKAT Zaid, Etude de confortement d'un glissement de terrain sur la RN24 au PK 200+200, par un massif renforcé en géotextile, Projet de fin d'étude de Master en Génie Civil, université A. MIRA Bejaia, 2014/2015
3. AVIS TECHNIQUE, Avis technique sur l'aptitude à l'emploi du système de renforcement des massifs de remblai de sol à base de géotextiles, C.N.E.R.I.B Centre National d'Etudes et Recherches Intégrées du Bâtiment, 02/2020-03.
4. BNSR, Géotextiles et Produits Apparentés, Géomembranes Avant-Projet de Norme Expérimentale XP G 38064, 30 Octobre 2002
5. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE : règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99 Version 2003 Document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.48 ; Ministère de l'habitat Algérien 2003.
6. (CfG), Comité français des géosynthétiques : Fascicule 09- Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre, 1990.
7. DYSLI, Laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL, RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE ET SYNTHÈSE DES CORRÉLATIONS ENTRE LES CARACTÉRISTIQUES DES SOLS, Juillet 2001
8. FICHE TECHNIQUE ATALUS, blocs ATALUS réalisée par la société SAGC (Société Algérienne des Grande Constructions)
9. GUIDE TECHNIQUE, recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcés par éléments géosynthétiques, juillet 2003
10. Kamel M'ZOUGHEM, Walid CHENAFI, Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain El Kebira (Sétif), Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Géologie, UNIVERSITE FERHAT ABBAS, 2005/2006
11. KHAOUANI Esma, OTMANI Samar, Stabilisation des sols par l'utilisation des géosynthétiques, Mémoire de Master, Université Aboubekr Belkaid Tlemcen, 29/06/2019

12. MAXIME SOUDE, ingénieur en génie civil, école doctorale sciences pour l'ingénieur de Clermont-Ferrand, Etude du comportement dynamique d'un massif en sol renforcé par géotextile alvéolaire m3s, Thèse de doctorat, 11 Octobre 2011.
13. NORME NF P94-270, Calcul géotechnique, ouvrages de soutènement, remblais renforcés et massifs en sol cloué, juillet 2009.
14. NORME NF P94-261, justification des ouvrages géotechnique -Norme d'application nationale de l'Eurocode 7-Fondations superficielles, 15 juin 2013.
15. NORME NF P 94-281, Justification des ouvrages géotechniques-Normes d'application nationale de l'Eurocode 7-Ouvrages de soutènement-Murs, 26 Avril 2014.
16. NORME NF EN 14475, exécution des travaux géotechnique spéciaux Remblai renforcé, janvier 2007
17. REIFFSTECK PH, Mécanique des sols avancée, Stabilité des pentes
18. SEMACHE Samir, Modélisation numérique des massifs de soutènements en sol renforcé par géosynthétiques. Mémoire pour l'obtention de diplôme de Master en Génie Civil, Option Géotechnique, Université Larbi Ben M'hidi d'Oum el Bouaghi, 2019

Site web

<https://www.atalus.fr/nos-atalus.php>

<https://book4yours.blogspot.com/2020/08/types-de-geotextiles-fonctions-et-utilisations-dans-la-construction.html>

<https://theconstructor.org/building/geotextiles-types-fonctions-uses/1163/>

<https://slideplayer.fr/slide/13326105/>

[https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00464010/document .../HAL lambert Les géotextiles : fonctions, caractéristiques et dimensionnement](https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00464010/document.../HAL%20lambert%20Les%20g%C3%A9otextiles%20:%20fonctions,%20caract%C3%A9ristiques%20et%20dimensionnement)

<https://www.ltp-geniecivil-gabions.fr>

<https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2019/06/cours-STABILITE-DES-TALUS-barrage-en-terre.pdf>

[https://coursexamens.org/images/Etudes_superieures/Ingeniorat_Genie_civil/4_annee/Mecanique_e_des_sols/Cours_cisaillement/chapitre5.pdf](https://coursexamens.org/images/Etudes_superieures/Ingeniorat_Genie_civil/4_annee/Mecanique_des_sols/Cours_cisaillement/chapitre5.pdf)

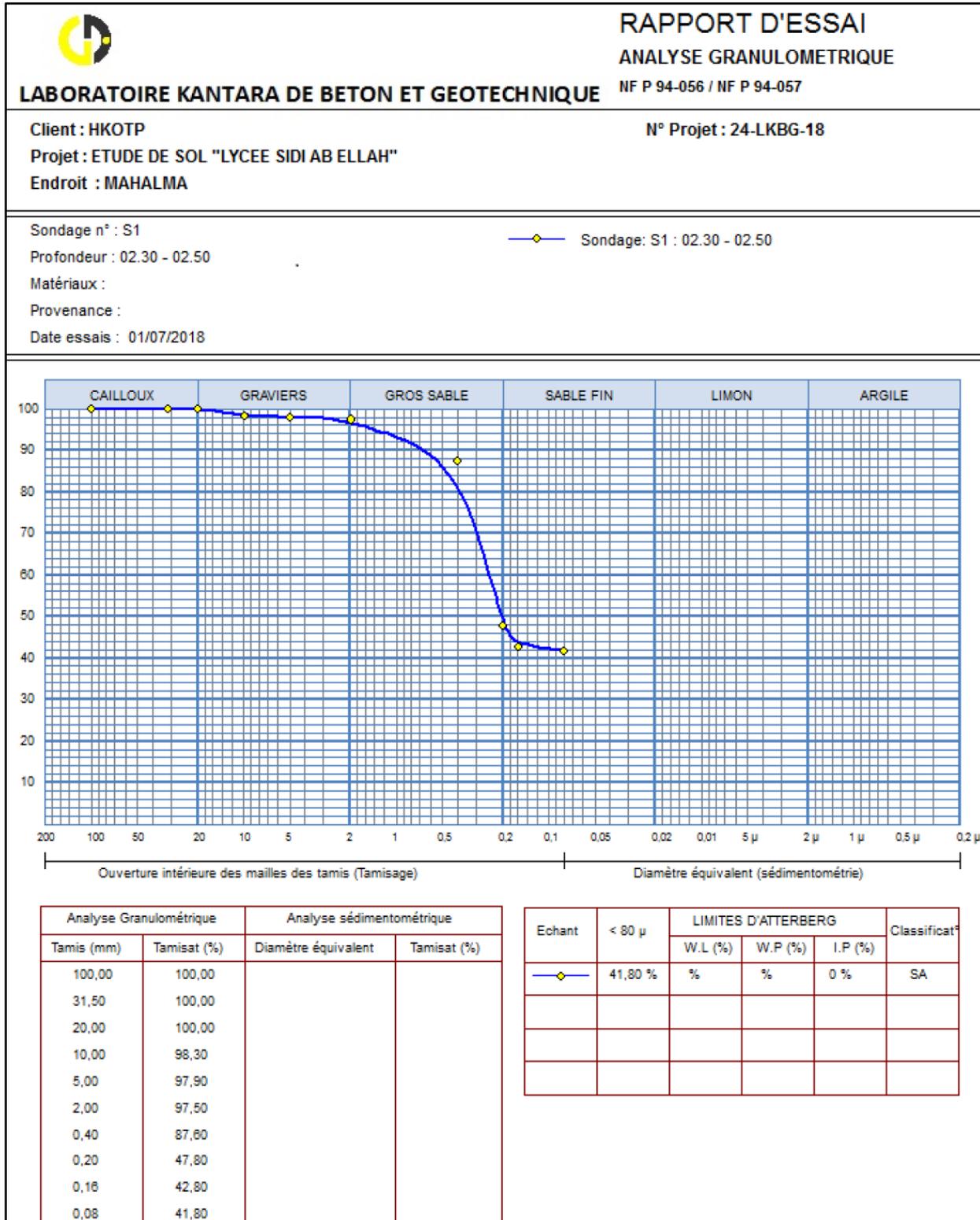
Annexes

Annexe 1 : Exemples d'utilisation de différents types de remblai suivant les applications, les renforcements et les parements

CLASSES DE MATÉRIAU DE REMBLAI							
		Classe 1	Classe 2		Classe 3		Classe 4
		Matériau drainant	Matériau granulaire		Matériau intermédiaire		Sol fin
Caractéristiques géomécaniques	% pondéral inférieur à 80 µm	< 5 %	< 12 %	12 à 35 %	12 à 35 %	> 35 %	Autres
	% pondéral inférieur à 20 µm	n.a.	n.a.	< 10 %	> 10 %	< 40 %	
	Indice de plasticité IP	n.a.	n.a.	n.a.	< 25	< 25	
APPLICATIONS							
	Parties d'ouvrage exposées à des inondations et/ou à des décrues rapides	A	B	B	D	D	D
	Structures supportant des culées de pont, des voies ferrées ou des bâtiments	A	A	B	C (a)	D	D
	Murs en remblai renforcé de grande hauteur	A	A	B	B	D	D
	Talus renforcés de grande hauteur	A	A	B	B	C (b)	C (b)
	Murs et talus renforcés courants	A	A	A	B	C (c)	C (c)
RENFORCEMENT							
	Bandes ou barres rondes lisses (métalliques ou de polymère)	A	A		C (d)		D
	Bandes ou barres rondes à haute adhérence, armatures-échelles (métalliques ou de polymère)	A	A		B	C (d)	D
	Trellis, grillages, grilles, nappes (métalliques ou de polymère)	A	A		B	C (d)	D
	Géotextiles drainants (à perméabilité horizontale)	B	A		A		C (b)
SYSTÈME DE PAREMENT							
	Rigide	A	A		D (a)		D
	Semi-flexible	A	A		C (e)		D
	Flexible	A	A		A	B	C (e)

Légende :
A : souvent utilisé
B : parfois utilisé
C : sujet à une étude particulière
D : non recommandé

Annexe 2 : Analyse granulométrique



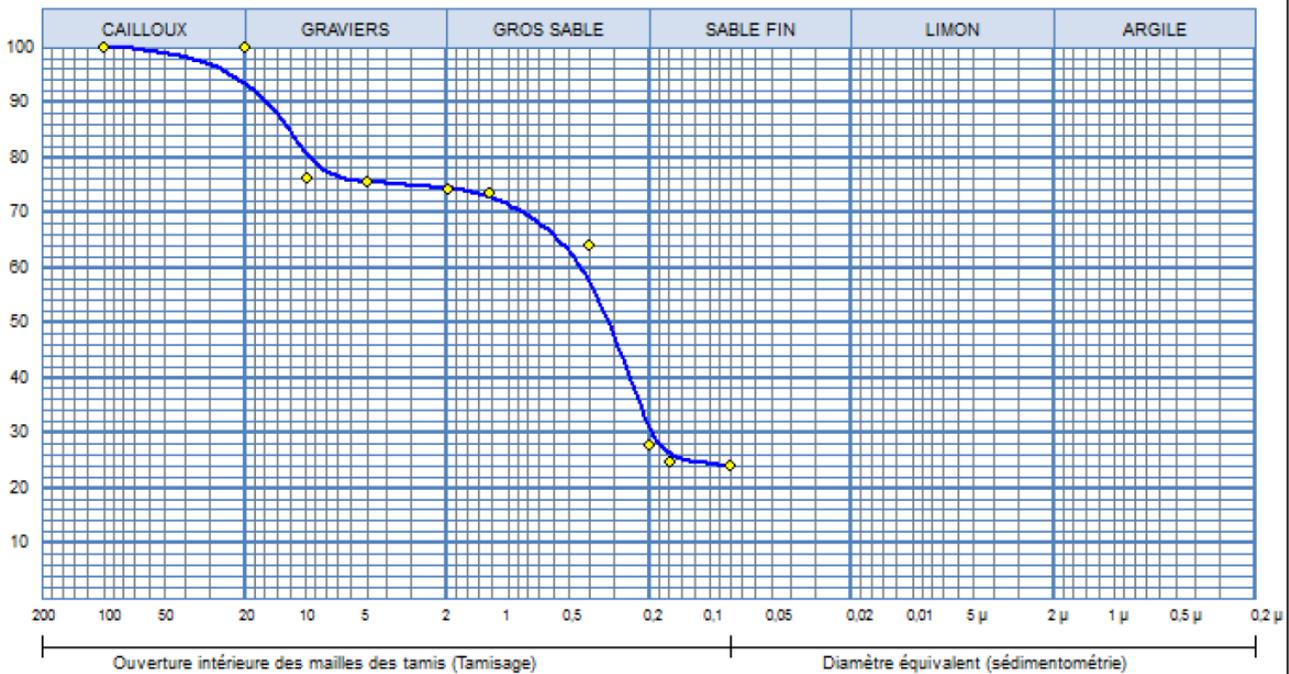


Client : HKOTP
 Projet : ETUDE DE SOL "LYCEE SIDI AB ELLAH"
 Endroit : MAHALMA

N° Projet : 24-LKBG-18

Sondage n° : S1
 Profondeur : 04.00 - 04.40
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais :

—◆— Sondage: S1 : 04.00 - 04.40



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
100,00	100,00		
20,00	100,00		
10,00	76,20		
5,00	75,80		
2,00	74,40		
1,25	73,60		
0,40	64,00		
0,20	27,90		
0,16	24,80		
0,08	24,10		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	24,10 %	%	%	0 %	SA



LABORATOIRE KANTARA DE BETON ET GEOTECHNIQUE

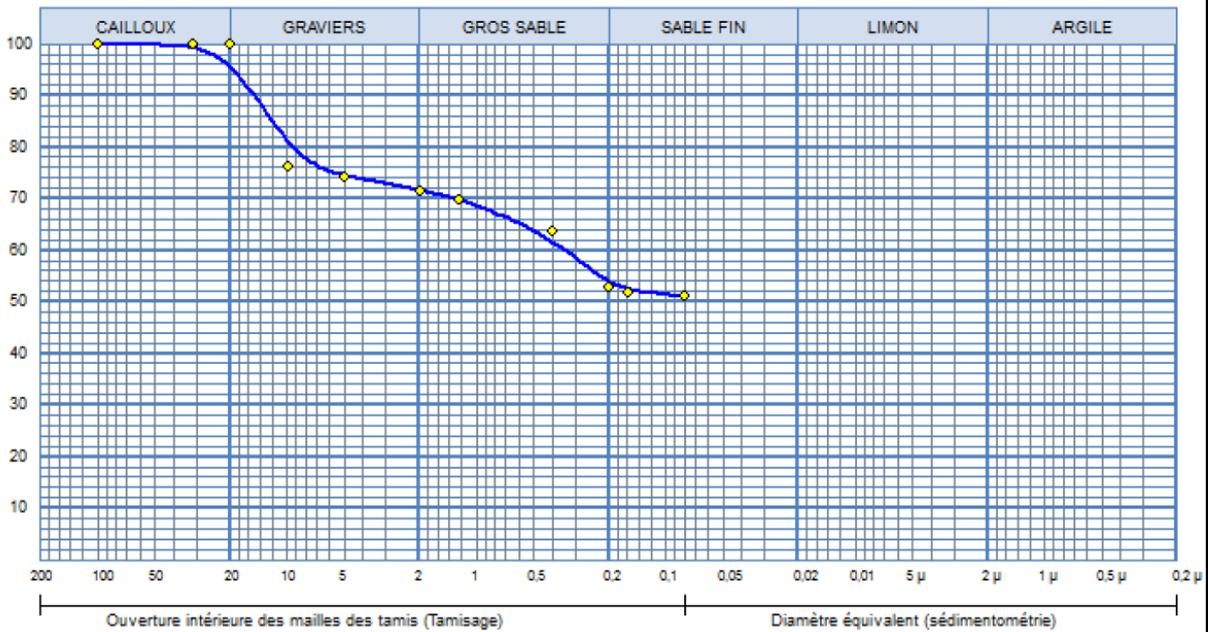
RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
 NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : HKOTP
 Projet : ETUDE DE SOL "LYCEE SIDI AB ELLAH"
 Endroit : MAHALMA

N° Projet : 24-LKBG-18

Sondage n° : S2
 Profondeur : 05.50 - 05.80
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais :

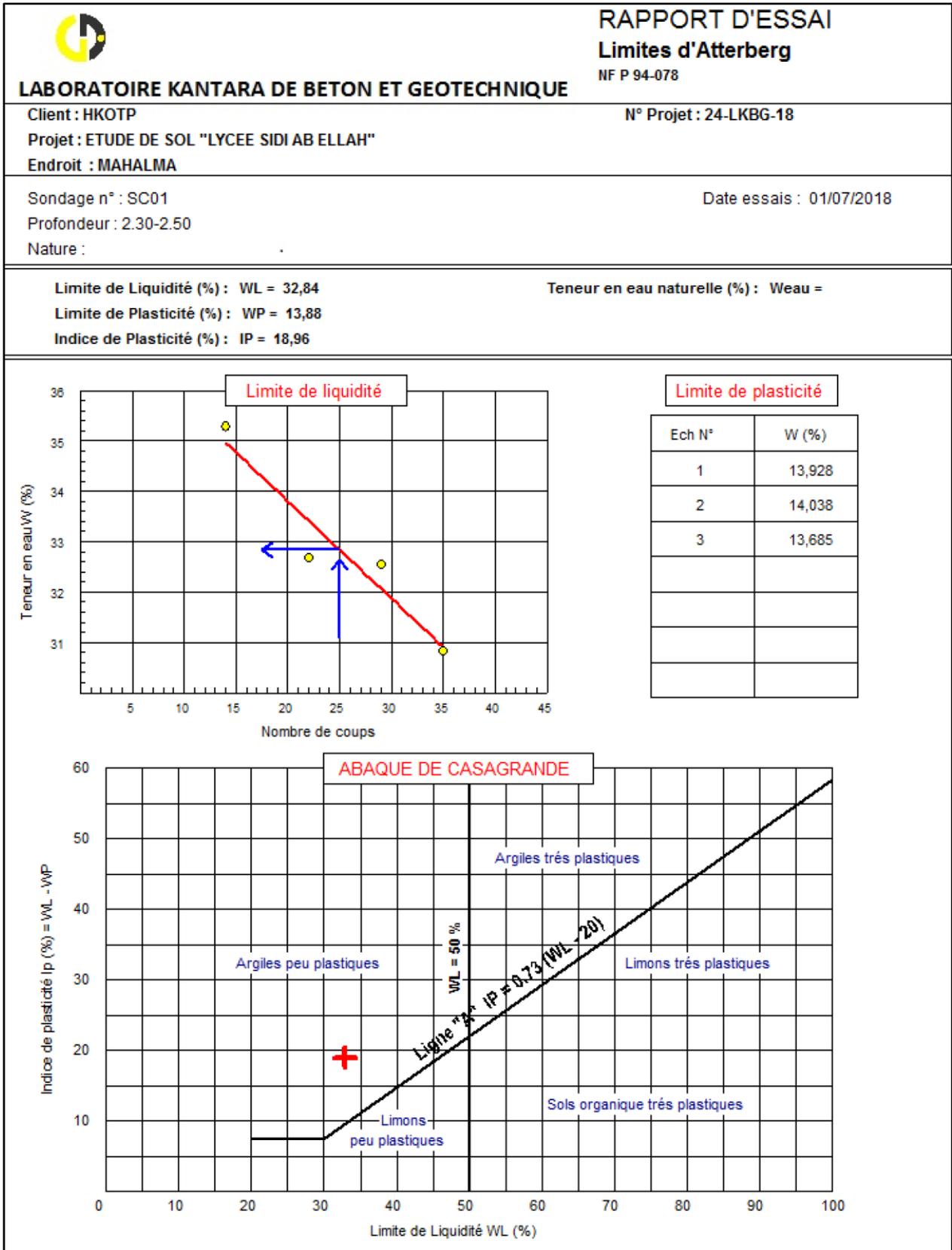
—◆— Sondage: S2 : 05.50 - 05.80



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
100,00	100,00		
31,50	100,00		
20,00	100,00		
10,00	76,30		
5,00	74,40		
2,00	71,70		
1,25	70,00		
0,40	63,80		
0,20	52,90		
0,16	52,00		
0,08	51,20		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ⁿ
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	51,20 %	%	%	0 %	

Annexe 3 : Limites d'Atterberg





LABORATOIRE KANTARA DE BETON ET GEOTECHNIQUE

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : HKOTP

N° Projet : 24-LKBG-18

Projet : ETUDE DE SOL "LYCEE SIDI AB ELLAH"

Endroit : MAHALMA

Sondage n° : SC01

Date essais : 01/07/2018

Profondeur : 4.00-4.40

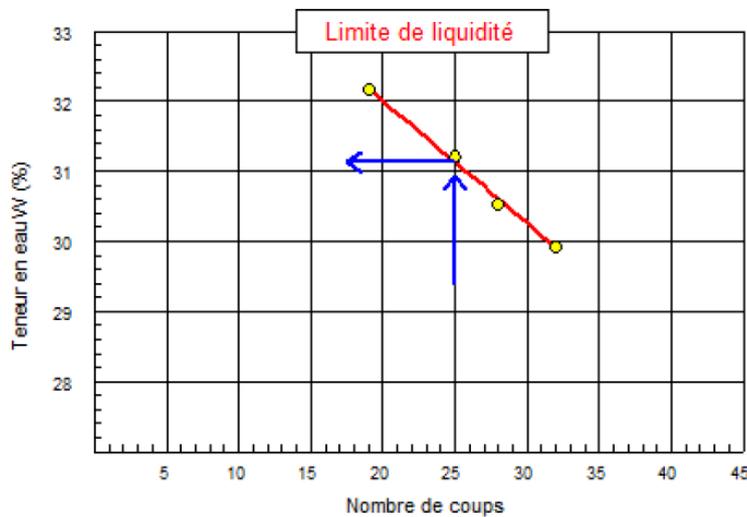
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 31,13

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =

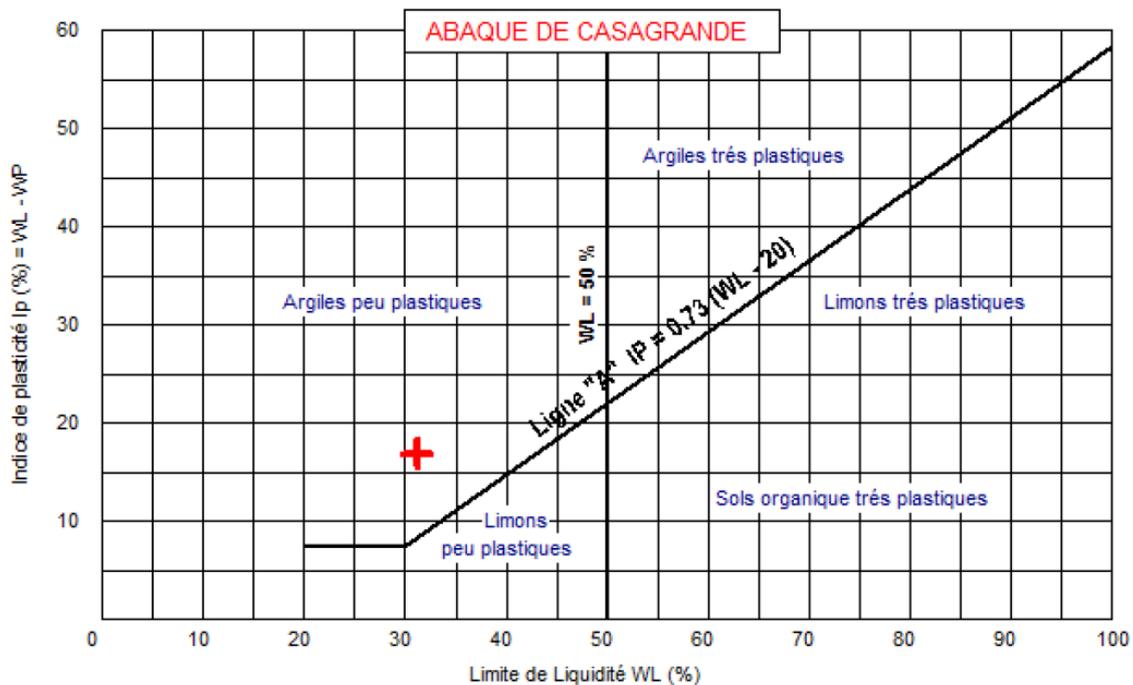
Limite de Plasticité (%) : WP = 14,25

Indice de Plasticité (%) : IP = 16,88



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	14,45
2	14,166
3	14,123





RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

LABORATOIRE KANTARA DE BETON ET GEOTECHNIQUE

Client : HKOTP

N° Projet : 24-LKBG-18

Projet : ETUDE DE SOL "LYCEE SIDI AB ELLAH"

Endroit : MAHALMA

Sondage n° : SC02

Date essais : 01/07/2018

Profondeur : 5.50-5.80

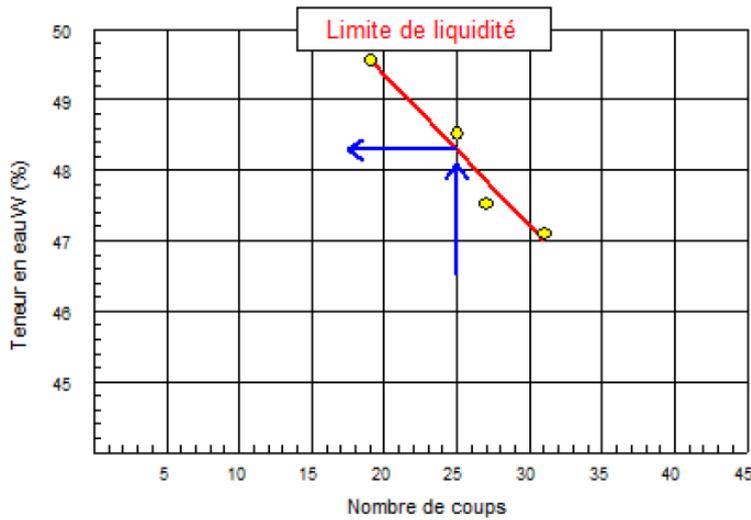
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 48,28

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =

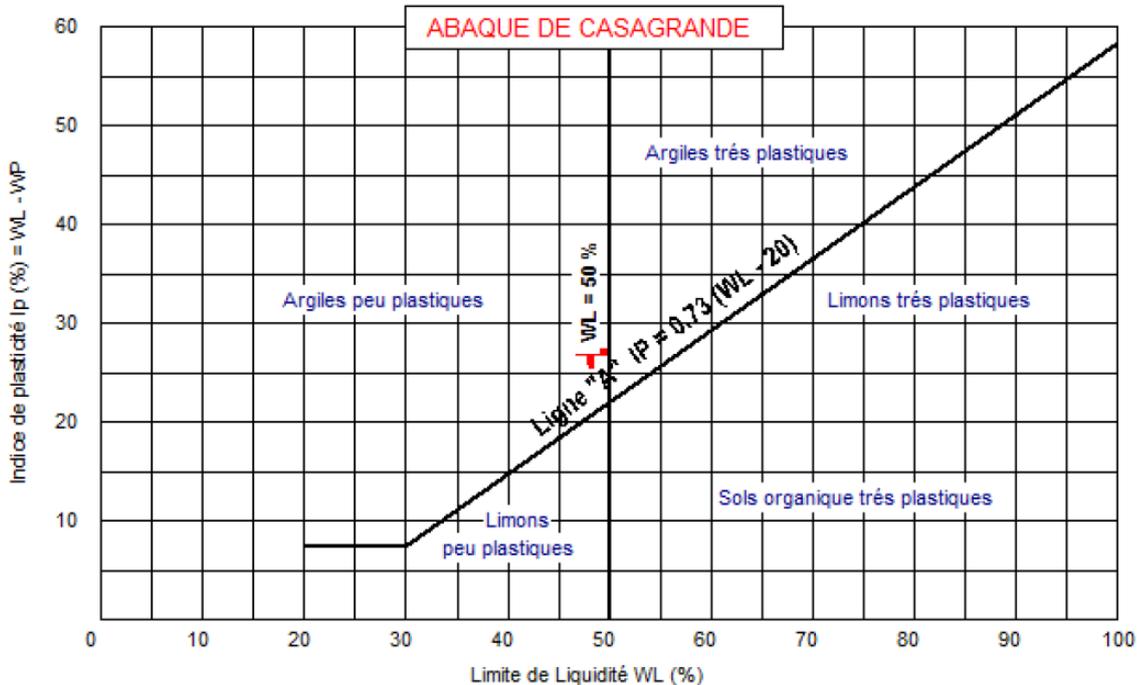
Limite de Plasticité (%) : WP = 21,26

Indice de Plasticité (%) : IP = 27,02



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	21,516
2	21,037
3	21,222



Annexe 4 : Essais de cisaillement rectiligne (UU)



RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT

NF P 94-071-1

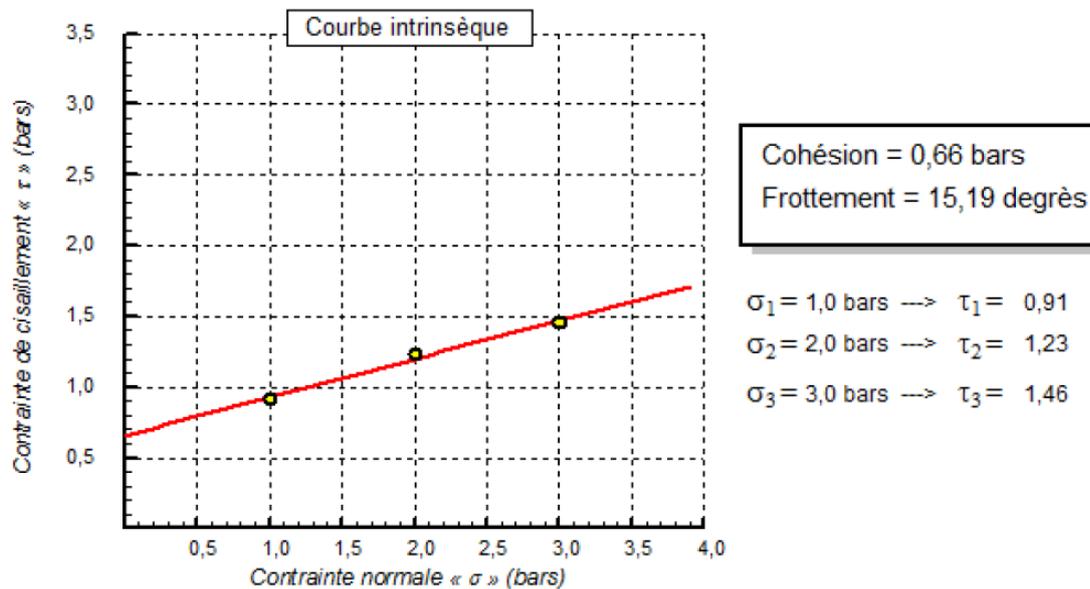
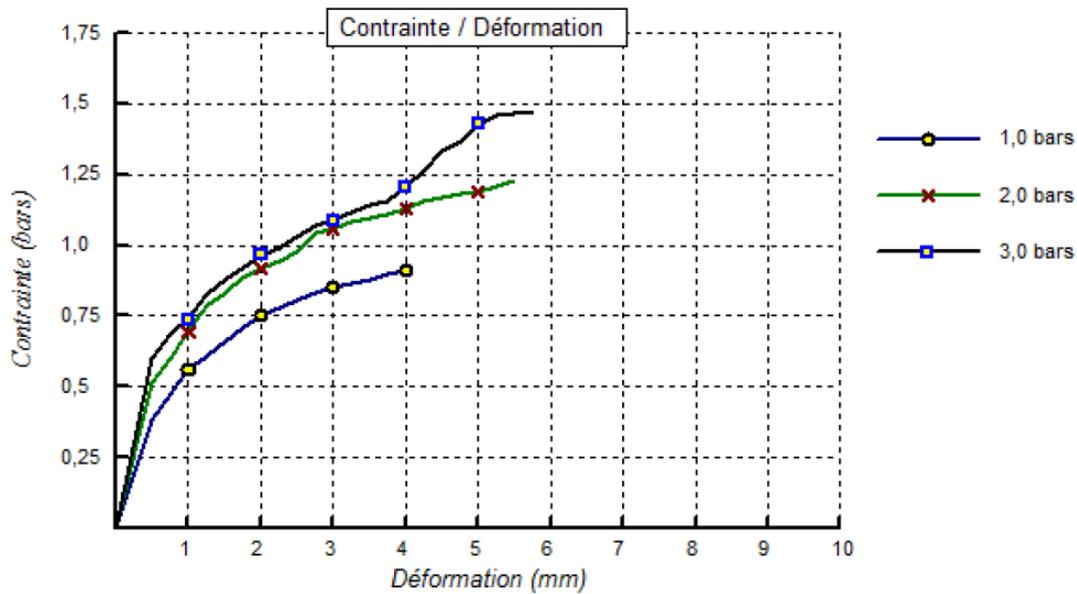
LABORATOIRE KANTARA DE BETON ET GEOTECHNIQUE

Client : HKOTP
Projet : ETUDE DE SOL "LYCEE SIDI AB ELLAH"
Endroit : MAHALMA

N° Projet : 24-LKBG-18

Sondage n° : S1
Profondeur : 02.30 - 02.50
Nature :
Date essais : 01/07/2018

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn





RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT

LABORATOIRE KANTARA DE BETON ET GEOTECHNIQUE

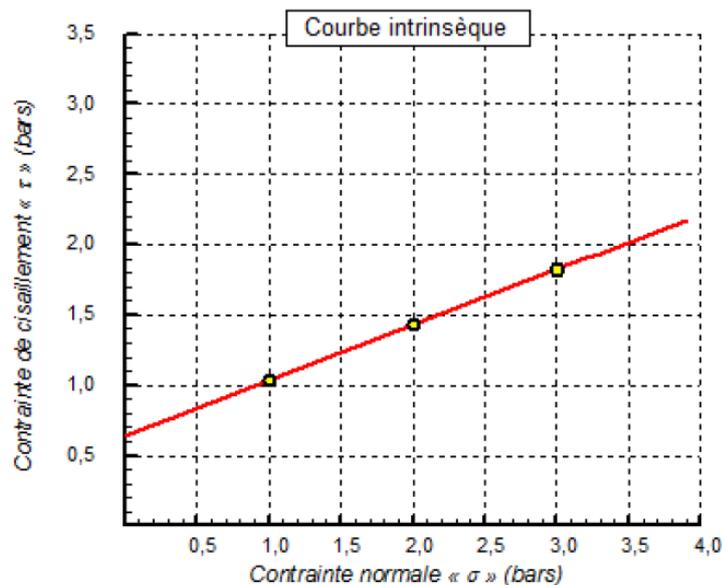
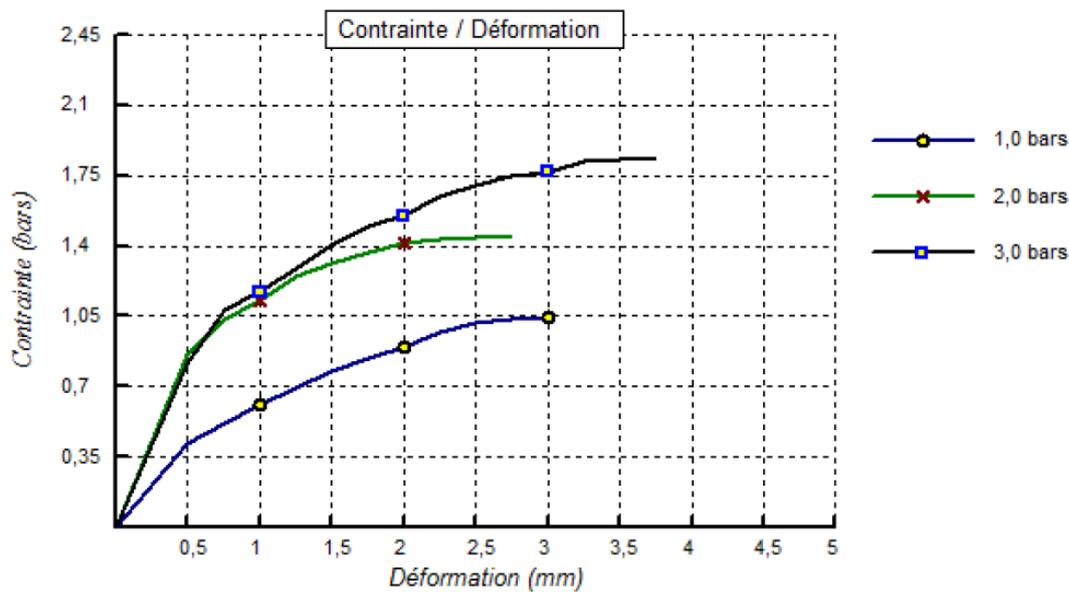
NF P 94-071-1

Client : HKOTP
Projet : ETUDE DE SOL "LYCEE SIDI AB ELLAH"
Endroit : MAHALMA

N° Projet : 24-LKBG-18

Sondage n° : S1
Profondeur : 04.00 - 04.40
Nature :
Date essais :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn





RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT

LABORATOIRE KANTARA DE BETON ET GEOTECHNIQUE

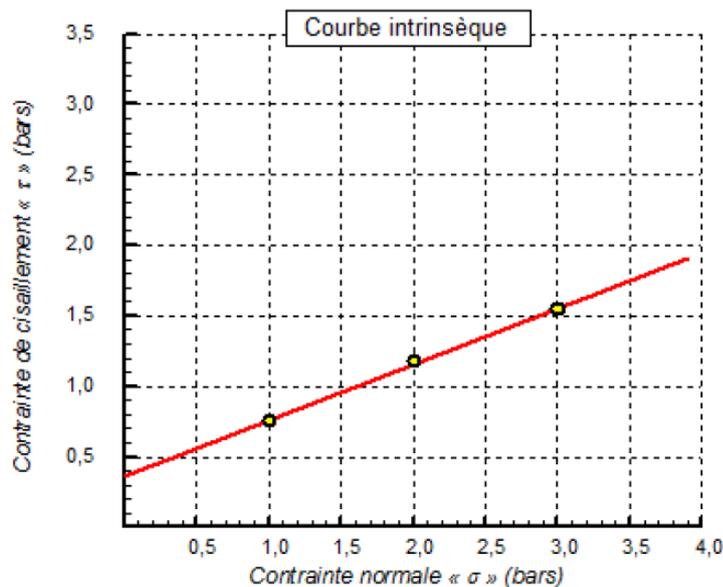
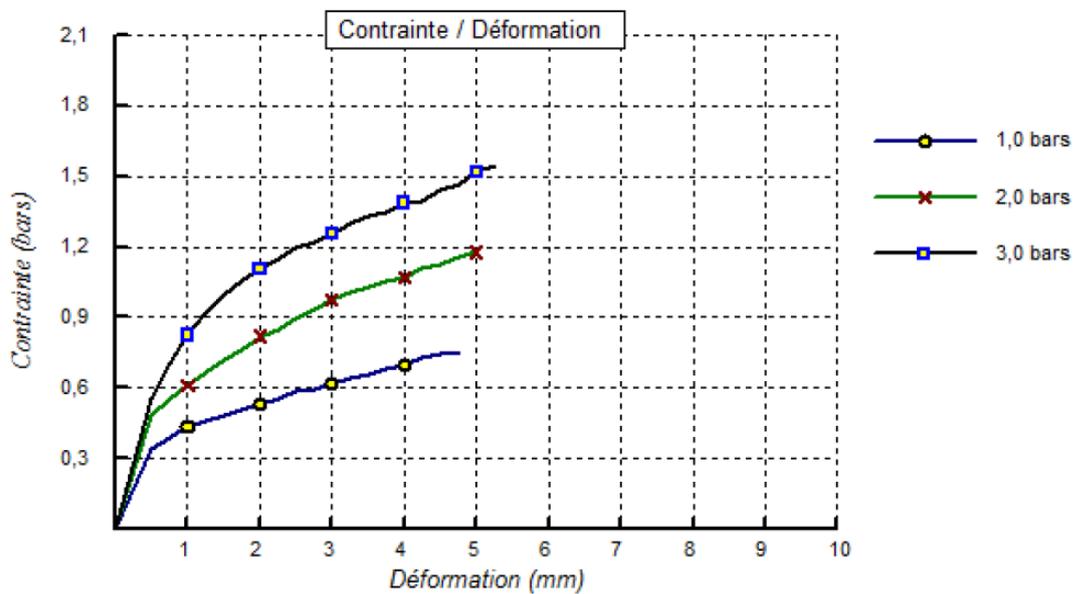
NF P 94-071-1

Client : HKOTP
Projet : ETUDE DE SOL "LYCEE SIDI AB ELLAH"
Endroit : MAHALMA

N° Projet : 24-LKBG-18

Sondage n° : S2
Profondeur : 05.50 - 05.80
Nature :
Date essais :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



Cohésion = 0,37 bars
Frottement = 21,63 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,76$

$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,18$

$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,55$

Annexe 5 : Données du projet

Lieu : Sidi Abdellah, Willaya d'Alger

Système d'unité : kN, kPa, kN/m³.

$\gamma_w = 10$

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	ϕ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Argile limoneuse LT		20,2	25,30	20,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	remblai selectionné		20,0	36,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Atalus		22,0	36,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Argile limoneuse CT		20,2	21,45	37,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	$\Gamma\gamma$	Γc	$\Gamma \tan(\phi)$	Type de cohésion	Courbe
1	Argile limoneuse LT		-	-	-	Effective	Linéaire
2	remblai selectionné		-	-	-	Effective	Linéaire
3	Atalus		-	-	-	Effective	Linéaire
4	Argile limoneuse CT		-	-	-	Non drainée	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
2	-8,000	0,000	3	5,000	0,000	4	11,000	0,000	5	11,800	0,000	6	6,500	-6,500
8	13,185	-6,500	9	20,000	-6,000	10	13,186	-6,000	11	12,385	-6,000			

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2									
2	2	3	3	3	4	4	4	5	8	6	7	9	7	8	11	5	10	12	8	10
13	10	9	14	6	3	15	4	11	16	7	11									

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge répartie 3	-8,000	0,000	20,0	5,000	0,000	20,0	90,00

Bandes

	Nom	X	Y	Espacement horizontal	Inclinaison/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion	TR	Longueur	Largeur
1	Famille 1	12,700	-6,000	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
2	Famille 1	12,644	-5,750	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
3	Famille 1	12,588	-5,500	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
4	Famille 1	12,531	-5,250	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
5	Famille 1	12,475	-5,000	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
6	Famille 1	12,419	-4,750	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
7	Famille 1	12,363	-4,500	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
8	Famille 1	12,306	-4,250	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
9	Famille 2	12,165	-3,750	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
10	Famille 2	12,053	-3,263	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
11	Famille 2	11,941	-2,776	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
12	Famille 2	11,828	-2,288	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
13	Famille 3	11,646	-1,500	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
14	Famille 3	11,477	-0,769	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000
15	Bande 4	11,400	-0,250	1,000	0,000	1,000	10,00	150,0	6,300	1,000

Annexe 6 : Phase 1 provisoire

Données de la phase 1

Nom de la phase : Provisoire

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
2	2	3	Argile limoneuse CT	8	6	7	Argile limoneuse CT	9	7	8	Argile limoneuse CT
12	8	10	Argile limoneuse CT	13	10	9	Argile limoneuse CT	14	6	3	Argile limoneuse CT

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle				
1	-8,000	-2,000	0,00	2	5,461	-2,000	0,00	3	6,500	-6,500	0,00	4	13,207	-6,500	0,00	5	20,000	-6,500	0,00

Données de la situation 1

Nom de la phase : Provisoire

Nom de la situation : sismique

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditionnel/Sit. provisoire

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,500	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,350
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	7,350	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1,000

Abscisse émergence limite aval : 6,500

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 6,500; Y= -6,500

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Oui

Coefficient ah/g (accélération horizontale) : 0,300

Coefficient av/g (accélération verticale) : 0,090

Données de la situation 2

Nom de la phase : Provisoire

Nom de la situation : statique

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditionnel/Sit. définitive

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,500	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,350
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	7,350	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1,000

Abscisse émergence limite aval : 6,500

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 6,500; Y= -6,500

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Annexe 7 : Phase 2 durable

Nom de la phase : Durable

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
2	2	3	Argile limoneuse LT	3	3	4	remblai selectionné	4	4	5	Atalus
8	6	7	Argile limoneuse LT	9	7	8	Argile limoneuse LT	11	5	10	Atalus
12	8	10	Argile limoneuse LT	13	10	9	Argile limoneuse LT	14	6	3	Argile limoneuse LT
15	4	11	remblai selectionné	16	7	11	Atalus				

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : Charge répartie 3

Bandes : Famille 1
 Famille 2
 Famille 2
 Famille 2
 Famille 2
 Famille 3
 Famille 3
 Bande 4

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle
1	-8,000	-2,000	0,00	2	5,461	-2,000	0,00	3	6,500	-6,500	0,00	4	20,000	-6,500	0,00

Données de la situation 1

Nom de la phase : Durable

Nom de la situation : Interne

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditionnel/Sit. définitive

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,500	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,350
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	7,350	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 22,090; Y= 9,330

Incrément en X / Incrément en Y : X= 1,000; Y= 1,000

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 1; en Y= 1

Incrément sur le rayon : 1,000

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 5,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 11,908; Y= -3,936

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Données de la situation 2

Nom de la phase : Durable

Nom de la situation : Interne (sismique)

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditionnel/Sit. définitive

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{φ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,500	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,350
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_a,clou$	1,000	$\Gamma_a,tirant$	1,000	$\Gamma_a,bande$	7,350	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 22,090; Y= 9,330

Incrément en X / Incrément en Y : X= 1,000; Y= 1,000

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 1; en Y= 1

Incrément sur le rayon : 1,000

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 5,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 11,908; Y= -3,936

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Oui

Coefficient ah/g (accélération horizontale) : 0,300

Coefficient av/g (accélération verticale) : 0,090

Données de la situation 3

Nom de la phase : Durable

Nom de la situation : mixte

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditionnel/Sit. définitive

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{φ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,500	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,350
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_a,clou$	1,000	$\Gamma_a,tirant$	1,000	$\Gamma_a,bande$	7,350	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 13,020; Y= 9,330

Incrément en X / Incrément en Y : X= 1,000; Y= 1,000

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 1; en Y= 1

Incrément sur le rayon : 1,000

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : -8,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 9,030; Y= -6,500

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Données de la situation 4

Nom de la phase : Durable

Nom de la situation : mixte (sismique)

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditionnel/Sit. définitive

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,500	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,350
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	7,350	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 13,020; Y= 9,330

Incrément en X / Incrément en Y : X= 1,000; Y= 1,000

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 1; en Y= 1

Incrément sur le rayon : 1,000

Nombre d'incrémentes sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : -8,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 9,030; Y= -6,500

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Oui

Coefficient ah/g (accélération horizontale) : 0,300

Coefficient av/g (accélération verticale) : 0,090

Données de la situation 5

Nom de la phase : Durable

Nom de la situation : Globale (Sismique)

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditionnel/Sit. définitive

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,500	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,350
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	7,350	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1,000

Abscisse émergence limite aval : 13,186

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 13,186; Y= -6,000

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Oui

Coefficient ah/g (accélération horizontale) : 0,300

Coefficient av/g (accélération verticale) : 0,090

Données de la situation 6

Nom de la phase : Durable

Nom de la situation : Globale

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditionnel/Sit. définitive

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ'_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,500	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,350
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	7,350	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1,000

Abscisse émergence limite aval : 13,186

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 13,186; Y= -6,000

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non