

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



Projet de Fin d'Études

Pour l'obtention du diplôme
D'Ingénieur d'État en Génie Civil
Intitulé

Stabilité des remblais de grande hauteur
renforcé par géosynthétiques
Cas du remblai de AIN SFIHA WILAYA de
SETIF

Proposé et dirigé par :

Mme. R.KETTAB

Mme. F.DEBICHE

Présenté par :

FARIK Ali

BOUDJEMA Ibrahim

Promotion Juin 2009

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous tenons à remercier tout particulièrement nos deux encadrateurs. Mme. R. KETABE et Mme F. DEBICHE pour leurs conseils qui nous ont été précieux ainsi que toutes les suggestions et remarques qu'elles ont formulées tout au long de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Nos sincères remerciements à tous les personnels de l'Agence Nationale des Autoroutes (ANA), Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Et en fin nous tenons vivement à remercier tous nos amis, chacun à son nom.

الملخص:

لقد قمنا في هذا العمل بتحديد مختلف الخصائص الفيزيائية والكيميائية والميكانيكية لطبقات التربة المختلفة. كما أننا حددنا نوع التربة المستعملة في هذا المشروع، و ذلك بمراعاة تواجدها في المنطقة بكميات كبيرة و بتكلفة منخفضة. من الناحية التطبيقية، قمنا في هذا العمل المتواضعة بدراسة استقرار تراب الردم ارتفاعه 20 مترا، و ذلك باستعمال جدران ترابية معزز بأنسجة ترابية (géotextile)، أما معاملات السلامة قمنا بحسابهم و ذلك باستخدام برنامج جيوستوديو (géostudio).

الكلمات المفتاحية: تراب الردم ، نسيج ترابي ، geosynthetics ، الهندسة الجيوتقنية.

Résumé:

Dans le présent travail, nous avons déterminé en premier lieu les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des différentes couches du sol, et nous avons identifié les matériaux du remblai les plus disponibles à faible coût.

Pour le cas pratique, nous avons étudié dans ce modeste travail la stabilité d'un remblai de 20 mètres de hauteur par l'utilisation des murs en terre renforcée par des nappes géosynthétiques ; les coefficients de sécurité sont calculés à l'aide de logiciel géostudio.

Mot clef : remblai, géotextile, géosynthétique, géotechnique.

Abstract:

In this work we first identified the physico-chemical and mechanical properties of different soil layers, and we have identified the materials of the embankment the most readily available at low cost.

For a practical case we consider in this modest work the stability of an embankment height of 20 meters through the use of earthen wall reinforced with geosynthetic layers, the coefficients of safety is calculated by using software géostudio.

Keyword: embankment, geotextile, geosynthetics, geotechnics.

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I: reconnaissance du sol

I.1. Introduction	3
I.2. Les Moyens De Reconnaissance	3
I.3. Reconnaissance géologique.....	3
I.4. Reconnaissance géophysique.....	3
I.5. Reconnaissance géotechnique.....	4
I.5.1. Les essais « in –situ ».....	4
I.5.2. Les essais au laboratoire.....	13
I.6. Classification des matériaux des remblais selon GTR 92.....	21
I.6.1. Analyse des différents paramètres de classification des sols.....	22
I.6.1.1 Paramètres de nature.....	22
I.6.1.2 Paramètres de comportement mécanique.....	23
I.6.1.3 Paramètres d'état	23
I.6.2. classification des sols.....	24
I.6.3. Comment classer un sol selon GTR 92.....	24

Chapitre II : Les techniques de construction des remblais

II.1. Introduction.....	26
II.2. Présentations des techniques de construction.....	26
II.3. Critères influant sur le choix des techniques.....	27
II.3.1. Disponibilité des matériaux et des matériels.....	27
II.3.2. Impacts sur l'environnement.....	27
II.3.3. Délais.....	27
II.3.4. Exigences de service de l'ouvrage.....	28
II.3.5. Contraintes générales communes aux chantiers de travaux publics....	28
II.4. Les différents types de renforcement.....	28
II.4.1. Historique de la technique.....	28
II.4.2. Disposition constructives relatives au remblai.....	29
II.4.2.1 Le renforcement par la géosynthétique.....	29
II.4.2.2. Construction par étapes.....	34
II.4.2.3. Banquettes latérales.....	35
II.4.3. Modifications du sol supportant le remblai.....	37
II.4.3.1. Colonnes ballastées.....	37
II.4.3.2. Plots ballastés pilonnés.....	38

Chapitre III : les géotextiles

III.1. Introduction.....	39
III.2. Présentation des matériaux.....	39

III.3.	Les constituants	40
III.4.	Différents types de géotextiles	40
III.4.1.	Géotextiles perméables	40
III.4.2.	Géotextiles imperméables	43
III.5.	Principales fonctions des géotextiles	43
III.6.	Propriétés des géotextiles	52
IV.6.1.	Texture	52
IV.6.2.	Perméabilité	52
IV.6.3.	Résistance et allongement à la rupture	52
IV.6.4.	Résistance à la déchirure	53
IV.6.5.	Durabilité	53
III.7.	Mise en œuvre sur chantier et exemples d'utilisation	54
IV.7.1.	Mise en œuvre	54
IV.7.2.	Utilisation en terrassement	54
IV.7.3.	Utilisation en construction routière	55
IV.7.4.	Utilisation diverses	55
III.8.	Contrôle des géotextiles	56
III.8.1.	Contrôle de fabrication	56
III.8.2.	Réception sur chantier	57
III.8.3.	Contrôle de laboratoire sur le produit livré sur chantier	57
III.9.	Conclusions	57

Chapitre IV : les méthodes de calcul

IV.1.	Introduction	58
IV.2.	Définition du coefficient de sécurité	58
IV.3.	Glissement plan	59
IV.4.	Méthode de dimensionnement	60
IV.4.1.	Les modes de rupture	60
IV.4.2.	Méthode de calcul à l'équilibre limite	61
IV.4.2.1.	La méthode de cercle de glissement	62
IV.4.2.2.	La méthode de glissement par blocs	63
IV.4.2.3.	La méthode aux éléments finis	64
IV.4.2.4.	La méthode des déplacements	64
IV.5.	Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité	65
IV.5.1.	Méthodes de l'équilibre des moments	66
IV.5.1.1.	La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire.....	66
IV.5.1.2.	La méthode de Fellenius.....	68
IV.5.1.3.	Méthode de Bishop (1955)	69
IV.5.1.4.	La méthode de Bishop simplifiée.....	71
IV.5.2.	Méthodes de l'équilibre des forces	73

IV.5.2.1. La méthode de Coin	73
IV.5.3. Méthodes de l'équilibre des moments et des forces	73
IV.5.3.1. La méthode de Janbu simplifiée.....	73
IV.5.3.2. la méthode de Janbu généralisée	74
IV.5.3.3. La méthode de Spencer	75
IV.5.3.4. La méthode de Morgenstern et Price	77
IV.5.3.5. La méthode de Sarma	78
IV.6. Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite.....	78
IV.7. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte.....	80
IV.8. Les logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité	80
IV.8.1. Logiciel SLOPE/W.....	80
IV.8.2. Logiciel SLIDE.....	80
 Chapitre V: Présentation générale du projet et Résultats des essais 	
V.1. Présentation générale du projet.....	81
V.2. Caractéristiques géométrique du remblai.....	81
V.3. La reconnaissance de la sole support.....	84
V.3.1. Programme de reconnaissance.....	84
V.3.1.1. Les sondages carottés.....	84
V.3.1.2. Les sondages pressiométriques.....	84
V.3.1.3. Essai en laboratoire.....	85
V.3.2. Analyse et interprétation des résultats.....	87
V.3.2.1. Structure lithologique.....	87
V.3.2.2. Hydrogéologie.....	87
V.3.2.3. Humidité.....	87
V.3.2.4. Compacité.....	87
V.3.2.5. Analyse granulométrique.....	87
V.3.2.6. Essais de compressibilité à l'oedomètre.....	87
V.3.2.7. Les caractéristiques mécaniques.....	87
V.4. La reconnaissance des matériaux de remblai.....	88
V.4.1. Essais d'identification.....	88
V.4.2. Essais mécaniques.....	89
V.4.3. Essais de contrôle.....	89
V.4.3.1. Essai de plaque.....	89
V.4.3.2. Essai TROXLER.....	90
V.5. Conclusion.....	91

Chapitre VI : calculs et vérifications

VI.1. Introduction.....	92
VI.2. Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2004 V6.02.....	92
VI.2.1. Le programme SLOPE/W.....	93
VI.2.2. L'interface du logiciel SLOPE/W.....	93
VI.3. Calcul et Vérification.....	94
VI.3.1. Facteurs défavorables pour la stabilité du versant.....	94
VI.3.2. Hypothèses de calcul.....	95
VI.4. Technique de renforcement par géotextiles.....	95
VI.4.1. Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection.....	95
VI.4.2. Matériaux de renforcement	95
VI.4.3. La mise en œuvre du Géotextile.....	97
VI.4.4. Etude du confortement du site étudié.....	97
VI.4.4.1. Le système de drainage.....	97
VI.4.4.2. Types de drainage.....	98
VI.5. Evolution les caractéristiques d'un remblai renforcé.....	98
VI.5.1. Déduire les caractéristiques à l'aide d'un essai triaxiale	98
VI.5.2. Conditions de l'essai	99
VI.5.3. Analyse des résultats	99
VI.5.3.1. Mode de rupture des l'échantillon	99
VI.5.3.2. Evolution de contrainte cisaillement en fonction de contrainte normal.....	101
VI.5.3.3. La variation de la cohésion en fonction du nombre de renforcement.....	103
VI.5.4. Interprétation des résultats.....	103
VI.6. vérifier la stabilité de mur géotextile	104
VI.6.1. Calcul de la stabilité externe du mur en terre.....	104
VI.6.2. Dimensionnement interne du mur.....	109
VI.6.3. Résultats d'analyse de la stabilité globale du terrain après confortemen.....	112
VI.7. Discussion des résultats et recommandation.....	113
VI.8 Calcul des tassements.....	114
VI.8.1. Méthode œdométrique.....	114
VI.8.2. Évaluation du tassement pour la charge du remblai.....	115
VI.9. Conclusion.....	116
Conclusion générale.....	117

Références bibliographiques

Annexe

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECONNAISSANCE DU SOL

Tableau (I-1) : catégories conventionnelles de sol.....	10
Tableau (I-2) : les différentes Sous-classes.....	25
Tableau (I-3) : Classification selon l'état hydrique.....	25

CHAPITRE II : LES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION DES REMBLAIS

Tableau (II-1) : Comparaison des différents produits géosynthétiques.....	30
Tableau (II-4) : valeurs d'angle de frottement sol/geotextile en fonction du coefficient de frottement et de l'angle de frottement sol/sol.....	33

CHAPITRE III : LES GEOTEXTILES

Tableau (III-1) : types de sollicitations auxquelles est soumis un géotextile.....	44
Tableau (III-2) : récapitulatif les principales fonctions des géotextiles.....	51

CHAPITRE IV : LES METHODES DE CALCULE

Tableau (IV-1) : Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses.....	79
--	----

CHAPITRE V : PRESENTATION GENERALE DU PROJET ET RESULTATS DES ESSAIS

Tableau (V-1) : Résultats des essais au pressiomètre.....	84
Tableau (V-2) : Résultats des essais mécaniques au laboratoire pour les sondages 60 ,61 et 25.....	85
Tableau (V-3) : Résultats des Essais d'identification physique.....	86
Tableau (V-4) : résultats des Essais d'identification.....	88
Tableau (V-5) : Tableau vérification de compactage de la couche N°25.....	90

CHAPITRE VI : CALCULS ET VERIFICATIONS

Tableau (VI-1) : caractéristique du renforcement.....	95
Tableau (VI-2) : Résultat des essais.....	104
Tableau (VI-3) : Résultat des calculs.....	110
Tableau (VI-4) : Coefficients de sécurité obtenus avant et après réalisation du confortement.....	112
Tableau (VI-5) : Répartition des contraintes.....	115
Tableau (VI-6) : Évaluation du tassement.....	116
Tableau (VI-7) : L'évolution du tassement au cours du temps.....	116

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECONNAISSANCE DU SOL

Figure (I-1) : Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique	4
Figure (I-2) : Schéma de principe d'un pénétromètre statique	5
Figure (I-3) : Schéma de principe de la pointe normalisée.....	6
Figure (I-4) : Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier.....	7
Figure (I-5) : Principe de l'essai pressiométrique Ménard.....	9
Figure (I-6) : Les différentes phases du carottage.....	11
Figure (I-7) : Essai TROXLER.....	12
Figure (I-8) : Essai de plaqu.....	13
Figure (I-9) : détermination la teneur en eau.....	14
Figure (I-10) : essai granulométrique.....	15
Figure (I-11) : essai de détermination de la limite de liquidité.....	15
Figure (I-12) : optimum Proctor.....	16
Figure (I-13) : droite de coulomb	17
Figure (I-14) : L'essai triaxia.....	18
Figure (I-15) : Principe de l'essai triaxial.....	19
Figure (I-16) : L'essai oedométrique.....	20
Figure (I-17) : Courbe oedométrique.....	21

CHAPITRE II : LES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION DES REMBLAIS

Figure (II-1) : Rampes de pyramides (d'après Les bâtisseurs des grandes pyramides, G. Goyon, Pygmalion, 1990).....	29
Figure (II-2) : le géotextile dans le sol.....	30
Figure (II-3) : comportement simplifié d'une inclusion à la traction et de frottement à l'interface sol/inclusion.....	32
Figure (II-4) : technique de construction par étape.....	35
Figure (II-5) : Rupture circulaire dans un remblai avec une banquette latérale.....	36
Figure (II-6) : Poinçonnement dans un remblai avec une banquette latérale.....	36
Figure (II-7) : réalisation des colonnes ballastées.....	37
Figure (II-8) : réalisation des plots ballastés pilonnés.....	38

CHAPITRE III : LES GEOTEXTILES

Figure (III-1) : rôle de conteneur, support et anticontaminante de géotextile.....	45
Figure (III-2) : rôle d'isolant mécanique de géotextile cas d'un canal et routier.....	46
Figure (III-3) : rôle d'armature de géotextile dans un cas d'un remblai.....	46
Figure (III-4) : utilisation d'un géotextile pour le drainage d'un remblai.....	47
Figure (III-5) : fonctionnement différent d'un drain de sable et d'un drain géotextile. Cas de rupture de remblai.....	47
Figure (III-6) : utilisation de géotextile en étanchéité.....	48
Figure (III-7) : diverse utilisation de géotextile comme filtre.....	49
Figure (III-8) : « autofiltre » : au contact du géotextile, le sol reforme un filtre naturel.....	50
Figure (III-9) : « microvoûtes » : au contact d'un géotextile dont les fibres sont représentées en coupe, un sol cohérent forme des voutes stables, après départ de quelques particules entraînées par l'eau.....	50

Figure (III-10): <i>role de clapet, imperméable à la pluie, perméable a l'eau de la nappe phréatique</i> ...	50
Figure (III-11) : <i>mise en œuvre d'une couche de matériau sur géotextile</i>	45

CHAPITRE IV : LES METHODES DE CALCULE

Figure (IV-1) : <i>pente infinie de surface de rupture plane</i>	59
Figure (IV-2) : <i>mode de rupture d'un remblai renforcé de hauteur h et de chargement q</i>	60
Figure (IV-3) : <i>mode de glissement d'un remblai renforcé par géotextile</i>	62
Figure (IV-4) : <i>mode de glissement d'un remblai renforcé par bloc</i>	63
Figure (IV-5) : <i>représentation de l'interaction sol géotextile par la méthode des éléments fins</i>	64
Figure (IV-6) : <i>compatibilité de la cinématique globale et des déformations locales</i>	64
Figure (IV-7) : <i>vérification de la tension admissible d'ancrage</i>	65
Figure (IV-8) : <i>La masse du talus découper en tranches</i>	66
Figure (IV-9): <i>La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius</i>	68
Figure (IV-10): <i>Représentation des forces inter-tranches sur une tranche</i>	70
Figure (IV-11): <i>La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop</i>	72
Figure (IV-12) : <i>Représentation des forces sur une tranche</i>	74
Figure (IV-13) : <i>La représentation des forces sur une tranche</i>	75
Figure (IV-14) : <i>Résultante des forces parallèles</i>	75
Figure (IV-15) : <i>représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer</i>	76
Figure (IV-16) : <i>les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer</i>	76
Figure (IV-17) : <i>représentation graphique des forces sur une tranche</i>	77

CHAPITRE V : PRESENTATION GENERALE DU PROJET ET RESULTATS DES ESSAIS

Figure (V-1): <i>Vue projet en cour de réalisation</i>	81
Figure (V-2): <i>géométrie de la section choisie à étudier</i>	81
Figure (V-3): <i>Vue en pan du remblai</i>	82
Figure (V-4): <i>Profile en long du remblai</i>	83

CHAPITRE VI : CALCULS ET VERIFICATIONS

Figure (VI-1): <i>Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W</i>	93
Figure (VI-2) : <i>Géotextile HeTelit C40/17</i>	96
Figure (VI-3): <i>Géotextile Stablenka 200</i>	96
Figure (VI-4): <i>géotextile bisim S61</i>	96
Figure (VI-5): <i>Mise en œuvre du géotextile</i>	97
Figure (VI-6): <i>Tranchée drainante</i>	98
Figure (VI- 7): <i>Représentation plan de rupture dans un échantillon renforcé par une nappe géotextile 1^{er} type</i>	99
Figure (VI- 8): <i>Représentation plan de rupture dans un échantillon renforcé par deux nappes géotextiles 1^{er} type</i>	100
Figure (VI-9) : <i>Représentation plan de rupture d'un échantillon renforcé par une nappe géotextile 2^{ème} type</i>	101
Figure (VI-10) : <i>coupe transversal dans la route</i>	104
Figure (VI-11) : <i>Rapport entre L et h aux angles des petites pentes</i>	105

Figure (VI-12): <i>Bilan des efforts extérieurs appliqués au mur</i>	105
Figure (VI-13): <i>Diagramme des contraintes sous la base du mur</i>	109
Figure (VI-14) : <i>principe des murs en remblai renforcé par nappes géotextile</i>	111
Figure (VI-15) : <i>principe d'un ouvrage en remblai renforcé avec parement incliné et végétalisé</i> ...	111
Figure (VI-16) : <i>protection de talus avec un dispositif de stockage alvéolaire et mur préfabriqué en béton</i>	111
Figure (VI-17) : <i>ouvrage en remblai renforcé avant végétalisation</i>	111
Figure (VI-18) : <i>ouvrage en remblai renforcé après la construction</i>	112
Figure (VI-19) : <i>Cas d'un cercle de glissement dans le remblai renforcé</i>	112
Figure (VI-20) : <i>Cas d'un cercle de glissement de remblai sans renforcement</i>	113
Figure (VI-21): <i>géométrie d'une tranche du remblai</i>	115

LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS

A	section droite de la pointe
Ac	section droite de la base du cône
B	La largeur de la base du mur
C	cohésion
C _c	indice de compression
CN	cohésion correspond à N nombre de renforcement
C _S	indice de recompression
C _u	cohésion non drainée
C _v	coefficient de consolidation vertical
DG	coefficient de dégradabilité
E	module d'Young
Em	module pressiométrique
Eoed	module oedométrique
E _{v1}	modules au premier chargement (essai de plaque)
E _{v2}	module au deuxième chargement (essai de plaque)
e	enfouissement moyen par coup
e ₀	indice des vides initial
F	force de traction
F	force de frottement
FS	coefficient de friabilité des sables
Fs	coefficient de sécurité
FSB	coefficient de sécurité de la nappe de géotextile
Ft	la résistance à la traction du géotextile
G	module de cisaillement
g	accélération due à la pesanteur
H	hauteur de chute du mouton
H _{dr}	hauteur de drainage
Ic	indice de consistance

IP	indice de plasticité
$I_z(a/z, b/z)$	facteur d'influence pour une charge de section trapézoïdale
IPI	L'indice portant immédiat
J	raideur
K_a	coefficient de poussée active
L	largeur de chaque nappe
LA	coefficient los Angeles
L_i	longueur du renforcement dans la zone considérée
L1	largeur de chevauchement
M	poids du mouton
M'	poids des parties frappées
MG	moment des forces par rapport au centre de la base du mur
M_r	moment stabilisant
M_w	moment renversant
MDE	coefficient micro-deval en présence d'eau
N	force normale sur le plan de glissement
N	nombre de renforcement
Nd	nombre de coups
N_i	effort d'une traction normale aux limites des blocs
Pf	pression de fluage
PG	poussée des terres sur l'écran du mur
P_H	composante horizontale de poussée des terres sur l'écran du mur
Pl	pression limite
PV	composante verticale de poussée des terres sur l'écran du mur
q	charge extérieur
q_{adm}	contrainte admissible sous la base du mur
Qc	effort de pointe
q_c	résistance de pointe statique
q_d	résistance de pointe dynamique
Qst	effort de frottement latéral total

Q_t	effort total de fonçage
r	de rayon du cercle de glissement
R_H	composante horizontale de la réaction du sol sous la base du mur
ROC	rapport de surconsolidation
RV	composante verticale de la réaction du sol sous la base du mur
S	surface de frottement dans 1 m linéaire
S_{oed}	tassement œdométrique
s_{∞}	tassement final
T	force de cisaillement
Tai	effort unitaire de traction dans la nappe i de renforcement
Ti	force mobilisée dans le géotextile
T_v	facteur temps
U	déplacement relatif
U_{moy}	Degré de consolidation
UP	Seuil de déplacement à la rupture au frottement
VBS	valeur Au Bleu
W	le poids du bloc
Z	profondeur verticale au plan de cisaillement
Z_1	déflexions au 1er chargement (essai de plaque)
Z_2	déflexions au 2em chargement (essai de plaque)
ν	coefficient de Poisson
ρ	masse volumique
ρ_{dm}	masse volumique sèche moyenne
ρ_{dOPN}	masse volumique sèche optimale
γ_d	Poids volumique sèche
γ	Poids volumique total
γ_w	Poids volumique d'eau
ϕ	angle de frottement
σ	contrainte normal
σ_h	contrainte de poussée de terre

σ'_p	contrainte effective de préconsolidation
σ_{\max}	contrainte maximale sous la base du mur
σ_{\min}	contrainte minimale sous la base du mur
σ'_{v0}	contrainte effective due au poids des terres
ε	déformation
τ	Contrainte de cisaillement
τ_i	cisaillement entre les blocs de glissement
τ_{\max}	résistance au cisaillement du sol
τ_p	Résistance à l'ancrage du géotextile
μ	la pression de l'eau interstitielle
β	l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement
α	Angle de l'inclinaison
θ	Inclinaison du géotextile par rapport à l'horizontale
ω	teneur en eau
ω_L	limite de liquidité
ω_n	teneur en eau naturelle
ω_{optn}	Optimum Proctor Normal
ω_p	limite de plasticité
Δ	déplacement verticale du massif.
δ	déplacement local d'une nappe de l'inclusion
λ	L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical

Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION GENERALE

Promotion 2008/2009



INTRODUCTION GENERALE

Le remblai constitue l'un des ouvrages de génie civil les plus anciens et les plus courants, la réalisation de ces ouvrages nécessite de bons sols (ce qui n'est pas toujours le cas).

Sous l'influence des conditions économiques et politiques qui impose parfois la réalisation d'ouvrages sur de mauvais sols, chose qui peut engendrer des catastrophes non négligeables tels que les glissements, les écroulements,, l'ingénieur se trouve souvent contraint d'améliorer les caractéristiques du sol concerné.

Pourquoi réaliser un remblai de grande hauteur ?

Des réflexions semblent nécessaires avant de décider de franchir une vallée ou autre par un grand remblai. Le tracé, par viaduc ou par remblai, soumis à l'avis de la population lors de l'instruction du projet n'est pas le même. En général, si l'on veut franchir une vallée, voie ferrée ou une autoroute par un remblai, on va ajuster le profil en long de telle sorte que l'on trouve dans les déblais encadrant la vallée les ressources nécessaires pour constituer le remblai, en évitant au maximum le recours à l'emprunt ou à des distances de transport prohibitives entre déblais et remblai. Si l'on retient l'option du viaduc, on évitera par contre de créer des déblais dont on n'a pas l'usage et, en général, le profil en long sera nettement plus haut.

La solution « grand remblai » ressort généralement comme la plus avantageuse, mais il faut naturellement s'assurer au préalable que ce remblai est réalisable dans des conditions techniques et économiques acceptables ; la tendance semble être cependant de considérer la solution viaduc comme plus sûre. En ce sens, il faut reconnaître que les conséquences des pathologies sur les grands remblais ne sont pas les mêmes que sur les remblais moyens ou petits. D'un autre côté, les travaux de construction d'un remblai pour franchir une vallée sont effectués plus rapidement que pour un viaduc.

Le choix entre viaduc ou remblai doit aussi tenir compte de la ressource disponible pour l'édification du remblai. Même si de grands remblais ont déjà été construits sans désordre ultérieur avec des matériaux peu sûrs, comme les marnes rocheuses, les connaissances dont on dispose actuellement ne permettent pas d'écarter tous les risques de désordre ultérieur, mais seulement de prendre un maximum de précautions, parfois coûteuses, pour prévenir des situations jugées à risque. En simplifiant, des déblais dans une roche saine permettront de constituer un remblai de grande hauteur aussi sûr que n'importe quel remblai, alors que des déblais dans des argiles plastiques hétérogènes sont à priori peu favorables, voire incompatibles avec l'exécution d'un grand remblai de qualité.

Un autre élément de choix déterminant est la nature du sol constituant le sol support de grand remblai. S'il s'agit d'un sol compressible, les coûts et les délais d'exécution risquent d'être fortement affectés. On peut considérer que les connaissances développées par la mécanique des sols sur ce type de problème permettent d'éclairer de façon sûre le choix à effectuer au niveau de la faisabilité. La conception et l'exécution de remblais sur pente

méritent cependant une attention particulière et constituent de toutes façons une difficulté technique à ne pas sous-estimer, surtout si cette pente est peu stable.

L'objet de notre travail consiste à étudier la stabilité d'un remblai de grande hauteur et à le renforcer par des nappes de géosynthétique.

Notre travail comporte deux parties :

La première partie est réservée à la bibliographie, qui fera l'objet d'une synthèse théorique approfondie sur les différents moyens de reconnaissance et d'investigation des sols support, classification et identification des matériaux des remblais, puis on cite différentes techniques de renforcement des remblais en général puis on approfondit le cas de confortement par géotextiles et on termine cette partie bibliographique par Les différentes méthodes de calcul de stabilité des remblais .

Dans la deuxième partie, pratique, le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage avec les différentes données géotechniques et géométriques exploitées dans le but de faire une analyse numérique à l'aide de logiciels « GEOSLOPE » afin de déterminer les surfaces de rupture éventuelles. Ce logiciel permet l'analyse de la stabilité de remblai sans renforcement (instable) puis avec renforcement et la détermination des surfaces de rupture potentielles.

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre I :
RECONNAISSANCE DU SOL

Promotion 2008/2009



I.1. Introduction

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude de réalisation d'un remblai. Cette reconnaissance doit aboutir à :

- L'établissement d'une coupe du sol support précisant les différentes couches rencontrées avec leurs caractéristiques d'identification et mécanique (résistance au cisaillement et compressibilité) moyennes, et doit permettre de connaître les conditions hydrogéologiques générales (nappe et ses fluctuations).
- Classification et identification des matériaux des remblais

I.2. Les Moyens De Reconnaissance

Les moyens de reconnaissance du sol pour l'étude de remblai sont essentiellement :

- l'étude des archives et documents existants.
- Les visites de site et les essais « in –situ »
- Les essais de laboratoire.

I.3. Reconnaissance géologique

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches. La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages dont certains exemples sont décrits au paragraphe de la reconnaissance géotechnique. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages.

I.4. Reconnaissance géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques:

- magnétiques
- Prospection électrique
- Prospection sismique
- Prospection gravimétrique

I.5. Reconnaissance géotechnique

I.5.1. Les essais « in –situ »

A. Le pénétromètre dynamique

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges (Figure I-1).

L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante. La pointe débordant par rapport au train de tiges, il se crée un espace annulaire entre ce train de tiges et le sol.

Un sondage au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer l'appareil dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée, en général limitée par la capacité de pénétration de l'appareil lui-même.

L'opérateur relève le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de profondeur fixé, en général 10 cm. On peut ensuite tracer le profil de résistance du sol correspondant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe.

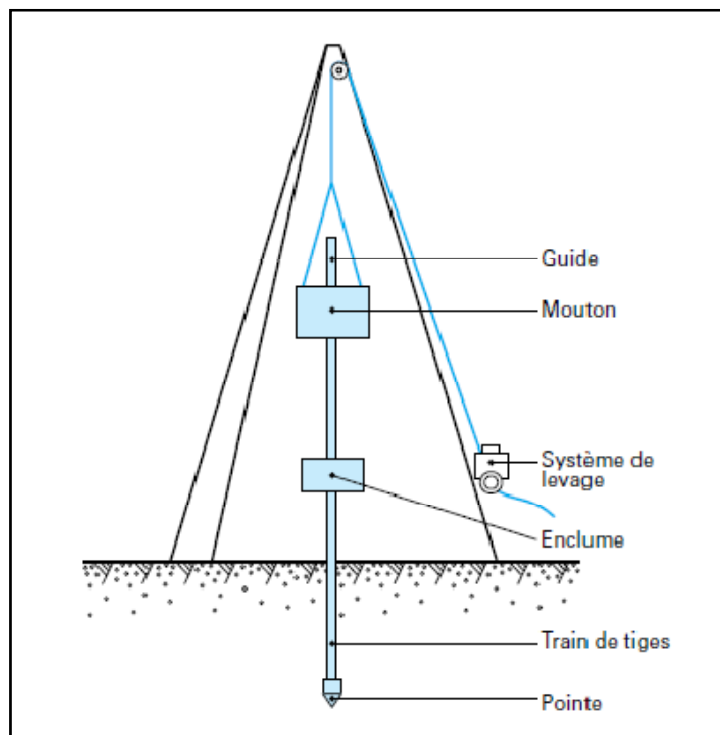


Figure I-1 : Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique.

Interprétation et domaine d'utilisation des pénétromètres dynamiques

Il existe deux modes de représentation d'un profil de pénétration dynamique :

- soit on trace en fonction de la profondeur le nombre de coups N_d nécessaire pour obtenir un enfoncement donné, en général 10 cm.
- soit on trace en fonction de la profondeur la résistance de pointe dynamique q_d calculée à l'aide d'une formule de battage de pieux, en général la formule des Hollandais, qui s'écrit [5]:

$$q_d = \frac{M}{e(M+M')} \frac{M \cdot g \cdot H}{A} \quad (I.1)$$

M : est le poids du mouton

M' : le poids des parties frappées (enclume placée en tête du train de tiges et sur laquelle s'exercent les chocs, train de tiges et pointe)

H: la hauteur de chute du mouton.

e : l'enfoncement moyen par coup.

A : la section droite de la pointe et g l'accélération due à la pesanteur.

B. Le pénétromètre statique

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante, un train de tiges terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges (Figure I-2).

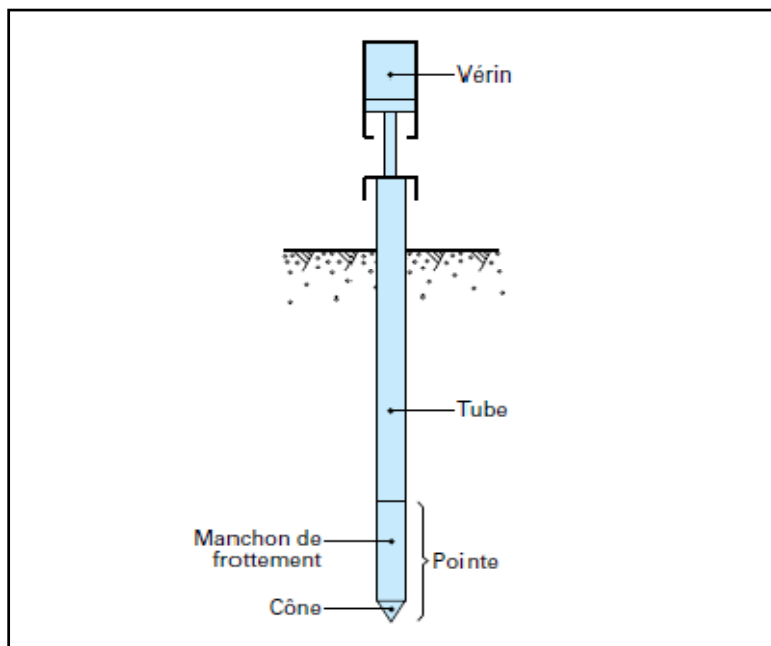


Figure I-2 :.Schéma de principe d'un pénétromètre statique.

Pénétrömètre normalisé et caractéristiques mesurées

La Figure (I-3) montre le schéma de la pointe de ce pénétrömètre. Il s'agit d'une pointe en acier dur, de section droite de 10 cm^2 (diamètre 36 mm), comportant une partie conique surmontée d'une partie cylindrique. L'effort de pointe Q_c est la résultante axiale de la réaction du sol sur ces deux surfaces cylindrique et conique.

But de l'essai

Les pénétrömètres sont particulièrement intéressants pour :

- la reconnaissance préliminaire des sites, sous réserve que l'on n'obtienne pas un refus prématuré de la pointe sur des couches dures de surface ou sur des blocs erratiques.
- pour le contrôle du compactage de couches de remblais.

Par définition, la résistance de pointe statique q_c est le quotient de l'effort de pointe par la section droite A_c de la base du cône, soit :

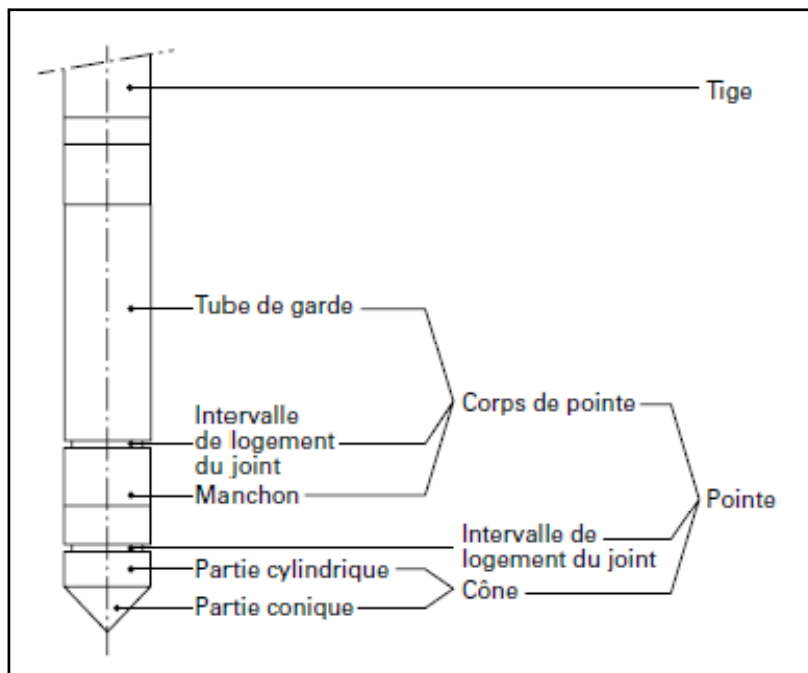


Figure I-3 : Schéma de principe de la pointe normalisée.

Connaissant l'effort total de fonçage Q_t , mesuré en tête, on peut déterminer l'effort de frottement latéral total Q_{st} sur le tube par la relation [5]:

$$Q_{st} = Q_t - Q_c \quad (I.2)$$

En traçant les variations de ces divers paramètres en fonction de la profondeur, on obtient des profils de pénétration, appelés aussi profils pénétrométriques.

C. Essais scissométriques

Le principe de l'essai est représenté sur la Figure (I-4) un moulinet, d'acier à quatre pales est foncé dans le terrain (sans avant-trou) par l'intermédiaire d'un train de tubes. La profondeur retenue pour l'essai étant atteinte, l'appareil est immobilisé pendant un court instant puis le moulinet est entraîné en rotation depuis la surface par l'intermédiaire de tiges placées à l'intérieur du train de tubes.

Cette rotation provoque le cisaillement du sol au voisinage des pales et une surface de cisaillement se développe à l'interface entre le cylindre de sol entraîné par le moulinet et le massif de sol en place. La surface cisailée est pour l'essentiel constituée par la surface latérale du cylindre, mais comprend également les deux surfaces horizontales d'extrémité.

Le scissomètre est l'appareil qui permet de mesurer la cohésion non drainée c_u des argiles avec le moins de risques de remaniement.

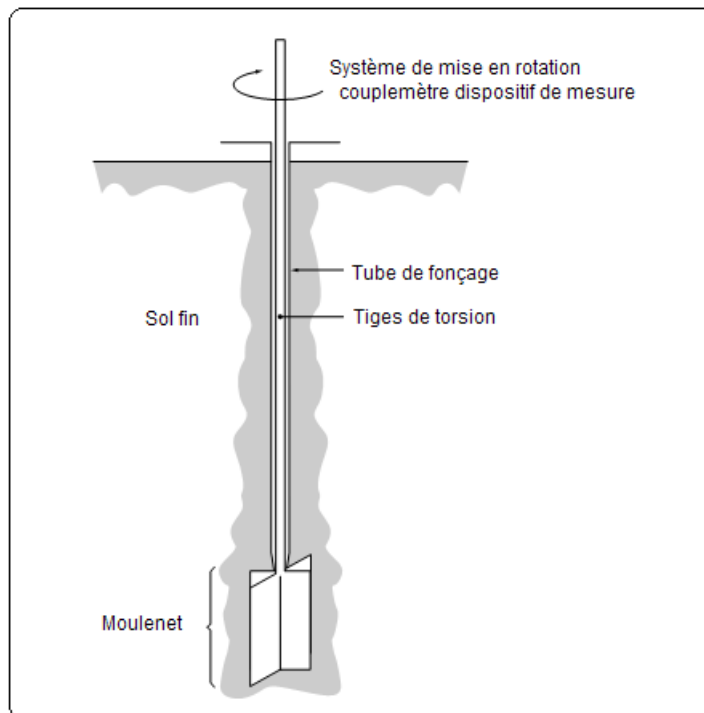


Figure I-4 : Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier

La mise en place du moulinet au niveau d'essai doit s'effectuer par fonçage sans choc, ni vibrations, ni rotation et à vitesse modérée. L'essai doit être réalisé dès que le moulinet a atteint la côte requise.

Les résultats sont présentés sous la forme d'un profil qui donne les différentes valeurs de la cohésion en fonction de la profondeur.

D. L'essai pressiométrique

Principe de l'essai

Il s'agit d'un essai contrainte-déformation mené jusqu'à la rupture pour une configuration d'application des charges bien précises. Cet essai, met au point par MENARD, consiste à mesurer l'augmentation de volume d'un cylindre dilatable, soumis à une augmentation de pression intérieure, et placé à la profondeur à laquelle on désire tester le sol.

Il est donc nécessaire d'exécuter préalablement un forage dans lequel on introduit la sonde. Suivant la nature des terrains rencontrés, ce forage peut être réalisé à l'aide d'une tarière, d'un carottier, ou de tout autre forme de moyen mécanisé (tube lanterné : tube fendu longitudinalement donc déformable, mèche hélicoïdale, ...).

Notons cependant qu'on ne réalise jamais un seul essai pressiométrique à une profondeur unique, mais on effectue une série d'essais espacés d'un mètre par exemple, constituant un sondage pressiométrique et variant le plus souvent de 5 à 30 m de profondeur.

Par raison de précaution, on fait progresser le forage au fur et à mesure des essais jusqu'à la profondeur maximale à atteindre.

Description sommaire de l'appareillage

L'appareil comprend deux parties :

- la sonde (introduite dans le forage au bout d'un train de tiges) ;
- le dispositif de mesure (restant à la surface du sol).

Conduite de l'essai

La pression régnant à l'intérieure de la sonde est absorbée en partie par la déformation de l'enveloppe. Il y a donc lieu de procéder avant tout essai à un étalonnage de la sonde en traçant la courbe donnant l'augmentation de volume ΔV en fonction de la pression P . Il en résulte une correction de pression variable avec le volume d'eau injectée. De plus, la pression de la sonde est égale à la pression lue au manomètre augmentée de la hauteur d'eau jusqu'au niveau de la mesure. D'autre part, comme on ne s'intéresse qu'à la pression effectivement appliquée aux grains, on devra soustraire la pression interstitielle dans le cas où on rencontrerait une nappe.

En définitive la pression réellement appliquée au sol est égale à la pression lue au manomètre moins la pression nécessaire pour déformer la sonde, plus la hauteur de la colonne d'eau, moins la pression interstitielle.

Supposons maintenant que toutes les corrections sont faites. L'essai est alors réalisé en augmentant la pression par palier. A chaque palier, on note les valeurs de l'augmentation de volume ΔV au bout de 15s, 30s et 60s après la fin de la mise à la pression. On trace la courbe :
 $\Delta V_{60} = f(P)$

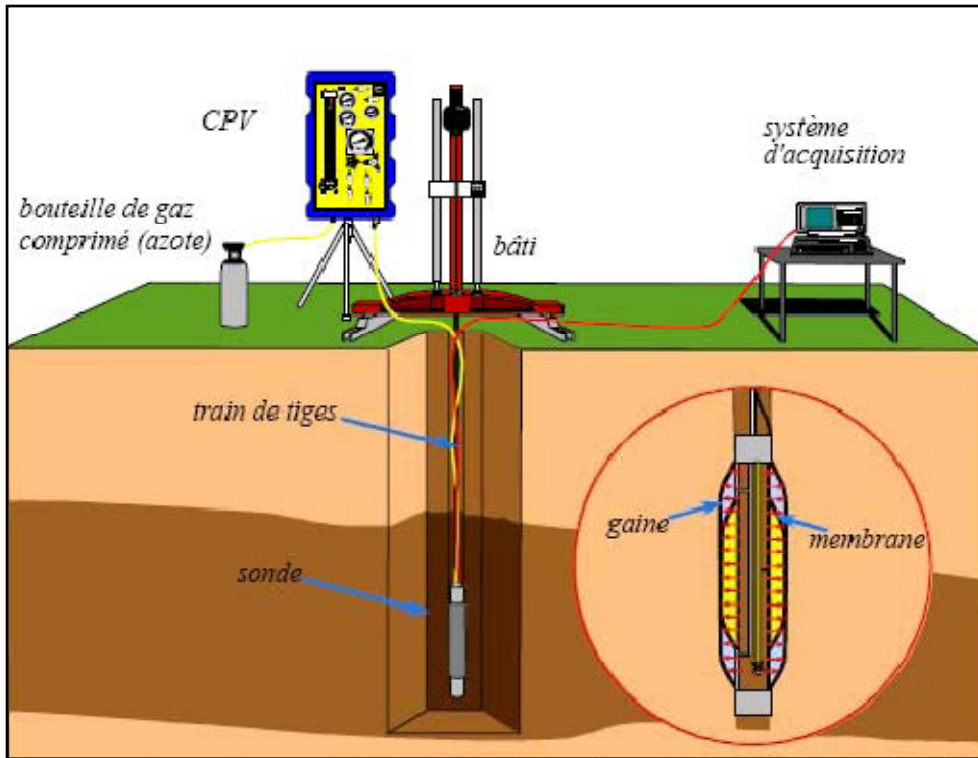


Figure I-5 : Principe de l'essai pressiométrique Ménard

Résultats

En définitive, l'essai pressiométrique conduit à la détermination de trois grandeurs qui sont caractéristiques :

- La pression limite **PI** (définie comme l'asymptote de la courbe pressiométrique ou déterminée par la méthode du "volume relatif"), La méthode des volumes relatifs dans laquelle la courbe de la pression est tracée en fonction $(V-V_0)/(V_c+V)$. Cette courbe est une droite dans la phase plastique et la pression limite est atteinte lorsque l'expression précédente est égale à $\frac{1}{2}$.
- Le module pressiométrique standard **Em** : Le module pressiométrique E est basé sur l'équation de Lamé donnant l'accroissement radial d'une cavité dans un milieu élastique

$$G = V \cdot \Delta P / \Delta V \quad (I.3)$$

G et le module d'Young est :

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad \text{où } \nu \text{ est le coefficient de Poisson}$$

$$E_m = K \cdot \Delta P / \Delta V.$$

K : coefficient de compression de la sonde : $K = 2(1 + \nu) (V_i + V_m)$;

V_i : volume de la cellule centrale au repos ;

V_m : volume de sol déplacé par la cellule de mesure. Il correspond au milieu de la partie linéaire de la courbe pressiométrique.

$\Delta P / \Delta V$: inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique.

- c) pression de fluage : P_f Cette pression correspond à la fin de la phase pseudo-élastique. La valeur de la pression limite P_l est reportée sur un tableau en fonction de la nature du sol [3].

Tableau I-1 : catégories conventionnelles de sol

Nature du sol			Pressiomètre P_1 (Mpa)
Argile, limons	A	Argiles et limons mou	< 0.7
	B	Argiles et limons Fermes	1.2-2
	C	Argiles très fermes à durs	>2.5
Sables, graves	A	Lâches	< 0.5
	B	M. Compactés	1.0-2.0
	C	Compactés	>2.5
craie	A	Molles	< 0.7
	B	Altérées	1.0-2.5
	C	Compacte	>3.0
Marnes	A	Tendres	1.5-4.0
	B	Compactés	> 4.5
roches	A	altérées	2.5-4.0
	B	fragmentées	> 4.5

Domaine d'utilisation

Il peut en outre donner une valeur approchée de la cohésion non drainée C_u :

$$C_u = (p_l - p_0) / 8 \quad \text{si } p_l - p_0 \leq 1 \text{ Mpa} \quad (\text{I.4})$$

$$C_u = (p_l - p_0) / 15 \quad \text{si } p_l - p_0 > 1 \text{ Mpa}$$

E. Un sondage carotté

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu de sol peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier.

Les échantillons de sols appelés carotte, sont présentés dans des caisses précisant leur identité. Notamment la profondeur à laquelle ils ont été prélevés.

Montage

Le carottier démonté, un étui est inséré dans le corps de celui-ci. Le joint d'étanchéité placé sous le cône est comprimé de manière adaptée à la nature du sol et à la profondeur pour rendre le piston stationnaire, c'est-à-dire trouver un compromis entre ne pas refouler le sol et ne pas autoriser sa pénétration dans l'étui.

Mise en position

Le carottier est descendu ou foncé dans le sol dans l'axe du bâti jusqu'à la cote de prélèvement le piston verrouillé en position basse. Tous les mètres, une tige est rajoutée par vissage.

Fonçage

Une fois le carottier mis en place à la cote désirée, un mannequin fixé au bout d'un câble est envoyé dans le train de tige. Il vient s'encaster dans une pièce en forme de tulipe. Une traction par l'intermédiaire du câble sur cette tulipe dégage le verrouillage à bille et il libère le piston du carottier. Le carottier peut alors être foncé.

Accouplement tête-piston, critère d'arrêt du fonçage

Le carottier foncé, le piston se verrouille automatiquement dans la tête. L'opérateur qui surveille la tension du câble sent que la tige centrale est libérée, il stoppe alors le fonçage et peut remonter le carottier. Le mécanisme d'accrochage est armé, c'est à dire que le piston est accouplé à la tête et le carottier peut être remonté.

Remontée

La remontée du carottier s'effectue à l'aide du bâti ou de la sondeuse en retirant les tiges au fur et à mesure.

Démontage et stockage

À la remontée du carottier, la tige centrale est utilisée pour désaccoupler la tête du piston. La tête est démontée puis le piston après avoir décomprimé le joint. Les échantillons sont conservés dans leur tube de protections et sont transportés au laboratoire

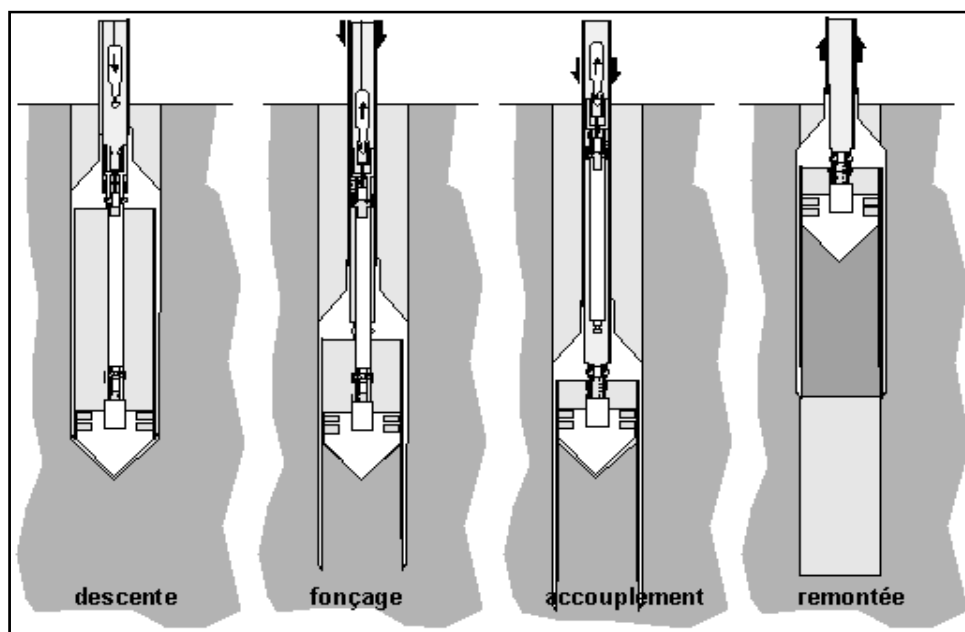


Figure I-6 : Les différentes phases du carottage

F. Essai TROXLER (gamme densimètre)

C'est un appareil radioactif, il mesure la compacité sur place, contrairement au densitomètre à membrane.

But de l'essai

L'essai consiste à contrôler les compacités des couches mises en œuvre de remblai et du sol support après introduction d'une densité sèche maximale de l'essai PROCTOR modifié, le TROXLER nous détermine : la densité sèche et humide, la teneur en eau, la compacité de l'état en site du sol.

Principe de l'essai

Ce contrôle se fait en plusieurs endroits (points) de la couche mise en œuvre tout le long de remblai.

Avant d'effectuer les mesures on procède au préalable à un étalonnage sur une plate forme en introduisant la correction nécessaire calculée par la formule suivante :

$$K = W_{\text{étuve}} - W_{\text{sonde}} / W_{\text{sonde}} + 100$$

Avec : $W_{\text{étuve}}$: teneur en eau mesurée par laboratoire.
 W_{sonde} : teneur en eau mesurée par l'appareil.



Figure I-7 : Essai TROXLER

G. Essai de plaque

Il a pour objet de déterminer directement la déformabilité du sol en place, à l'aide d'une plaque circulaire de rayon a sur laquelle on exerce une charge induisant une pression moyenne Q sur le sol.

La déformation du sol n'étant pas réversible, donc il faut effectuer deux chargements. On déduit alors de la mesure les modules au premier et au deuxième chargement, soit E_{v1} et E_{v2} , et l'on caractérise le sol par :

$$E_{v2} \text{ et } K = E_{v2}/E_{v1} \quad (\text{I.4})$$

E_{v2} : est bien représentatif du comportement du sol sous la chaussée et peut être pris en compte pour son dimensionnement.

K : est caractéristique du niveau de compactage atteint par le sol.

Le compactage du sol est d'autant meilleur que la déformation irréversible est plus faible, donc que K est plus proche de 2. En général, on admet que, si ce rapport est inférieur à 2, le compactage du sol est satisfaisant.

$$E_{v1} \text{ (Mpa)} = 112.5/Z1$$

$$E_{v2} \text{ (Mpa)} = 90/Z2 \quad Z1 \ Z2 : \text{ sont les déflexions au 1er et 2em chargement}$$

$$K = E_{v2}/E_{v1}$$



Figure I-8 : Essai de plaque

I.5.2. Les essais au laboratoire

A. Masse volumique et teneur en eau

A.1. Teneur en eau

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_d de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C (Figure I-9).

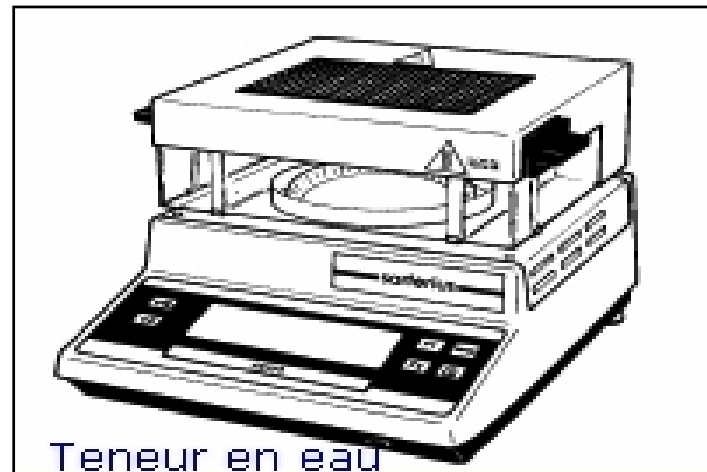


Figure I-9 : détermination la teneur en eau.

A.2. Masse volumique

Principe de l'essai

On utilise le principe de la poussée d'Archimède. En effet, on mesure le volume d'eau déplacé lors de l'introduction d'un certain poids de sol sec, la connaissance du poids des grains solides et de leur volume permet de calculer le poids volumique des grains solides.

But de l'essai

Le but de cet essai est de déterminer expérimentalement au laboratoire certain caractéristique des sols comme la masse volumique sèche : $\gamma_s = W_s/V$ des sols.

Domaine d'utilisation

Cet essai est utilisé pour classer les différents types de sols.

B. Analyses granulométriques

C'est un essai qui a pour objet de déterminer la répartition des grains suivant leur dimension ou grosseur. Les résultats de l'analyse granulométrique sont donnés sous forme d'une courbe dite courbe granulométrique et construite sur un graphique, cette analyse se fait en général par :

- Tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 mm.
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 mm.

Principe d'essai

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis et passeroies reposants sur un fond de tamis un matériau en plusieurs classes de tailles décroissantes

But de l'essai

C'est un essai qui a pour objet la détermination en poids des éléments d'un sol (matériau) suivant leurs dimensions (cailloux, gravier, gros sable, sable fin, limon et argile).

Domaine d'utilisation

La granulométrie est utilisée pour la classification des sols en vue de leur utilisation dans les remblais.



Figure I-10 : *essai granulométrique*

C. Equivalent du sable

Le but de l'essai est de déterminer la qualité d'impureté (ou pour déterminer le pourcentage d'impureté dans un échantillon) soit des éléments argileux ultra fins ou des limons.

D. Limites d'atterberg

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

Limite de plasticité (W) et limite de liquidité (W_L), sont des limites conventionnelles qui séparent les trois états de consistance du sol :

W_P sépare l'état solide de l'état plastique et W_L sépare l'état plastique de l'état liquide ; les sols qui représentent des limites d'Atterberg voisines, c'est-à-dire qui ont une faible valeur de l'indice de plasticité $I_P = W_L - W_P$, sont donc très sensibles à une faible variation de leur teneur en eau



Figure I-11 : *essai de détermination de la limite de liquidité*

E. Essai PROCTOR

L'essai Proctor est un essai routier, il s'effectue à l'énergie dite modifiée, il y a aussi l'énergie normale.

Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer le poids volumique sec d'un sol disposé en trois couches dans un moule Proctor de volume connu, chaque couche étant compactée avec la dame Proctor, L'essai est répété plusieurs fois et on varie à chaque fois la teneur en eau de l'échantillon et on fixe l'énergie de compactage. Les grains passant par le tamis de 5 mm sont compactés dans le moule Proctor.

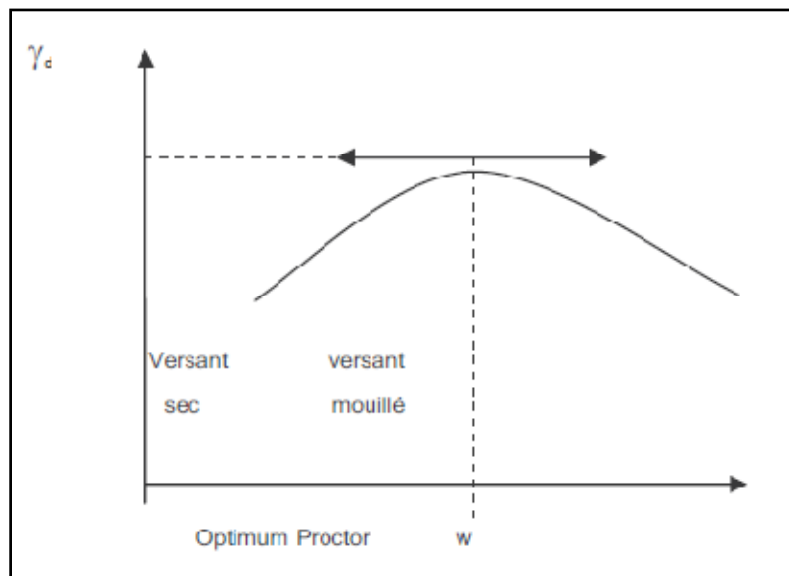


Figure I-12 : optimum Proctor.

But de l'essai

L'essai **Proctor** consiste à étudier le comportement d'un sol sous l'influence de compactage (la réduction de son volume par réduction des vides d'air) et une teneur en eau c'est-à-dire la détermination de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale, pour un compactage bien défini.

Domaine d'utilisation

Cet essai est utilisé pour les études de remblai en terre, en particulier pour les sols de fondations (route, piste d'aérodromes).

F. Essai au bleu de méthylène (ou à la tache)

Il s'agit d'un autre essai permettant de caractériser l'argilosité (ou la propreté) du sol. Les molécules de bleu de méthylène ont pour propriété de se fixer sur les surfaces externes et internes des feuillets d'argile, la quantité de bleu adsorbée par 100grammes de sol s'appelle « Valeur Au Bleu » du sol et est notée **VBs**, la **VBs** reflète globalement :
 La teneur en argile (associée à la surface externe des particules).
 L'activité de l'argile (associée à la surface interne).

L'essai consiste à mettre en suspension une fraction de sol (**0/d**) avec $d \leq 10\text{mm}$ et à ajouter à cette suspension des doses successives de **5 ml** d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à apparition d'une auréole bleue autour de la tâche constituée par le sol, l'auréole bleue indique l'excès de cette solution dans les particules d'argile.

Calculs et expression des résultats

Les grandeurs mesurées au cours de l'essai sont :

m₁ : Masse humide de l'échantillon constituant la première prise d'essai (en grammes)

m₂ : Masse humide de l'échantillon servant au calcul de la teneur en eau (en grammes)

m₃ : Masse sèche de l'échantillon m₂ (en grammes)

V : Volume de la solution de bleu de méthylène utilisé (en centimètres cubes)

La valeur au bleu du matériau testé est:

$$VBS = B/m_0 * c * 100$$

Avec **B** : masse de bleu introduite = V * 0,01

C : Proportion de la fraction 0/5 mm

m₀ : masse sèche de la prise d'essai = m₁ / (1+ω)

ω : Teneur en eau de l'échantillon = (m₂ - m₃) / m₃

G. Essais à l'appareil triaxial

1 - Définitions

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme la contrainte de cisaillement τ s'exerçant le long de la surface de rupture, au moment de la rupture. Elle s'exprime en fonction des paramètres C (cohésion) et ϕ (angle de frottement) de la contrainte normale σ à la surface de rupture :

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

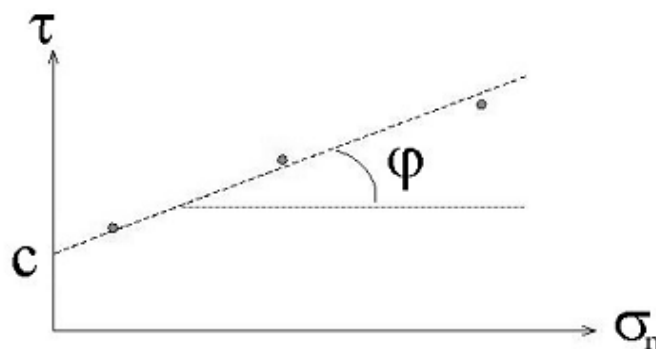


Figure I-13 : droite de coulomb.

L'essai triaxial a pour but de déterminer ces paramètres.

L'appareil triaxial de révolution, appelé couramment appareil triaxial, est constitué d'une cellule triaxiale et d'un système de chargement comportant une presse et différents dispositifs de mise en pression.

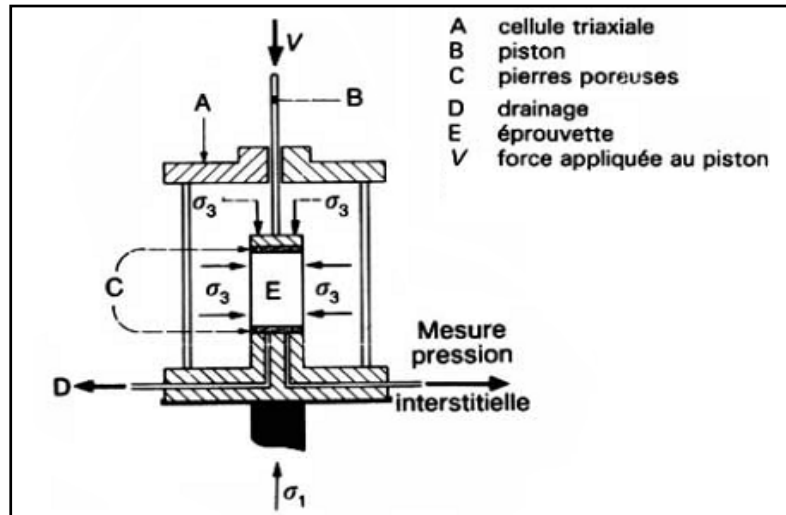


Figure I-14 : L'essai triaxial

2. Types d'essais

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial comportent deux étapes :

- Une première étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement (Figure I-15-b).
- Une seconde étape, de cisaillement proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise (Figure I-15-c).

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage.

On distingue les principaux types d'essais suivants :

➤ **essais non consolidés-non drainés (UU)**

La première étape de l'essai est effectuée à drainage fermé, de même que le cisaillement.

➤ **essais consolidés-non drainés (CU)**

Au cours de l'étape de consolidation, le drainage est ouvert et l'on attend que les contraintes effectives deviennent égales aux contraintes totales appliquées (surpressions interstitielles nulles). Au cours de l'étape de cisaillement, le drainage est fermé et l'on peut, si nécessaire, mesurer la pression interstitielle pendant le chargement jusqu'à la rupture (on parle alors d'essais CU avec mesure de u).

➤ essais consolidés-drainés (CD)

La première étape est identique à celle des essais CU. Le cisaillement est exécuté en condition de drainage ouvert, en augmentant la charge suffisamment lentement pour que la surpression interstitielle reste négligeable tout au long de l'essai.

Suivant la perméabilité du sol, les phases de consolidation et de cisaillement peuvent être rapides (de l'ordre de quelques minutes à une heure pour les essais sur les sols pulvérulents et pour les essais non consolidés-non drainés sur sols fins) ou beaucoup plus lentes (de l'ordre du mois pour les essais drainés sur les argiles peu perméables).

3. Exploitation des résultats

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial sont traditionnellement exploités en utilisant la représentation de Mohr pour les états de contraintes totales ou effectives

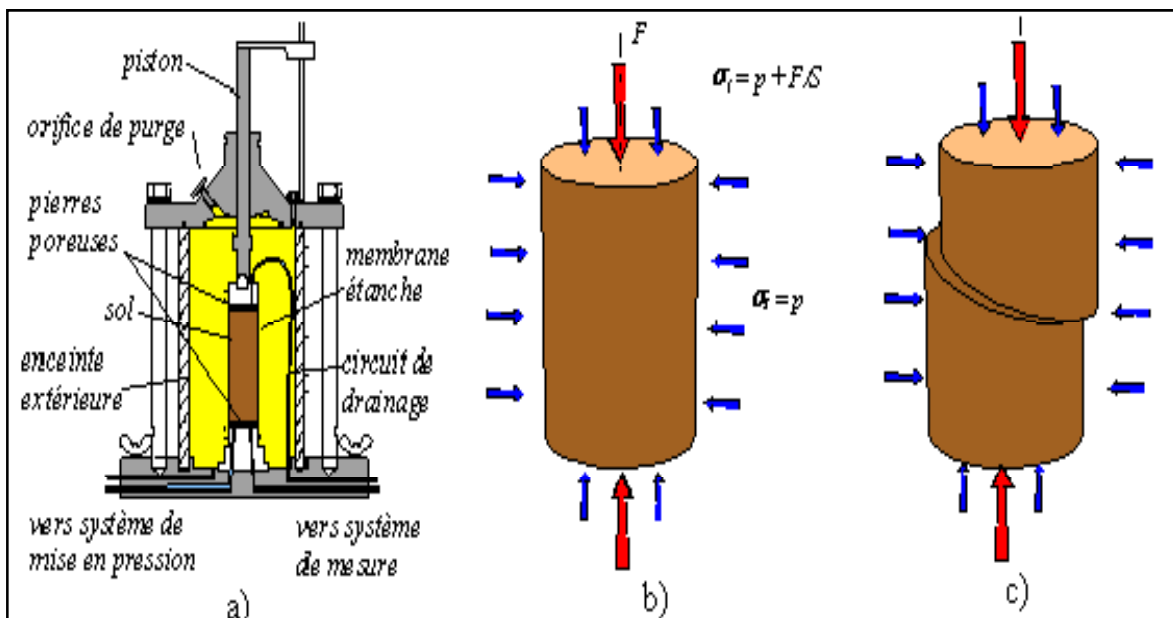


Figure I-15 : Principe de l'essai triaxial

H. Essai oedométrique

L'essai oedométrique a pour but de déterminer certains paramètres qui permettent la détermination du comportement de sols. L'essai de compression unidimensionnel au laboratoire est effectué dans une cellule oedométrique.

Le principe de cet essai est de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide, à déformation radiale nulle, et de mesurer la variation Δh de sa hauteur h_0 au cours du temps. L'éprouvette est drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai (Figure I-16).

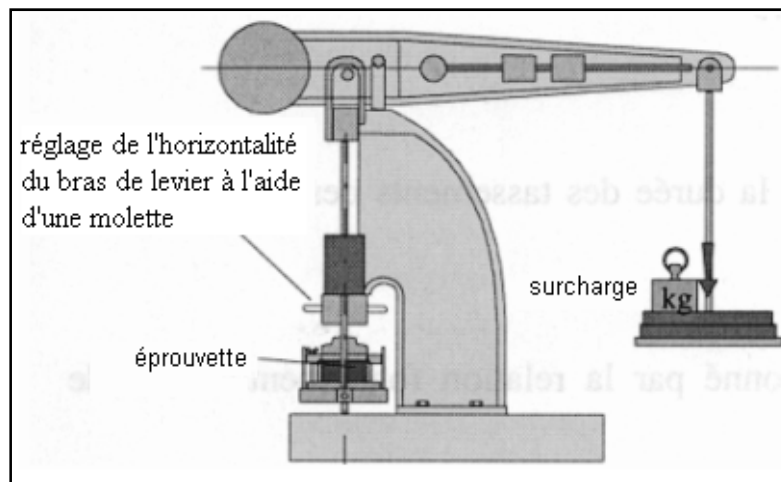


Figure I-16 : L'essai oedométrique

Courbe oedométrique

Par convention, l'essai est réalisé en augmentant toutes les 24 heures la pression appliquée à l'éprouvette et l'on admet que la déformation finale sous chaque charge est celle que l'on mesure au bout des 24 heures. On peut alors tracer le diagramme donnant la variation de l'indice des vides e (en réalité, l'indice des vides e_f au bout des 24 heures, en fonction de la contrainte effective σ_v (égale à la contrainte totale, c'est-à-dire à la pression appliquée σ_v puisque la pression interstitielle est devenue négligeable à la fin de la consolidation primaire)

La courbe oedométrique (figure I-17) peut être caractérisée par quatre paramètres :

- les coordonnées du point P (pression de préconsolidation et indice des vides correspondant (e_p)).
- la pente de la partie initiale de la courbe : C_s , appelée indice de gonflement (C_s est aussi appelé indice de recompression, pour le distinguer des paramètres caractérisant le comportement des sols gonflants).
- la pente de la partie finale de la courbe : C_c , appelée indice de compression.

Pour définir complètement la déformabilité du sol, il faut indiquer aussi son état initial (σ'_{v0} , e_0). La donnée de l'indice des vides initial rend inutile celle de l'indice des vides e_p correspondant à la pression de préconsolidation. Les cinq paramètres de compressibilité utilisés en pratique sont donc : e_0 , σ'_{v0} , C_s , et C_c , σ'_p .

Paramètres obtenus à partir de l'essai oedométrique

- Indices de compression et de gonflement : On appelle respectivement indice de gonflement (ou de recompression) C_s et indice de compression C_c les pentes des parties ABP et PCDH de la courbe de compressibilité oedométrique (figure I-17), soit [3]:

$$C_s \text{ ou } C_c = \frac{\Delta e}{\Delta(\lg \sigma'_v)}$$

La droite de pente C_c dans le diagramme semi-logarithmique de la figure I-17 est appelée courbe vierge.

- la contrainte de préconsolidation σ'_p : C'est la contrainte effective sous laquelle le sol est déjà consolidé au cours de son histoire.
- Le module oedométrique E_{oed} est une autre représentation classique de la compressibilité des sols à l'oedomètre. Il est défini de la façon suivante [3]:

$$E_{oed} = \frac{(1 + e_0)\Delta\sigma'_v}{\Delta e}$$

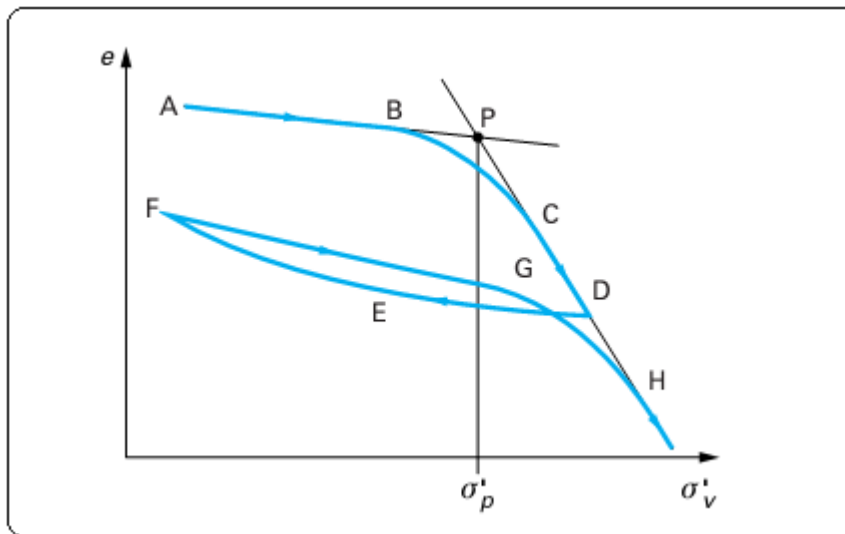


Figure I-17 : Courbe oedométrique

- L'essai oedométrique nous aide aussi à déterminer le rapport de surconsolidation ROC, qui reflète l'histoire de chargement du massif de sol dans le passé :

$$ROC = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

I.6. Classification des matériaux des remblais selon GTR 92

L'utilisation des terres en remblai est d'abord directement liée à leur classification et à leur comportement lors de leur mise en place. Le **GTR 92** (Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC, SETRA, 1992) propose une classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

Il permet de définir la classe du matériau à partir des résultats de plusieurs types d'essais. Pour les matériaux des remblais, on distingue des catégories d'essais suivantes:

- Les essais d'identification ou de nature.
- Les essais d'état.
- Les essais de comportement mécanique.

I.6.1. Analyse des différents paramètres de classification des sols

I.6.1.1 Paramètres de nature

Ce sont des paramètres qui ne varient pas ou peu ni dans le temps, ni au cours des manipulations:

- La granularité.
- L'indice de plasticité.
- La valeur au bleu de méthylène (sur la fraction 0/50 mm).

1. La granularité :

➤ Le Dmax

Dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol.

(50 mm : Cette valeur permet de distinguer les sols fins, sableux et graveleux (≤ 50 mm), des sols grossiers).

➤ tamisât à 80 μm (ou % de fines)

Ce paramètre permet de distinguer les sols riches en fines des sols sableux ou graveleux.

- 35 % : Au-delà de 35 % de tamisât à 80 μm , les sols ont un comportement assimilable à celui de leur fraction fine.
- 12 % : C'est le seuil conventionnel permettant d'établir une distinction entre les matériaux sableux et graveleux pauvres ou riches en fines [1].

➤ tamisat à 2 mm

Permet la distinction entre les sols à tendance sableuse et les sols à tendance graveleuse.

2. L'indice de plasticité I_p

Ce paramètre caractérise l'argilosité des sols, et les *Seuils retenus* sont :

- 12** : Limite supérieure des sols faiblement argileux.
- 25** : Limite supérieure des sols moyennement argileux
- 40** : Limite entre sols argileux et très argileux.

3. La valeur ou bleu de méthylène VBS

Il s'agit d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité (ou la propreté) du sol.

On détermine la **VBS** (valeur de bleu du sol) à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur une fraction **0/2 mm**.

La valeur trouvée est rapportée à la fraction **0/50 mm** par une règle de proportionnalité, *on distingue les Seuils suivants* [1]:

- 0,1** : Seuil en dessous duquel on peut considérer que le sol est insensible à l'eau.
Ce critère doit cependant être complété par la vérification du tamisât à 80 μm qui doit être ≤ 12 %.
- 0,2** : Seuil au-dessus duquel apparaît à coup sûr la sensibilité à l'eau.

- 1,5** : Seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.
2,5 : Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.
6 : Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.
8 : Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

I.6.1.2 Paramètres de comportement mécanique

Les paramètres de comportement mécanique à prendre en compte dans la classification des sols sont :

- Le coefficient micro-deval en présence d'eau MDE
- Le coefficient los Angeles LA
- Le coefficient de friabilité des sables FS
- Le coefficient de dégradabilité DG

I.6.1.3 Paramètres d'état

Il s'agit des paramètres qui ne sont pas propres au sol, mais fonction de l'environnement dans lequel il se trouve.

Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré dans la classification est l'état hydrique : son importance est capitale vis-à-vis de tous les problèmes de remblai et de couche de forme.

1. Différents états hydriques considérés

➤ L'état très humide (th)

État d'humidité très élevée ne permettant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales.

➤ L'état humide (h)

État d'humidité élevée autorisant toutefois la réutilisation du sol en prenant des dispositions particulières (aération, traitement, etc...) estimées comme normales dans le contexte technico-commercial actuel.

➤ L'état d'humidité moyenne (m)

État d'humidité optimale (minimum de contraintes pour la mise en œuvre).

➤ L'état sec (s)

État d'humidité faible mais autorisant encore la mise en œuvre en prenant des dispositions particulières (arrosage, sur compactage, etc...) estimées comme normales dans le contexte technico-économique actuel.

➤ L'état très sec (ts)

État d'humidité très faible n'autorisant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales.

2. Paramètres utilisés pour caractériser l'état hydrique

On peut utiliser l'un ou l'autre des trois paramètres suivants :

- 1) La position de la teneur en eau naturelle (ω_n) de la fraction **0/20** du sol par rapport à l'**Optimum Proctor Normal** (ω_{opn}) exprimée par le rapport :

$$\frac{W_n}{W_{opn}}$$

- 2) La position de la teneur en eau naturelle (ω_n) par rapport aux limites d'Atterberg (ω_l et ω_p) qui s'exprime par l'indice de consistance (I_c)

$$I_c = \frac{\omega_l - \omega_n}{\omega_l - \omega_p}$$

- 3) L'indice portant immédiat (IPI) qui exprime la valeur du poinçonnement **CBR** mesurée sans surcharges ni immersion sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie Proctor Normal.

I.6.2. classification des sols

La classification des sols est répartie en 6 classes [1]:

- Classe A** : sols fins,
Classe B : sols sableux et graveleux avec fines,
Classe C : sols comportant des fines et des gros éléments,
Classe D : sols insensibles à l'eau, (la proportion de fines est suffisamment faible pour avoir peu d'effet sur le comportement du matériau)
Classe R : matériaux rocheux (évolutifs et non évolutifs)
Classe F : sols organiques et les sous-produits industriels

I.6.3. Comment classer un sol selon GTR 92

Cette classification comporte trois niveaux :

Niveau 1 : Classification selon la nature du sol en fonction de:

- ✓ La granularité :(Le D_{max} , le passant à 2 μm , le passant à 80 μm)
- ✓ L'argilosité :(I_p ou VBS)
- ✓ Nature pétrographique pour les sols rocheux
- ✓ La famille du matériau pour les sols organiques et les sous-produits industriels.

Niveau 2 : Classification selon la nature du sol à l'intérieur de chaque classe:

On distingue alors des SOUS-CLASSES de matériaux suivants [1]:

Tableau II-2 : les différentes Sous-classes

Sous-classes	Paramètre des classifications
A ₁ , A ₂ , A ₃ , A ₄	en fonction des valeurs de VBS ou IP
B ₁ , B ₂ , B ₃ , B ₄ , B ₅ , B ₆	en fonction des valeurs de VBS ou IP, de la granulométrie, de l'équivalent de sable (ES).
C ₁ A _i , C ₂ A _i , C ₁ B _i , C ₂ B _i	en fonction de la sous-classe de la fraction 0/50, de la granulométrie, de l'angularité des grains (concassés, roulés).
D ₁ , D ₂ , D ₃	en fonction des valeurs de D _{max} , passant à 2 mm.
R ₁ , R ₂ , R ₃ , R ₄ , R ₅ , R ₆	en fonction de la nature pétrographique de la roche (sédimentaire, magmatique, métamorphique)
F ₁ , F ₂ , F ₃ , F ₄ , F ₅ , F ₆ , F ₇ , F ₈ , F ₉	en fonction de la famille de matériaux

Niveau3 : Classification selon l'état hydrique et/ou le comportement du sol:

On ajoute alors des indices aux sous-classes (Classe *ijk*) :

i: pour la classe.

j: comportement.

k: l'état hydrique

k correspond aux états hydriques suivants :

th: très humid.

h: humid.

m: money.

s: sec.

ts: très sec.

Les différentes sous-classes sont données dans le tableau suivant [1]:

Tableau II-3 : Classification selon l'état hydrique

classes	Paramètre des classifications
A _{ik}	en fonction des valeurs de VBS ou IP, de MDE, LA et FS.
B _{ijk}	en fonction des valeurs de VBS ou IP, de MDE, LA et FS
C ₁ A _{ik} , C ₂ A _{ik} , C _{1i} B _{ijk} , C ₂ B _{ijk}	ajout de l'indice de la sous-classe de la fraction 0/50 (A ou B)
D _{1j} , D _{2j} , D _{3j}	en fonction des valeurs de LA, MDE, FS car sols insensibles à l'eau.
R _{ijk}	en fonction de ω_{nat} , ρ_d , IPI, MDE, LA, FR, DG.
F _{ijk}	en fonction de %NaCl, D ₅₀ , ω_{nat} , PF, consistance chimique, évaluation visuelle.

Chapitre II :
**LES TECHNIQUES DE
CONSTRUCTION DES REMBLAIS**



II.1. Introduction

Le choix des techniques de construction des remblais dépend :

- du temps disponible pour l'exécution des travaux.
- de l'amplitude des déformations tolérées après la mise en service.
- des contraintes d'environnement du projet (emprise, sensibilité aux vibrations, protection des nappes phréatiques, etc.).
- des contraintes budgétaires.

Les solutions adoptées se rattachent à deux groupes de techniques :

- le premier groupe rassemble les dispositions constructives directement rattachées au remblai (construction par étapes, surcharge, etc.).
- le second groupe est celui des techniques qui nécessitent des interventions dans le sol de fondation (drainage, colonnes ballastées, etc.).

Le choix de la technique la mieux adaptée à un projet particulier nécessite l'intervention d'un spécialiste de géotechnique et un dialogue entr

- ce spécialiste et le projeteur.
- le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage sur les questions de coût, délai et fiabilité.

L'objet de ce chapitre est de rappeler les domaines d'application des techniques classiques de construction des remblais et de passer en revue les critères de choix entre ces techniques du point de vue des contraintes du projet et des types d'ouvrages concernés.

II.2. Présentations des techniques de construction

Les techniques classiquement utilisées pour la construction des remblais sont les suivantes:

Dispositions constructives relatives au remblai

- ❖ Le renforcement par la géosynthétique
- ❖ construction par étapes
- ❖ Banquettes latérales

b) Modifications du sol supportant de remblai

- Colonnes ballastées
- Plots ballastés pilonnés

Les différentes techniques de renforcement de sol sont élaborées pour les besoins et les nécessités de l'ouvrage à renforcer. L'amélioration des caractéristiques intrinsèques des sols par incorporation d'éléments de renforcement peut être obtenue, soit par des procédés physico-chimiques, techniques qui consiste à traiter les sols par l'ajout des liants comme par exemple le chaux ou le ciment, soit par association à la terre de matériaux possédant de meilleure caractéristiques mécaniques.

II.3. Critères influant sur le choix des techniques

Le choix d'une technique de construction s'effectue par comparaison des coûts des solutions qui satisfont une série de critères concernant :

- la possibilité d'exécuter les travaux,
- l'impact des travaux sur l'environnement,
- les délais disponibles,
- la satisfaction des exigences de service de l'ouvrage fini,
- les contraintes générales communes aux chantiers de travaux publics.

Ces critères sont examinés ci-après.

II.3.1. Disponibilité des matériaux et des matériels

Avant de choisir une solution, il faut s'assurer de la disponibilité sur le site du chantier et à la période prévue de tous les matériaux et matériels nécessaires à l'exécution des travaux :

- remblais en quantité suffisante (banquettes latérales, surcharge temporaire, substitution partielle ou totale des mauvais sols), en tenant compte des niveaux drainants indispensables au fonctionnement de l'ouvrage.
- ballast (colonnes ballastées, plots ballastés pilonnés).
- géotextile (renforcement du corps de remblai).
- ciment ou chaux.

II.3.2. Impacts sur l'environnement

Les travaux doivent respecter les règles en vigueur concernant :

- la protection de l'eau (maintien des écoulements naturels, protection des nappes et des cours d'eau, etc.), notamment par référence à la loi sur l'eau du 3-1-1992 et à ses décrets d'application. Ces précautions concernent en particulier l'exécution de colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment.
- la lutte contre le bruit et les vibrations (colonnes ballastées, plots ballastés pilonnés), notamment pour le confort des riverains et le respect des installations sensibles aux vibrations.
- la mise en dépôt des matériaux non réutilisables (substitution du mauvais sol).

II.3.3. Délais

Les travaux de terrassements sur sols compressibles sont souvent sur le chemin critique de l'exécution des projets. Certaines techniques nécessitent des temps d'attente dont la prévision n'est pas très précise (construction par étapes, surcharge temporaire, drainage vertical) et cette incertitude, qui diminue au cours des travaux, doit être prise en compte dans le choix de la solution.

Certaines techniques nécessitent d'autre part d'intervenir à une date précise en un point du chantier qui doit être accessible, ce qui peut interagir avec l'organisation générale du chantier et éventuellement exclure le choix des techniques concernées. L'exécution préalable de certains travaux nécessite aussi d'avoir pu libérer les emprises nécessaires.

II.3.4. Exigences de service de l'ouvrage

Un critère essentiel pour le choix des techniques de construction est que l'ouvrage terminé réponde aux spécifications de ses utilisateurs, en termes de tassement total et de tassements différentiels. Les performances des différentes techniques doivent être comparées par le calcul lors de l'élaboration du projet.

La répartition du coût total de l'ouvrage entre sa construction et son exploitation peut varier d'une technique à l'autre. Le coût de la satisfaction des exigences de service devrait pour cette raison être évalué en ajoutant les coûts de construction et d'entretien.

II.3.5. Contraintes générales communes aux chantiers de travaux publics

Comme les autres chantiers de terrassements, les chantiers de construction des remblais sont soumis à des contraintes sur :

- la circulation des véhicules.
- l'emprise des chantiers.
- l'évacuation des eaux et des déblais.
- l'impact des emprunts et des dépôts.
- la présence d'ouvrages existants à conserver pendant les travaux.

Certaines techniques de construction peuvent être écartées pour respecter ces limitations.

II.4. Les différents types de renforcement

Les distinctions entre les différentes techniques se font en fonction de :

- la nature des nappes ou inclusions de renforcement (géotextiles ou produits apparentés types géogrilles, grillages métalliques, nappes métalliques)
- la nature du parement.

II.4.1. Historique de la technique

L'idée de renforcer les sols par inclusion n'est pas récente. Dès l'ancienne Egypte, les bâtisseurs des Grandes Pyramides utilisaient des rampes renforcées empiriquement grâce à la mise en place de lits de roseaux et aléatoirement de poutres en bois de palmier. Ces rampes étaient des sortes de remblais provisoires pouvant atteindre 20 mètres de hauteur et servant à hisser les blocs constitutifs de l'édifice.

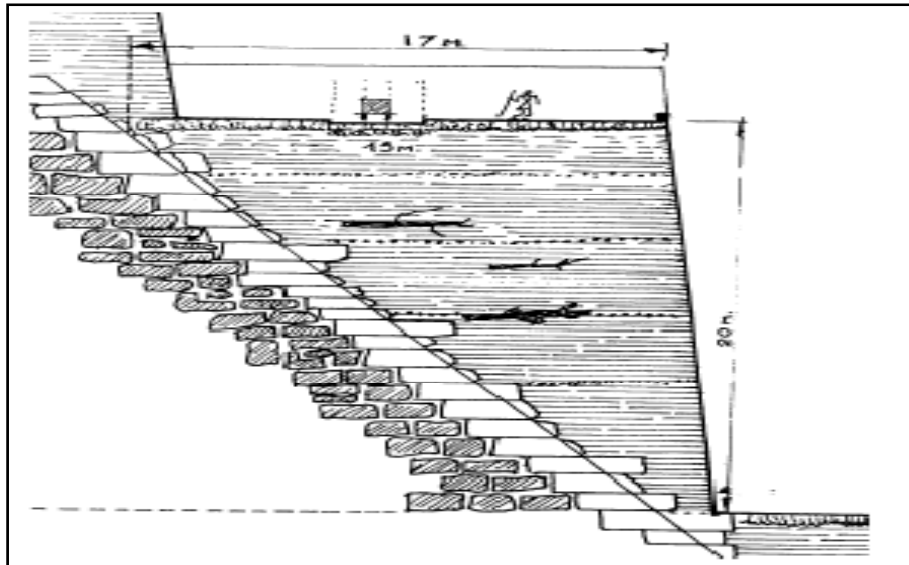


Figure II-1 : Rampes de pyramides (d'après *Les bâtisseurs des grandes pyramides*, G. Goyon, Pygmalion, 1990)

Aujourd'hui, les techniques de renforcement ont heureusement évolué et de nouvelles méthodes de calculs sont apparues et se sont affinées au cours des trente dernières années, en particulier depuis l'avènement de la Terre Armée en 1963. Depuis lors, cette technique a largement été utilisée à travers le monde avec pas moins de dix mille ouvrages (Fondations et Ouvrages en terre, G. Philipponat, B. Hubert, éd. Eyrolles, 1998) construits avec cette méthode.

Parallèlement, avec les progrès de l'industrie pétrochimique se sont développées les méthodes de renforcement par géosynthétiques (géotextiles, géogrilles,...). La réalisation du premier ouvrage renforcé par géotextiles sur l'autoroute A15 date de 1971 (Puig et Blivet, 1973).

Enfin, des techniques alternatives sont apparues qui mettent en oeuvre différents procédés : renforcement par pneus usagés, par treillis métallique...

II.4.2. Disposition constructives relatives au remblai

II.4.2.1 Le renforcement par la géosynthétique

1. Description et principe de fonctionnement

Les géosynthétiques regroupent en plus des géotextiles, les géogrilles, les géomembranes, géocomposites, géocellules, géonaturels dénommés produits apparentés.

La mise en place d'une ou plusieurs nappes de géotextiles ou de géogrilles à la base du remblai permet d'augmenter sa résistance à la traction et d'améliorer sa stabilité vis-à-vis de ruptures circulaires. On peut donc augmenter la hauteur de remblai mis en oeuvre à chaque phase de chargement, sous réserve des conditions de poinçonnement du sol.



Figure II-2 : le géotextile dans le sol.

a) Les géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations... le détail est dans le chapitre suivant.

Les géotextiles se classent en fonction de leurs caractéristiques telles que leur résistance à la traction, leur résistance au déchirement, leur permittivité, leur transmittivité ou encore leur ouverture de filtration. Le comité français des géosynthétiques (CFG) a défini la classification décrite dans le tableau II- 1 [9]:

Tableau II-1 : Comparaison des différents produits géosynthétiques.

	non-tissés aiguilletés	tissés PP/PEHD	tissés PET	tissés mono- filament	géogrilles PET	géogrilles PP	grillage gabions
Résistance à la rupture	-	**	****	*	***	*	***
Allongement à la rupture	-	**	****	*	****	**	*
Frottement	*	***	****	**	***	***	***
Résistance au poinçonnement (CBR)	***	****	-	*	****	****	****
Performances à long terme	-	*	****	**	***	*	*
Durabilité (résistance à la corrosion, aux UV...)	****	****	-	*	*	****	-
Perméabilité	*	-	-	***	****	****	****

Symbole	Signification
****	Très adapté
***	Bien adapté
**	Moyennement adapté
*	Peu adapté
-	inadapté

PP : polypropylène.

PEHD : polyéthylène haute-densité.

PET : polytéréphtalate d'éthylène ou polyester.

b) Les géogrilles :

Ce sont des grilles dont les dimensions des ouvertures varient de quelques millimètres à quelques centimètres. Elles sont souvent utilisées dans le renforcement des massifs, au même titre que les géotextiles.

Ces inclusions peuvent être en métal ou en plastique rigide, et ont pour rôle de limiter les déformations latérales des remblais.

L'une des particularités du renforcement d'un sol par géosynthétiques et que, à la différence de la terre armée par exemple, les capacités de résistance de ces nappes intercalées dans le sol ne sont pleinement mobilisées qu'au terme d'une phase où ils ont subi des déformations importantes. C'est d'ailleurs cette particularité qui rend délicat l'utilisation des méthodes classiques de calcul de stabilité des ouvrages ainsi renforcés.

c) Les géomembranes :

Les géomembranes sont des membranes synthétiques minces souples et étanches, utilisées surtout pour étancher des bassins, barrages, canaux et plus récemment, les dépôts des déchets toxiques.

On note également l'existence de matériaux composites géotextiles – géomembranes, ces matériaux sont employés dans les ouvrages de retenue d'eau, afin d'augmenter la résistance à la traction et au poinçonnement de ces derniers.

Outre leurs caractéristiques physiques et mécaniques initiales, la comparaison entre les différents produits peut être faite sur la base de leur capacité à maintenir ces caractéristiques après mise en œuvre.

2. Caractéristiques des géosynthétiques

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la rupture.
- mobiliser le frottement du sol.

Le fonctionnement à la traction est caractérisé par son module de raideur en traction (J).

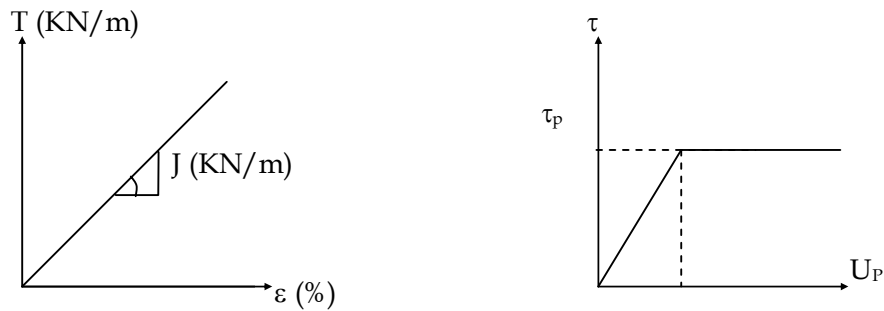


Figure II-3 : comportement simplifié d'une inclusion à la traction et de frottement à l'interface sol/inclusion.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi_{\text{sol-géotextile}}$$

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l'interface sol / géosynthétique. Elle se présente schématiquement de la façon suivante :

2.1. Coefficient de frottement (f_{φ})

La majorité des valeurs du coefficient de frottement f_{φ} est issue d'essais réalisés sur sable et géotextiles types. Quelques valeurs sont proposées par défaut dans les codes de calcul. Ces coefficients varient entre 0,6 et 0,9 dans le cas des sols conventionnels et lorsqu'on utilise des géotextiles. Des valeurs très inférieures ont cependant pu être mises en évidence lors d'essais spécifiques.

$$f_{\varphi} = \frac{\tan \varphi_{\text{sol-géotextile}}}{\tan \varphi_{\text{sol}}}$$

Tableau II-2 : valeurs d'angle de frottement sol/geotextile en fonction du coefficient de frottement et de l'angle de frottement sol/sol

valeur du coefficient de frottement $f\phi$	angle de frottement du sol	angle de frottement sol/géosynthétique
0.5	25	13
	30	16
	35	19
	40	23
	45	27
0.6	25	16
	30	19
	35	23
	40	27
	45	31
0.7	25	18
	30	22
	35	26
	40	30
	45	35
0.8	25	20
	30	25
	35	29
	40	34
	45	39
0.9	25	23
	30	27
	35	32
	40	37
	45	42

En ce qui concerne les sols grossiers, les valeurs de $f\phi$ sont difficilement accessibles, comme en témoignent les résultats d'essais sur sols grossiers (torrent du Rif-Fol). Les auteurs (Tacnet J.M., Gotteland P., Aboura A., 1999) trouvent des coefficients de frottement sol / géogrille (TSR 110) de l'ordre de 0,5. En revanche ce coefficient est de 0,7 pour le géotextile BDR 200 collé sur plaque en bois. Les conditions d'essais influent donc largement sur les résultats.

Le jeu de valeurs de $f\phi$ disponibles actuellement est insuffisant pour dimensionner des ouvrages en sols grossiers. Des essais de cisaillement et de frottement d'interfaces spécifiques doivent être adaptés à la caractérisation du frottement entre les géosynthétiques et les sols à forte granularité.

2.2. Résistance à l'endommagement

L'endommagement peut avoir lieu de différentes manières en fonction du type de géosynthétique utilisé, du type de sol, du compactage, de la présence de branches ou de débris...etc.

Des essais types permettant de comparer le comportement des différents produits face au poinçonnement ou aux déchirures éventuelles peuvent être mis en œuvre suivant les spécificités du chantier.

Il semble ressortir de l'expérience actuelle que les produits les plus résistants à l'endommagement sont, par ordre décroissant, les géogrilles, géotextiles tissés puis les non-tissés (fibres longues puis courtes). Cet aspect devra être pris en considération pour l'utilisation des sols grossiers particulièrement agressifs mécaniquement.

3. Conditions de mise en œuvre

La mise en œuvre du géosynthétique se fait classiquement sur une couche de sol compacté. L'interface sol / géosynthétique est plane, ce qui peut en faire une surface de glissement préférentielle ($f\phi < 1$).

Lorsqu'on utilise des sols grossiers (particulièrement pour les matériaux provenant d'éboulements), il peut subsister des branches, des blocs anguleux qui poinçonnent le géotextile. Il est difficile de prévoir si ce phénomène contribue à l'ancrage de la nappe dans le sol ou si au contraire cela nuit à la résistance du produit. Il serait donc intéressant d'étudier l'influence des poinçonnements sur les géotextiles (et notamment sur les produits tissés) grâce à des essais spécifiques.

La mise en œuvre du géosynthétique sur un sol non compacté (le compactage étant effectué après recouvrement par une nouvelle couche de remblai) permettrait le "festonnage" et apporterait un plus en terme de frottement et d'ancrage.

Par contre le compactage provoque un endommagement du géotextile plus important, surtout dans le cas de sols à éléments anguleux. L'effet du compactage par réalisation de chargements répétés sur un sandwich sol / géosynthétique a été étudié (Gourc, 1982). Ces tests mettent en évidence une perte de résistance à la traction de 5 à 35 % après compactage.

II.4.2.2. Construction par étapes

1. Description et principe de fonctionnement

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente. Sous chaque charge, on atteint la fin (ou souvent 80%) de la consolidation. Cette méthode nécessite des délais importants si le sol compressible est épais et peu perméable. Elle est souvent associée à des drains verticaux [9].

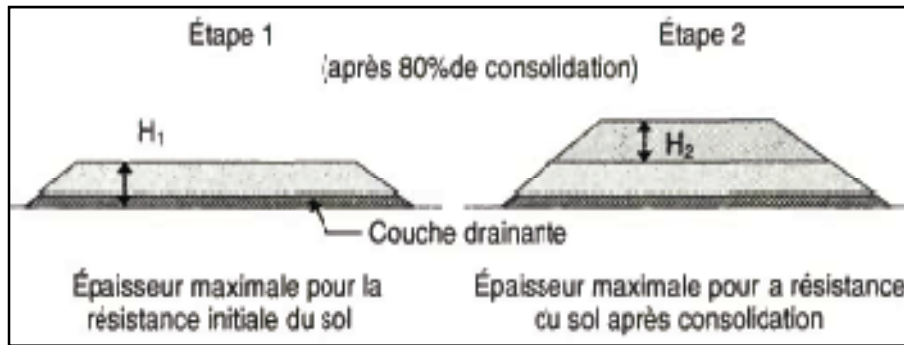


Figure II-4 : technique de construction par étape [9].

2. Domaine d'application

Tous types de remblais sur sols argileux mous quand le projet définitif est figé longtemps avant le début de l'exploitation.

3. Mise en œuvre

Le remblai est construit par phases, avec des périodes d'attente pouvant atteindre plusieurs mois.

4. Contrôle de qualité

Mesure des tassements du sol support, des pressions interstitielles et, éventuellement, des déformations latérales en pied de remblai.

Interprétation par l'ingénieur géotechnicien, pour calculer les gains de cohésion du sol support et adapter le planning de construction du remblai.

5. Avantages et inconvénients

- Technique économique mais demandant du temps et un contrôle précis des vitesses de consolidation.
- Technique adaptée aux sols dont la consolidation est rapide (faible épaisseur).
- Doit être combinée à des drains verticaux dans le cas contraire.
- Travaux réalisés par une entreprise générale.
- Le marché doit permettre une adaptation des délais de construction pendant les travaux.
- La technique n'est pas toujours applicable (l'augmentation possible de la résistance du sol est parfois insuffisante pour porter le remblai final).

III.4.2.3. Banquettes latérales

1. Description et principe de fonctionnement

Cette technique améliore la stabilité du remblai en l'élargissant par des banquettes de plus faible hauteur. Ces banquettes servent de contreponds vis à vis de ruptures circulaires (Figure II-5) et améliorent également la stabilité au poinçonnement [9] (Figure II-6).

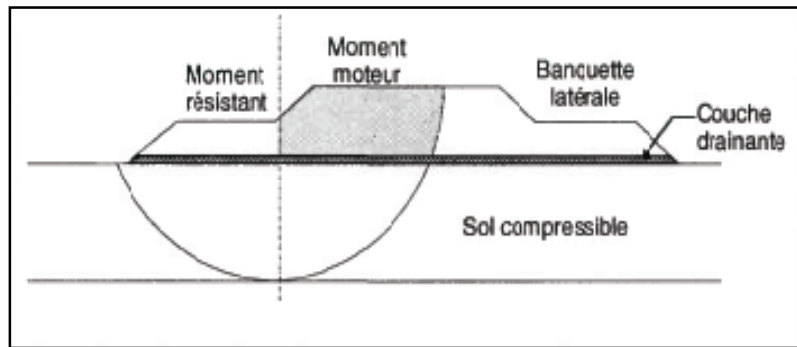


Figure (II-5) : Rupture circulaire dans un remblai avec une banquette latérale.

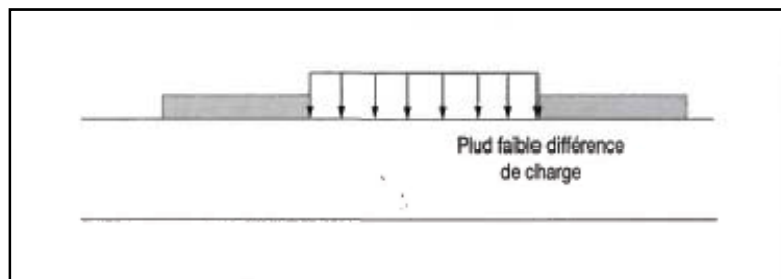


Figure II-6 : Poinçonnement dans un remblai avec une banquette latérale.

2. Domaine d'application

- Sections courantes de remblais et remblais d'accès aux ouvrages d'art.
- Souvent combinées à d'autres techniques (drains verticaux, construction par étapes, surcharge temporaire).

3. Mise en œuvre

- Simples terrassements complémentaires.
- Le compactage n'est nécessaire que si les banquettes servent de piste de chantier ou de voie permanente de desserte.

4. Contrôle de qualité

Semblable à celui d'une section courante de remblai.

5. Avantages et inconvénients

- Nécessite des emprises et volumes de remblais supplémentaires.
- Pas d'effets directs sur les tassements.
- Réalisation par une entreprise générale.

II.4.3. Modifications du sol supportant le remblai

II.4.3.1. Colonnes ballastées

1. Description et principe de fonctionnement

Un réseau de colonnes de ballast compacté est constitué dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante ou d'un tube battu pilonné. Ces colonnes agissent comme points de renforcement du sol mou. Elles améliorent la stabilité et diminuent les tassements en reportant une partie de la charge sur le substratum. Elles servent aussi de drains verticaux [3].

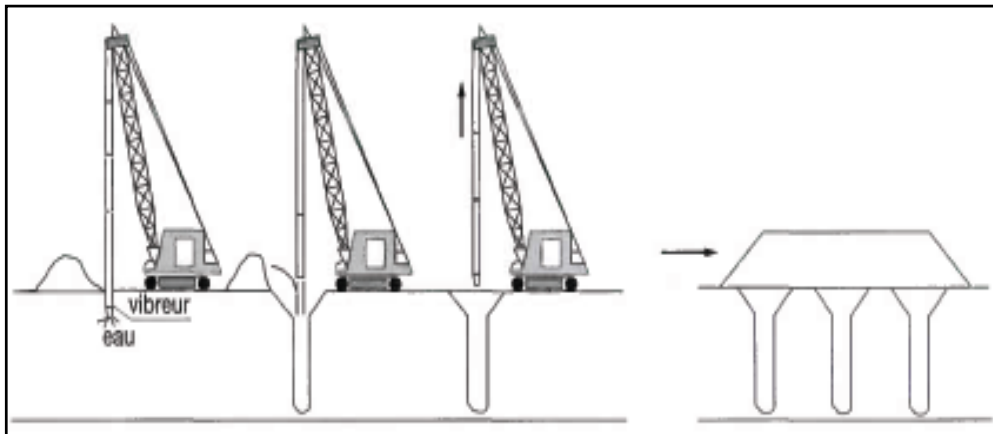


Figure II-7 : réalisation des colonnes ballastées.

2. Domaine d'application

- Fondations de bâtiments et de réservoirs.
- Zones de transition entre points durs (ouvrages fondés sur pieux) et sections courantes de remblai.

3. Mise en œuvre

Aiguille vibrante ou tube battu pilonné, porté par une pelle sur chenilles. Du ballast 20/40 à fort angle de frottement est incorporé dans le forage et compacté par le vibreur. On procède par passes successives en remontant le vibreur pour former des colonnes dont le diamètre est généralement compris entre 60 et 120 cm.

4. Contrôle de qualité

- Contrôle des paramètres de mise en œuvre : volume du ballast, énergie de vibration.
- Contrôle des caractéristiques mécaniques des colonnes au pénétromètre.
- Essais de chargement de colonnes.

5. Avantages et inconvénients

- Profondeur de traitement limitée à 15 mètres environ.
- Technique assez onéreuse (ballast et exécution).
- Réalisation par une entreprise spécialisée.

II.4.3.2. Plots ballastés pilonnés

1. Description et principe de fonctionnement

La création de larges inclusions de bon matériau compacté à travers la couche molle permet de limiter les tassements et d'améliorer la stabilité. Les colonnes servent aussi de drains. Ces colonnes sont créées par pilonnage [9].

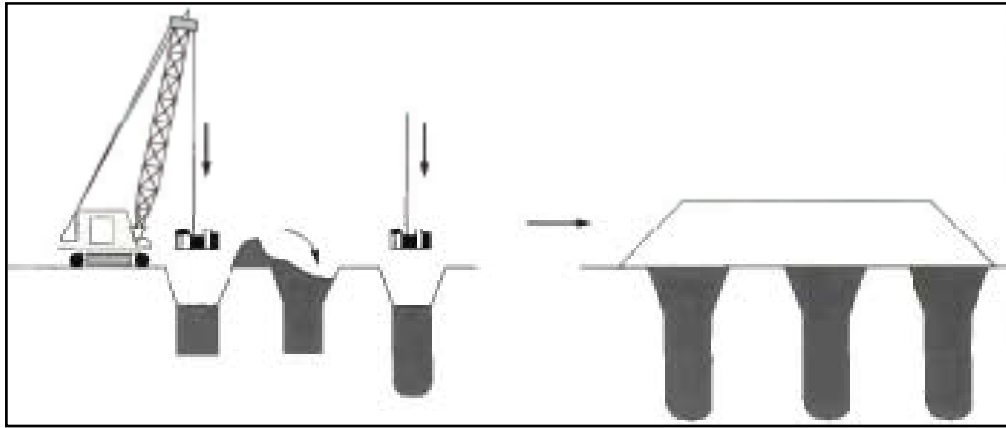


Figure II-8 : réalisation des plots ballastés pilonnés.

2. Domaine d'application

Remblais en environnement dégagé, sur des sols mous de 6 à 7 m de profondeur.

3. Mise en œuvre

Mise en œuvre par pilonnage au moyen d'un atelier de compactage dynamique: pelle sur chenilles levant une masse d'une quinzaine de tonnes. Les plots sont constitués de matériau granulaire d'apport et atteignent des profondeurs de 7m pour des sections de 4 à 5 m².

4. Contrôle de qualité

Contrôle des paramètres d'exécution et vérification par essais in situ des caractéristiques mécaniques obtenues.

5. Avantages et inconvénients

- Méthode économique sur des surfaces importantes seulement (coût de mobilisation du matériel).
- Nécessite un environnement peu sensible aux vibrations.
- Profondeur de traitement limitée à 6 ou 7 mètres.
- Emploi possible d'un matériau de récupération : matériaux de démolition triés, découverte de carrière, etc.
- Entreprise spécialisée.

Chapitre III :
LES GEOTEXTILES



III.1. Introduction

Les géotextiles sont des nappes de fibre synthétiques utilisées dans les travaux publics pour servir de surface de séparation, de filtre, de drain et d'armature.

On appelle géotextiles les textiles utilisés dans les travaux de géotechnique (terrassment, remblais, fondations d'ouvrage, drainage...), pour améliorer les propriétés des matériaux employés et obtenir des modifications des propriétés des structures réalisées.

Depuis que les géotextiles ont commencé à se développer, et qu'une diversité croissante de produits s'est trouvée progressivement mise à la disposition des ingénieurs, la question s'est posée du choix du produit le mieux adapté à un emploi donné.

Cette question est en fait plus difficile qu'il n'y paraît parce qu'un géotextile remplit souvent plusieurs fonctions dans une application donnée et que le choix du produit doit prendre en compte ces différentes fonctions, les sollicitations auxquelles il sera soumis lors de la mise en œuvre, ainsi que la diversité des sols et la complexité de leur comportement mécanique et hydraulique.

Il en résulte que le choix d'un géotextile doit nécessairement faire intervenir un nombre minimal de facteurs. Des règles plus simplistes risqueraient de conduire à des échecs, ou pourraient entraîner une élimination injustifiée de certains produits.

Les règles de choix concernant le géotextile pour un usage donné doivent cependant rester plus simples que possible ; à cet effet, la solution consiste à s'appuyer sur les recommandations d'emploi des géotextiles qui sont établies de façon à classer ces produits par domaine d'utilisation, et à réduire ainsi le nombre de facteurs à prendre en compte.

Une autre raison à cela tient à la complexité de l'interaction mécanique et hydraulique des sols et géotextiles qui rend difficile une approche théorique au fonctionnement de ces matériaux dans les ouvrages.

Dans ce qui suit nous fournirons d'abord des informations sur les géotextiles eux même : leur définition, leur présentation, leurs principales fonctions en suite nous concentrons sur le développement des géotextiles de renforcement où nous présentons ces produits en indiquant quelques informations spécifiques.

III.2. Présentation des matériaux

On appelle géotextiles, les textiles utilisés en géotechnique et plus généralement en génie civil. La diversité de ces matériaux est très grande, tant au niveau des constituants de base qu'au niveau de leurs modes d'assemblage.

Cette diversité de production explique la disposition d'une grande variété de géotextiles, possédant des propriétés mécaniques et hydrauliques très diverses et pouvant répondre à des usages différents.

III.3. Les constituants

Les géotextiles sont constitués de fibres synthétiques obtenues par filage puis étirage de polymères fondus, le plus souvent du polypropylène ou du polyester. Le diamètre de ces fibres est d'environ 10 à 30 micromètres.

Certains géotextiles sont cependant constitués de bandelettes obtenues non pas par filage mais par découpage de films puis étirage. Ces bandelettes sont alors en polypropylène et possèdent quelques millimètres de largeur. On peut trouver plusieurs produits de base associés dans un même textile.

III.4. Différents types de géotextiles

On distingue les géotextiles perméables, qui peuvent être non tissés, tissés ou des grilles, et les géotextiles imperméables constitués de feuilles étanches, avec ou non des armatures en fils textiles, en métal, ou en fibres de verre.

Ces géotextiles imperméables sont des « géomembranes » et l'habitude commence à prévaloir de réserver le terme de géotextile, aux textiles perméables. Si les membranes étanches sont connues et utilisées depuis plus de trente ans, ce n'est qu'à partir des années 1960 qu'apparaissent les premiers géotextiles perméables.

III.4.1. Géotextiles perméables

On distingue les géotextiles non-tissés, les tissés et grilles et les structures complexes.

A. Les non-tissés

Sont constitués de nappes de fibres assemblées en désordre. Ces fibres peuvent être continues ou discontinues, courtes ou longues, le bon comportement mécanique d'un non-tissé dépend de la liaison entre les fibres, cette liaison peut se faire de diverses façons par enchevêtrement, par thermosoudage ou par imprégnation.

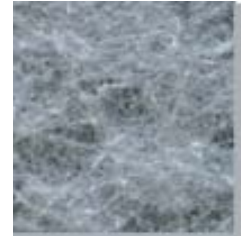
Ces différents modes de liaison peuvent être éventuellement associés. L'épaisseur des non-tissés varie du dixième de millimètre à plusieurs millimètres suivant les types.

- ✚ **L'enchevêtrement** est réalisé au cours de la fabrication de la nappe, par un mode particulier de disposition des fibres pendant la formation de la nappe textile elle-même, on améliore l'enchevêtrement par une opération ultérieure « l'aiguilletage » qui consiste à faire pénétrer à travers le textile un grand nombre d'aiguilles hérissées d'ergots qui entraînent des fibres dans l'épaisseur de la nappe et assurent ainsi un meilleur enchevêtrement. Elles améliorent donc le comportement mécanique du textile.
- ✚ **Le thermosoudage** consiste à fondre superficiellement les fibres et à les comprimer ensuite. Ce qui crée un grand nombre de points de liaison entre elles et accroît la résistance de l'ensemble. Contrairement à l'aiguilletage, le thermosoudage réduit l'épaisseur finale du géotextile.

✚ **L'imprégnation** lie les fibres entre elles à l'aide d'une colle qui apporte en plus ses qualités complémentaires de résistance de souplesse et d'imperméabilité.

A.1. NW: Géotextile non-tissé thermofixé

Le géotextile NW est fabriqué par un procédé d'aiguilletage et de thermofixation de fibres de polypropylène. Il est surtout utilisé pour des applications courantes de séparation et de filtration. Grâce aux caractéristiques hydrauliques performantes les géotextiles NW sont choisis dans la plupart des cas pour des installations de filtration. Ce produit est couramment employé en enveloppe de tranchée drainante et massif drainant.



A.2. SNW: Géotextile non-tissé aiguilleté supérieur

Le géotextile SNW est fabriqué par un procédé d'aiguilletage de fibres de polypropylène avec une haute résistance à la traction. Les géotextiles SNW offrent des prestations maximales par unité de poids. Ils sont utilisés dans les situations où la résistance à la traction et l'allongement sont importants.



A.3. VNW: Géotextile non-tissé aiguilleté (coloré)

Le géotextile VNW est fabriqué par l'aiguilletage de fibres de polypropylène colorées. Ils sont disponibles dans une gamme de 200 à 2000 g/m², et sont employés pour des fonctions de protection, drainage et contrôle d'érosion. Le domaine d'application le plus important est celui de la protection des membranes, dans la construction des réservoirs d'eau et l'encouverture de dépôts de déchets.



B. Les tissés

Sont constitués de fils ou de bandelettes entrecroisés. Dans le cas le plus général, l'entrecroisement est perpendiculaire (fils de chaîne et fils de trame); il peut exceptionnellement se faire selon trois directions.

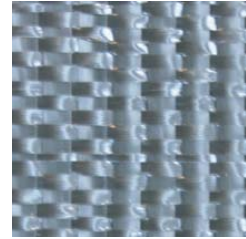
La maille du tissage peut être très variable du dixième de millimètre à plusieurs centimètres (grilles). L'épaisseur des tissés est habituellement inférieure au millimètre.

- **Les tissés de fils** utilisent soit des « crins » qui sont des fils monofilaments simples, soit des « tressés » qui sont des fils composés de plusieurs fibres associées; ces fils peuvent être ou non enduits de colle.
- **Les tissés de bandelettes** sont obtenus à partir de films minces découpés en bandes, habituellement de deux à trois millimètres de largeur, assemblées ensuite par tissage; ces bandelettes peuvent être gaufrées, ce qui confère au textile une texture plus rugueuse et augmente son épaisseur et sa perméabilité.

B.1. SG: Géotextile tissé “Standard Grade” léger

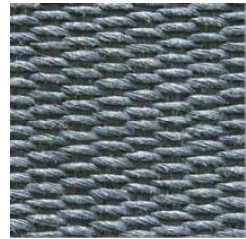
Les géotextiles tissés “Standard Grade” de 70 à 200 g/m² sont surtout employés comme géotextiles de séparation pour éviter la contamination du sable et des granulats de bonne qualité avec la terre sous-jacente.

Ils sont couramment utilisés dans la construction des routes, parkings, pistes d’atterrissage, etc....



B.2. SG: Géotextile tissé “Standard Grade” lourd

Les géotextiles tissés “Standard Grade” lourds (de 200 à 600 g/m²) avec des résistances à la traction au dessus de 200 kN/ml sont utilisés dans les situations où les charges sont très élevées, comme dans le cas des renforcements temporaires du sous-sol, protection des berges, et stabilisation de sol.



B.3. HF: Géotextile tissé “High Flow”

Les géotextiles HF sont utilisés dans les situations où une perméabilité très élevée est demandée, comme dans les applications de contrôle d’érosion: par exemple en dessous d’un recouvrement de berges avec des éléments en béton, ou entre différentes couches drainantes composées de sable fin et de gravier.



B.4. HS: Géotextile tissé “High Strenght”

Les géotextiles HS sont tissés avec des fils en polyester ayant une résistance à la traction très élevée. Leur allongement limité combiné avec une haute résistance à la traction jusqu’à 600 kN/ml, fait qu’ils sont appropriés pour le renforcement des sols pour réaliser des talus très raides, des murs de soutènement et pour la réalisation de remblais sur sols compressibles.



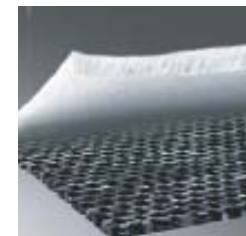
C. Les structures complexes

Peuvent associer tissés et non-tissés ou être constituées de textiles tricotés, en monocouches ou en multicouches ; leur emploi est en développement.

➤ LG: Géocomposites

Le Géocomposites LG est la combinaison d’un géotextile tissé et un non-tissé, pour obtenir les caractéristiques des deux produits dans une seule couche.

Ces produits sont à recommander dans des projets où une haute résistance à la traction et un haut degré de protection sont demandés.



D. Différences entre tissés et non-tissés

Les géotextiles tissés sont anisotropes, c'est à dire que leur comportement est différent suivant qu'ils sont examinés en droit fil (chaîne ou trame) en en biais. Les résistances en chaîne ou en trame peuvent être différentes entre elles. Elles sont souvent très supérieures à celles en biais.

Les non-tissés par contre sont isotropes, c'est-à-dire que leur comportement est le même dans tous les sens. Ceci intervient directement sur la perméabilité, la résistance en traction ou à la déchirure amorcée et l'allongement.

III.4.2. Géotextiles imperméables

Il s'agit de films continus étanches on « géomembranes » leur épaisseur varie suivant qu'il s'agit de films minces (de l'ordre de dixième de millimètre) ou de membranes épaisses (de l'ordre du millimètre).

Ces géotextiles sont le plus souvent à base de polyvinyle de polyéthylène ou de polypropylène. Avec parfois une armature intégrée métallique ou textile (polyamide...).

Les géotextiles perméables non-tissés sont susceptibles de devenir géomembranes après imprégnation, par du bitume par exemple. Cette opération peut se faire en place ou faire l'objet d'une préfabrication.

III.5. Principales fonctions des géotextiles

Les géotextiles agissent de plusieurs façons suivant que les sollicitations principales auxquelles ils sont soumis dans les structures où ils sont employés. Souviennent soit Essentiellement soit de l'eau (rôle hydraulique), soit de la phase solide du sol ou d'un matériau (rôle mécanique).




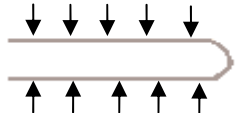




A. Rôle mécanique

La sollicitation principale provient d'un solide (sol, matériau, membrane...) et peut s'exercer soit perpendiculairement, soit parallèlement au plan du géotextile.

Cette sollicitation pourra être répartie ou concentrée.

Le tableau ci-contre classe schématiquement les sollicitations possibles.

Tableau III-1 : types de sollicitations auxquelles est soumis un géotextile [10].

Type de sollicitation	Répartie	Concentrée
Perpendiculaire	 Compression	 Poinçonnement
	 Flexion	 pliure
Parallèle	 Traction	 Déchirure
	 Frottement	 Accroc

On peut remarquer que les sollicitations fondamentales se ramènent à une compression ou à une traction, avec un comportement très différent du géotextile à ces deux types de sollicitations :

Compression : diminution d'épaisseur sans amélioration simultanée du comportement mécanique de la structure sol-géotextile.

Traction : comportement positif du géotextile qui supporte des contraintes très supérieures à celles des matériaux en contact.

C'est donc surtout par sa résistance en traction que le géotextile va remplir son rôle mécanique.

a. Rôle de conteneur(ou « emballage »)

Dans ce cas, le géotextile sépare le sol, ou le matériau, de l'extérieur ou d'un autre sol ou matériau. la propriété principale requise est la résistance à la déchirure. Il est de plus nécessaire que la texture du conteneur soit suffisamment serrée, pour garantir une bonne séparation entre les deux milieux solides. Les non-tissés sont donc à préférer. De nombreux exemples d'application peuvent être cités, nous en donnons quelques-uns (figure III-1), tout en attirant l'attention sur le fait que, dans un cas concret d'utilisation, le géotextile joue habituellement simultanément plusieurs rôles : conteneur, drain, filtre, armature...

Le double rôle « conteneur+filtre » correspond en fait à l'emploi du géotextile comme structure anticontaminante. Dans ce cas, interposé entre deux sols ou deux matériaux, le géotextile assure leur séparation permanente sans pour autant gêner un drainage éventuel. De ce fait, chaque sol ou matériau garde ses caractéristiques mécaniques propres. Cet emploi est fréquent en géotechnique routière (figure III-1).

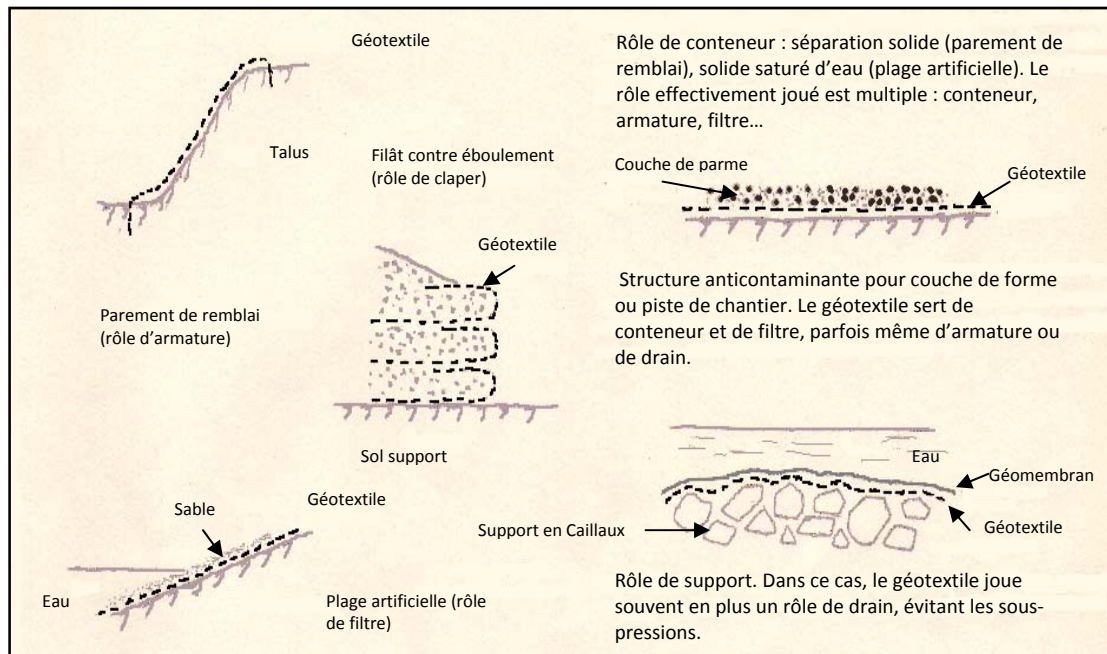


Figure III-1 : rôle de contenueuse, support et anticontaminante de géotextile [10].

b. Rôle de support

Un matériau posé sur un autre et soumis à des contraintes peut être incapable de résister seul aux efforts qu'il subit. C'est ainsi qu'une fine membrane de polyéthylène devant assurer l'étanchéité d'un bassin et reposant sur un lit de gros cailloux éclatera sous une forte pression d'eau, sa résistance à la traction-déchirure étant alors insuffisante. L'interposition d'un géotextile permet d'améliorer fortement ce comportement en assurant un rôle mécanique de protection. La membrane n'ayant plus à jouer que son rôle d'étanchéité. Il n'est pas rare, dans ce cas, de multiplier par dix la pression à laquelle résiste une membrane en plastique (figer III-1).

La propriété essentielle nécessaire est une résistance élevée à la traction et à la déchirure. Les non-tissés épais conviennent bien à cet usage.

c. Rôle d'isolant mécanique

Dans ce cas, le géotextile isole deux matériaux l'un de l'autre pour éviter que les déformations de l'un ne se transmettent à l'autre en créant des désordres ou des ruptures.

Ce rôle exige une bonne résistance en traction, mais surtout une bonne déformabilité sans rupture, et un frottement sur le support aussi faible, pour réduire l'adhérence. Les non-tissés remplissent bien ce rôle.

On peut citer, comme exemple d'application, les revêtements multicouches pour canaux et ouvrages hydrauliques, où le béton est ainsi désolidarisé de l'étanchéité, tout en continuant à jouer pleinement son rôle mécanique et son rôle de protection de surface.

On peut citer aussi un usage actuellement en cours d'étude en technique routière, dans lequel le géotextile, collé d'une part à la couche de base en grave hydraulique fissurable, et collé d'autre part à l'enrobé de surface, serait capable de se déformer dans son épaisseur et éviterait la transmission des fissures vers la surface.

Il faut, dans ce cas, que le non-tissé soit suffisamment épais pour que cette distorsion interne puisse se faire, mais il ne faut pas qu'il soit trop épais, ce qui pourrait être cause d'une instabilité du revêtement bitumineux, par formation d'un plan de glissement dans le non-tissé lui-même (figure III-2).

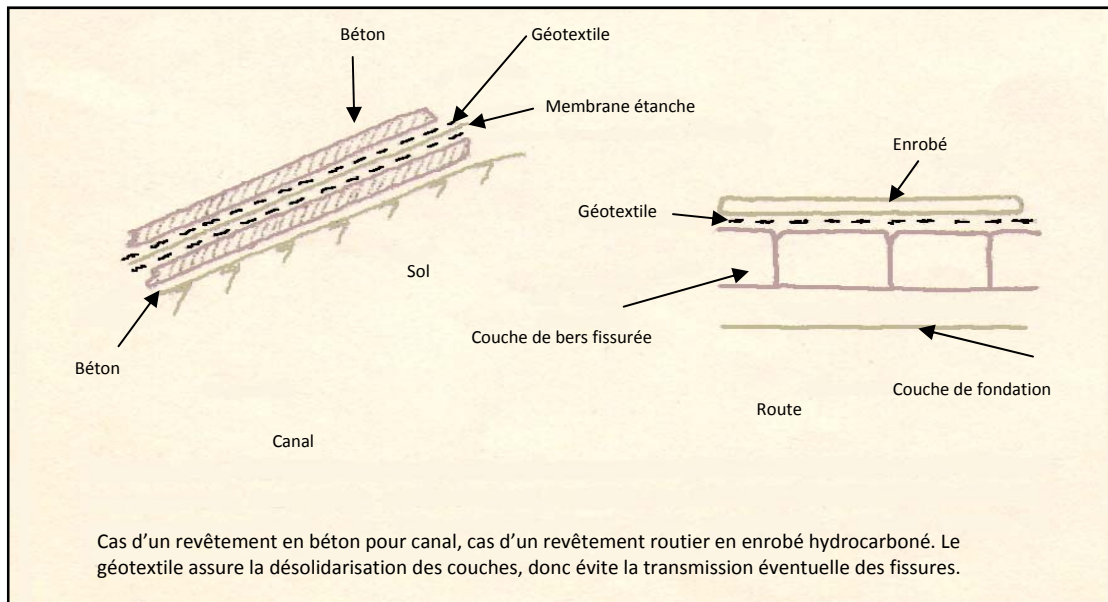


Figure III-2 : rôle d'isolant mécanique de géotextile cas d'un canal et routier [10].

d. Rôle d'armature

Le géotextile peut augmenter la résistance à la rupture d'ouvrages en terre en supportant des contraintes de traction auxquelles le sol ne pourrait résister, en assurant une meilleure répartition de ces contraintes et en améliorant, par ses autres rôles (drain par exemple...) les caractéristiques mécaniques du sol, en particulier en réduisant sa déformation. Ainsi dans une piste de chantier, le géotextile supportera une part importante de la charge, indépendamment de ses autres rôles de filtre ou conteneur [10].

L'augmentation de la résistance à la fatigue (par exemple au trafic) provient probablement de la nappe qui s'oppose à l'accumulation des déformations dans certaines zones localisées ; on profite ainsi de la résistance moyenne du sol plutôt que de la résistance des zones les plus faibles (figer III-3).

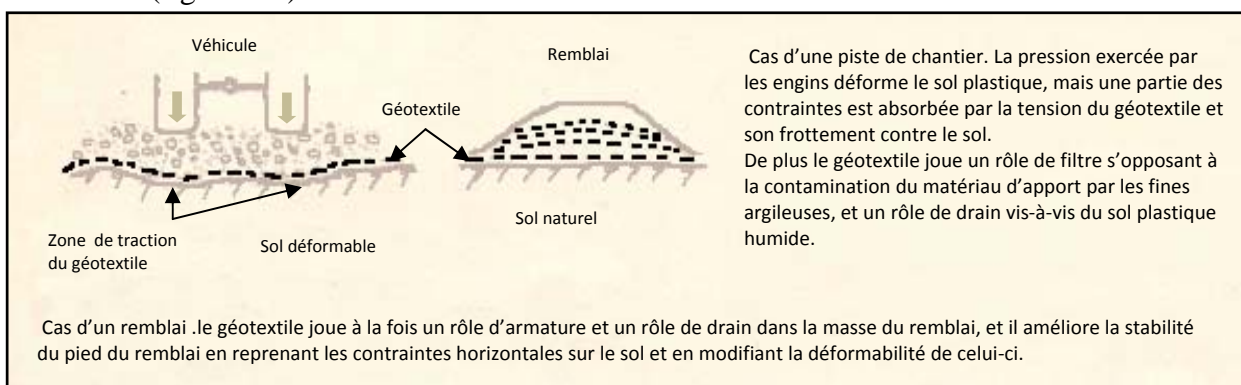


Figure III-3 : rôle d'armature de géotextile dans un cas d'un remblai [10].

Plus un sol sera hétérogène, plus il y aura de risques d'avoir de fortes déformations locales et plus le géotextile pourra jouer un rôle mécanique d'armature. Mais pour qu'il puisse jouer ce rôle d'armature, il faut que le géotextile soit, parfaitement ancré dans le sol et que le frottement relatif sol-textile soit élevé (d'où l'importance du « relief » du géotextile).

Les propriétés les plus importantes pour ce rôle sont donc une forte résistance à la traction, et une adhérence élevée (par frottement) aux interfaces.

B. Rôle hydraulique

La sollicitation principale provient de l'eau, et peut s'exercer soit parallèlement au plan des géotextiles, soit perpendiculairement à ce plan.

1 Rôle de drain ou de mèche

Dans ce cas, le géotextile conduit l'eau dans son plan en constituant un horizon perméable dans sa propre épaisseur (figure III-4). la propriété fondamentale est donc ici une perméabilité élevée qui doit rester peu sensible à des variations d'épaisseur du drain. il est important que le géotextile ait une résistance à la traction suffisante, pour suivre les mouvements du sol sans se rompre et ainsi continuer à jouer pleinement son rôle (figure III-5).

Le rôle de drain ne peut être rempli de façon satisfaisante que par certains non-tissés épais à fibres mouillables

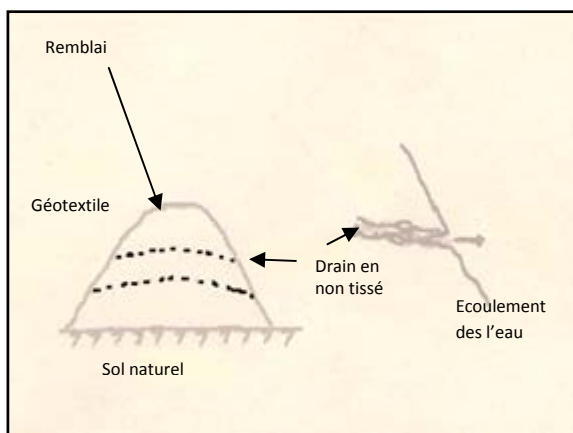


Figure III-4: utilisation d'un géotextile pour le drainage d'un remblai

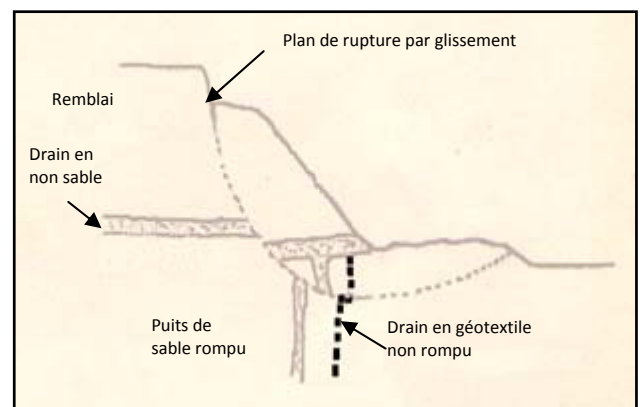


Figure III-5: fonctionnement différent d'un drain de sable et d'un drain géotextile. Cas de rupture de remblai.

2 Rôle de membranes

Dans ce cas la géomembrane empêche, le passage de l'eau ; l'imperméabilité est assurée soit par un film étanche, type polyéthylène (PE) ou polyvinyle (PVC), avec ou sans armature, soit par un géotextile perméable rendu étanche à l'aide d'un liant hydrocarboné (le plus souvent bitume pur); Ou associé à un film étanche auquel il sert de support (figure III-6). Les propriétés requises sont l'imperméabilité, la résistance à la traction et à la déchirure.

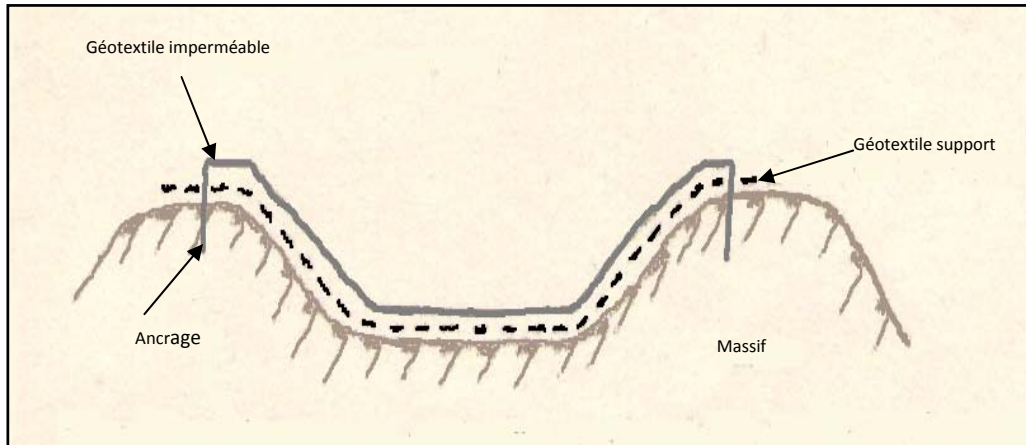


Figure III-6: utilisation de géotextile en étanchéité.

3 Rôle de filtre

Dans ce cas, le géotextile doit permettre le passage de l'eau dans une direction perpendiculaire à son plan, tout en s'opposant aux déplacements des particules solides entraînées par l'eau. L'emploi comme filtre exige donc une résistance mécanique suffisante de géotextile pour ne pas être déchiré ou déplacé par le courant d'eau. Mais il exige surtout une bonne perméabilité, comme dans le cas du drain. Toutefois, le fonctionnement sera différent.

La quantité d'eau évacuée par le drain est proportionnelle à l'épaisseur de celui-ci, alors que l'eau traversera le filtre d'autant plus facilement que celui-ci sera mince, les non-tissés peu épais conviennent donc, si leur résistance est suffisante (figure III-7).

Dans la réalité, il peut exister deux cas différents :

- L'eau qui circule est chargée en particules solides, or le rôle du filtre est de les arrêter. Ces particules se déposeront sur le filtre ou au coin du filtre et s'y accumulent, en réduisant progressivement la perméabilité par « colmatage ». Ce colmatage est inévitable mais il peut être accepté :
 - ❖ Si la perméabilité de filtre reste élevée par rapport à celle des matériaux en contact.
 - ❖ Si le colmatage est lent par rapport à la vie de l'ouvrage (c'est le cas d'ouvrages provisoires, ou de filtres à grande surface...).
 - ❖ Si le processus du dépôt a une durée limitée, de telle sorte que le filtre soit encore suffisamment perméable quand il y aura plus de particules en suspension.
 - ❖ Si la circulation d'eau est alternée, ce qui permet un certain décolmatage.

Dans les autres cas, il faut admettre la nécessité de nettoyer ou de remplacer le filtre périodiquement.

- Dans un sol normalement compact, en équilibre stable, l'eau circule sans transport de particules solides. Toute modification de l'équilibre (par mise en place d'un système de drainage, par exemple) va modifier les conditions d'écoulement de l'eau : les particules de sol vont être entraînées par l'eau des zones à faible perméabilité (sol en place), vers les zones à forte perméabilité (drain), ce qui va tendre à colmater le drain et à lessiver le sol.

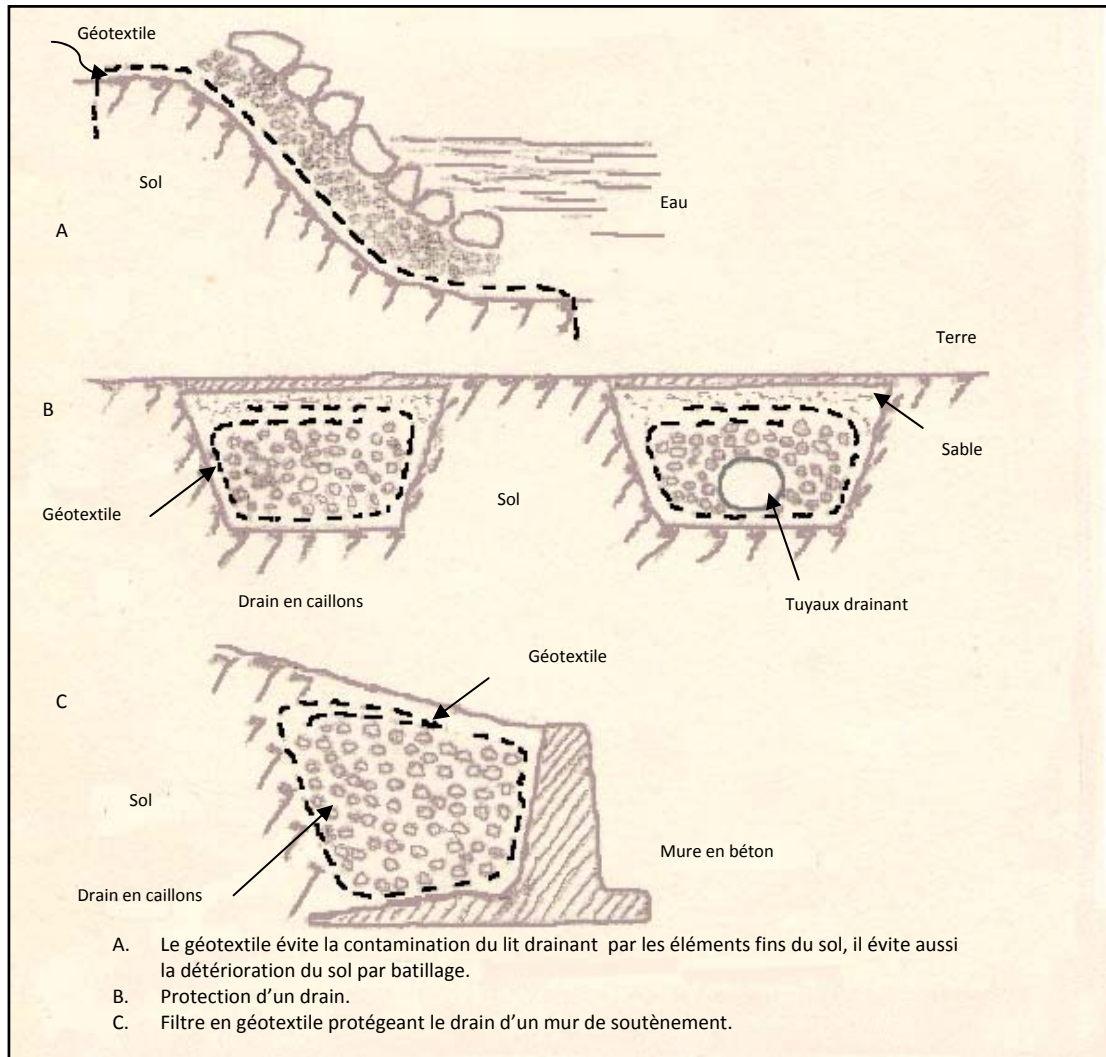


Figure III-7: diverse utilisation de géotextile comme filtre.

C'est ainsi que, dans un limon sableux, le creusement d'une tranchée pour rabattre la nappe phréatique va accélérer l'écoulement de l'eau au voisinage de la paroi de la tranchée, ce qui entraîne les fines particules du sol à cet endroit, puis les particules plus grosses, a que conduit à une dégradation du sol.

Le rôle de filtre est de limiter ce phénomène, en se colmatant partiellement et en réduisant le débit de l'eau, sans pour autant l'interrompre. Le colmatage partiel sera obtenu soit par formation d'un « autofiltre » soit par formation de « microvoûtes » stables.

Dan le première cas (figure III-8), les grosses particules du sol seront arrêtées par le filtre et joueront elles-mêmes un rôle de filtre vis-à-vis de particules plus petites, réalisant ainsi peu à peu un nouvel équilibre, c'est normalement le mode de fonctionnement des tissés utilisés comme filtres.

Dans le deuxième cas (figure III-9), les particules fines entraînées restent liées entre elles par des forces de cohésion électrostatique, et bien que de dimensions inférieures aux pores du filtre, forment des amas au droit des ouvertures du filtre, limitant ainsi la perméabilité.

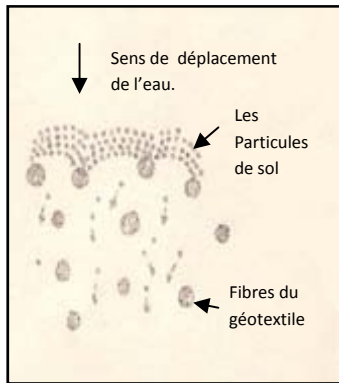


Figure III-8 : « autofiltre » : au contact du géotextile, le sol reforme un filtre naturel

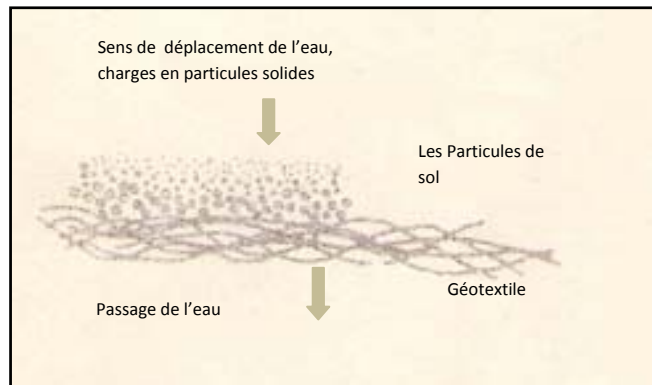


Figure III-9 : « microvoûtes » : au contact d'un géotextile dont les fibres sont représentées en coupe, un sol cohérent forme des voûtes stables, après départ de quelques particules entraînées par l'eau.

4. Rôle de clapet

Un géotextile peut être imperméable lorsqu'il n'est pas saturé d'eau et que la pression d'eau en contact est faible, et devenir perméable quand la pression d'eau dépasse un certain seuil; ce rôle est donc intermédiaire entre celui d'étanchéité et celui de filtre (figure III-10).

Les non-tissés épais conviennent parce qu'ils ne se saturent pas facilement par l'eau superficielle. Ce rôle est utilisé quand on emploie un géotextile en protection de talus.

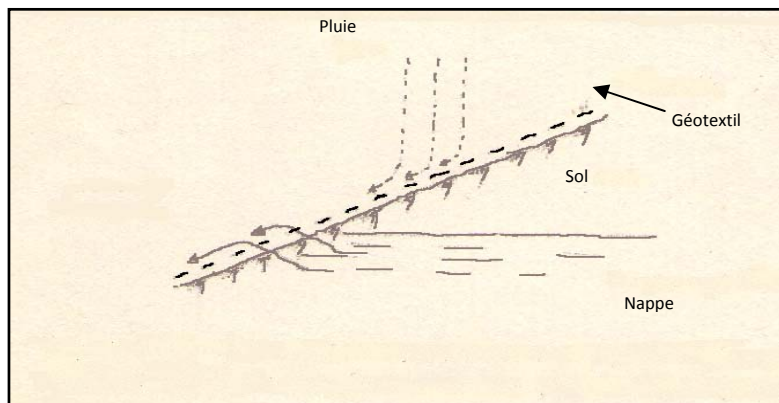


figure III-10: rôle de clapet, imperméable à la pluie, perméable à l'eau de la nappe phréatique.

Tableau III-2: récapitulatif les principales fonctions des géotextiles.

Nature de la sollicitation principale	Orientation de la sollicitation	Rôle joué par le géotextile	Propriétés principales correspondantes du géotextile
Eau	Parallèle au plan du géotextile	drain (le géotextile conduit l'eau dans son plan)	<ul style="list-style-type: none"> • Perméabilité élevée
	Perpendiculaire au plan du géotextile	Membrans d'étanchéité (le géotextile empêche l'eau de passer)	<ul style="list-style-type: none"> • Bonne imperméabilité
		Clapet (le géotextile empêche l'eau de passer sous faible pression et la laisse passer sous forte pression)	<ul style="list-style-type: none"> • Forte perméabilité au-dessus d'une certaine pression d'eau • Texture serrée • Faible perméabilité en dessous de ce seuil
		Filtre (le géotextile laisse passer l'eau, mais retient les particules solides)	<ul style="list-style-type: none"> • Perméabilité élevée • Texture serrée
Sol	Perpendiculaire au plan du géotextile	Conteneur (le géotextile sépare le sol de l'extérieur ou d'un autre matériau)	<ul style="list-style-type: none"> • Forte résistance à la traction • Texture serrée
		Support (le géotextile support un matériau qui ne résisterait pas sans lui aux contraintes exercées)	<ul style="list-style-type: none"> • Résistance élevée à la traction
		Isolant mécanique (le géotextile sépare deux matériaux de déformabilités incompatibles)	<ul style="list-style-type: none"> • Faible adhérence aux interfaces • Forte déformabilité • Bonne résistance à la traction
	Parallèle au plan du géotextile	Armature (le géotextile sépare à sa charge des efforts de traction auxquels le sol ne résisterait pas)	<ul style="list-style-type: none"> • Forte résistance à la traction • Adhérence et frottement élevée

En résumé, les principales fonctions des géotextiles, dans les infrastructures, sont:

- Eviter le mélange des couches de la construction.
- Augmenter la capacité portante en évitant la perte de matériaux dans le sol support.
- Améliorer les caractéristiques de la couche de matériaux granulaires compactés.
- Assurer une stabilité à long terme des couches de fondation
- Eviter la migration des fines dans les matériaux granulaires résultant de l'écoulement d'eau dans le sol.
- Préserver l'écoulement d'eau tout en réduisant au minimum la perte de pression.
- Eviter la migration des fines due à des phénomènes de pompage provenant de charges dynamiques telles que la circulation.
- Assurer le drainage de l'eau et/ou d'autres fluides tout en réduisant au minimum la perte de pression.
- Aassurer un drainage continue.
- Eviter l'effondrement des murs de soutènement verticaux en terre ou des talus naturels à pente raide.
- Eviter les problèmes d'orniérage en cas de sols supports pauvres.

Selon les cas d'application, on cherchera donc à mobiliser davantage l'une ou l'autre de ces fonctions.

III.6. Propriétés des géotextiles

Nous venons de voir que les géotextiles agissent de plusieurs façons suivant la nature et le sens des sollicitations auxquelles ils sont soumis dans une structure routière ou de génie civil. Il apparaît que les propriétés essentielles des géotextiles sont :

D'ordre physique :

- texture.
- perméabilité.

D'ordre mécanique :

- résistance à la rupture, de préférence par traction, et allongement à la rupture.
- résistance à la déchirure.

D'ordre physico-chimique :

- durabilité.

III.6.1. Texture

La texture dépend du type des fibres utilisées et de matière dont elles ont été assemblées. Le diamètre des fibres semble peu variable d'un non-tissé à l'autre, il est compris entre 20 et 70 microns (millièmes de millimètres) en restant voisin de 30 microns. Les non-tissés ont généralement de 80 à 90 % de vides.

III.6.2. Perméabilité

On peut définir deux perméabilités; la perméabilité « normale » correspondant à un écoulement d'eau perpendiculaire au plan du géotextile, et la perméabilité « transversale » correspondant à un écoulement dans le plan de la nappe.

La première est valable pour les tissés et les non-tissés, la seconde uniquement pour les non-tissés; dans ce cas, la perméabilité transversale est identique à la perméabilité normale. Pour les non-tissés, la perméabilité normale peut varier dans le rapport de un à dix suivant la nature du géotextile et reste voisine de celle d'un sable propre alluvionnaire. Cette perméabilité varie peu suivant l'état de compression de la nappe.

III.6.3. Résistance et allongement à la rupture

La seule résistance présentant de l'intérêt est celle en traction.

La résistance à la rupture en traction est exprimée en Kg par centimètre de largeur.

Cette résistance dépend :

- Du poids au mètre carré du géotextile: les tissus les plus lourds étant plus résistants.
- De la nature du géotextile: les tissés étant plus résistants que les non-tissés (si l'essai se fait dans le sens chaîne ou trame) résistance en traction 10 à 50Kg/cm pour les tissés, 1 à 30 Kg/cm pour les non-tissés.
- De la nature chimique des fibres: le polyester donnant les meilleurs résultats.

Dans le cas des non-tissés, la résistance paraît peu influencée par le mode d'association des fibres (aiguilletage de fibres longues ou thermosoudage et collage de fibres courtes).

L'allongement à la rupture varie selon la nature de géotextile. Pour les non-tissés, il varie de 30% environ (essai sans déformation transversale) à 60% environ (essai normalisé, avec déformation transversale), alors que pour les tissés, il est de 15% environ (essai normalisé avec déformation).

Il faut signaler que certains géotextiles sont capables de fluage c'est-à-dire que, soumis à une charge permanente, ils s'allongent en fonction du temps (certaines fibres du type polypropylène peuvent s'allonger par fluage jusqu'à 20% environ en dix-huit mois), dans ce cas, leur rôle mécanique d'armature diminue dans le temps.

III.6.4. Résistance à la déchirure

Un géotextile sensible à la déchirure peut l'être de deux façons différentes :

- Par la facilité éventuelle de créer cette déchirure.
- Par la facilité avec laquelle la déchirure amorcée se propage de proche en proche.

La résistance à la formation d'une déchirure est liée à la résistance et à l'allongement à la rupture par traction. Un géotextile mis en place sur une surface irrégulière (lit de cailloux, par exemple) et recouvert d'un autre matériau, ne pourra résister à la déchirure que s'il peut supporter localement d'importants sans se rompre.

La résistance à la déchirure amorcée est liée à la structure du géotextile : certains tissés résistent très mal, car l'effort de déchirure-traction ne s'applique qu'à un nombre limité de fibres qui se rompent avant d'avoir pu transmettre la contrainte à une zone suffisamment étendue. Par contre, les non-tissés à fibres longues résistent très bien à la déchirure.

L'ordre de grandeur de résistance à la déchirure est de 1 à 6 Kg par centimètre pour les tissés et 10 à 25 Kg par centimètre pour les non-tissés.

La résistance à l'éclatement par choc (écartomètre) varie de 5 à 35 bars environ pour les tissés et 10 à 35 bars environ pour les non-tissés.

III.6.5. Durabilité

Les polyesters, polypropylènes, polyéthylènes et polyamides sont en principe insensibles à l'action des acides et des bases en particulier, et à celle des acides présents dans le sol (acides humiques) avec lesquels ils sont en contact lors des travaux de terrassement et de drainage. Ils semblent, par ailleurs, peu sensibles à l'action des microbes et micro-organismes. Lorsque le géotextile est immergé ou enfoui, cette évolution est nettement ralentie. Par contre, les géotextiles ne résistent pas de façon satisfaisante à une exposition prolongée à la lumière, car ils sont sensibles à l'action des ultraviolets, (sauf s'ils ont subi au préalable un traitement de protection dans la masse ou en surface) et aussi parfois aux effets thermiques (gel, températures extérieures...).

Des dégradations importantes ont été constatées, sur des géotextiles non enterrés et non protégés ; après deux ans d'exposition à l'extérieur, leur résistance ayant baissé de 50%.

Il y a donc lieu de recouvrir les géotextiles par d'autres matériaux, pour éviter ces dégradations, et de prendre des précautions au stockage.

III.7. Mise en œuvre sur chantier et exemples d'utilisation

III.7.1. Mise en œuvre

La mise en œuvre des géotextiles est simple. Sur le support, on déroule les rouleaux, le plus souvent manuellement si le terrain est difficilement praticable, en prenant soin de superposer les bords pour qu'il y ait un recouvrement de 50 à 80 cm, afin d'assurer la continuité de la nappe textile. Dans certains cas, on préfère coudre les bandes les unes aux autres à l'aide d'une petite machine à coudre portative. Dans d'autres cas, on agrafe le géotextile dans le sol à l'aide de fers à béton recourbés.

Dans le cas particulier des couches de forme, il faut ensuite recouvrir le géotextile à l'aide du matériau d'apport approvisionné à l'avancement, étalé et compacté (figure III-11). Il ne faut pas admettre la circulation de chantier directement sur un géotextile, pour ne pas le détériorer.

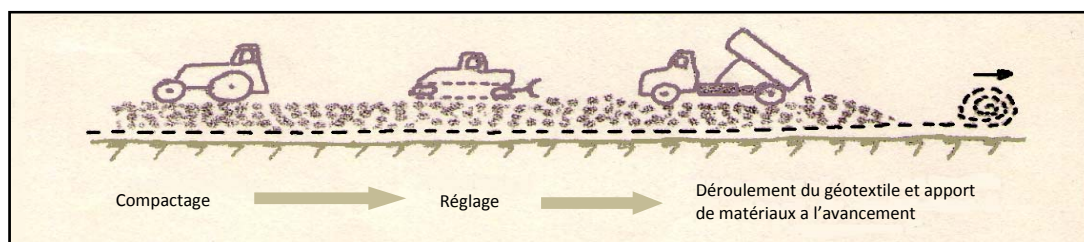


Figure III-11 : mise en œuvre d'une couche de matériau sur géotextile.

Dans les autres cas, la mise en œuvre est question de bon sens et de soin, c'est ainsi que pour protéger un drain, il faut poser le géotextile dans la tranchée, remplir cette tranchée de cailloux qui jouent la rôle de drain, et refermer le géotextile avec un recouvrement suffisant avant de combler la tranchée par d'autres matériaux. Mais on peut aussi employer un tuyau drainant et le protéger directement par un manchon de géotextile cousu ou agrafé, ou placer le tuyau dans les cailloux protégés eux-mêmes par le textile (voir figure III-7).

III.7.2. Utilisation en terrassement

Les géotextiles sont très utilisés dans ce domaine, en particulier :

➤ Dans les remblais armés

Où ils jouent un rôle multiple d'armature, de conteneur et de drain horizontal (voir figures III-3, III-4, III-10)

Rappelons que le rôle d'armature ne peut être rempli que si l'ancrage du géotextile est efficace.

Dans le cas des remblais réalisés sur sol mou (tourbe, vase...), de bons résultats peuvent être obtenus avec les géotextiles qui jouent le rôle de conteneur, filtre, anticontaminant et armature, assurant une meilleure répartition de la charge du remblai sur le sol support.

➤ **Talus et murs de soutènement**

Dans l'exécution de fouilles et dans la construction d'ouvrages en terre avec des sols saturés d'eau, la fixation des talus est difficile et coûteuse car elle exige l'emploi de structures de couverture en béton ou en enrochement. Un recouvrement à l'aide de géotextiles filtrants ancrés au pied et au sommet des talus, permet de stabiliser la paroi de ceux-ci (voir figures III-1, III-10).

La construction de routes secondaires en site montagneux demande souvent la réalisation d'ouvrages de soutènement faciles à construire, adaptables au terrain et bon marché. Les murs de soutènement en textiles apportent une solution satisfaisante, car ils sont économiques et en construction simple. Ils se composent d'une alternance de textile et de remblai compacté ; chaque nappe textile étant ancrée dans le remblai en étant rabattue sur la couche réalisée et recouverte par la nappe textile suivante (voir figure III-10).

III.7.3. Utilisation en construction routière

Les géotextiles sont essentiellement utilisés pour faciliter la réalisation de pistes de chantier ou des couches de forme, (voir figures III-1, III-3, III-11) sur des sols supports fins, de portance faible. Dans ce cas, le géotextile joue un rôle anticontaminant essentiel, empêchant la pollution et la dégradation du matériau par les fines plastiques du sol. De plus, il peut avoir une action drainante.

L'action mécanique comme armature, souvent difficile à justifier théoriquement, se révèle en limitant les ruptures de sol dans les zones de plus faible portance, dans la mesure où le géotextile est ancré dans le sol.

Il faut se souvenir que :

- Le compactage de la couche de forme n'est pratiquement pas influencé par la présence du textile.
- L'amélioration de portance -si elle existe- dépend du frottement sol-textile et surtout de l'ancrage de celui-ci dans le sol.
- Il y a compensation des irrégularités de portance du sol par le géotextile qui représente un facteur d'homogénéité.

III.7.4 Utilisation diverses

Citons quelques utilisations en hydraulique ou en agriculture.

Dans la réalisation des barrages enterrés : les textiles peuvent renforcer la structure, jouant le rôle de drain, de filtre et même de conteneur (voir figures III-7, III-2).

L'érosion des barrages de voies navigables par batillage, avec ensablage corrélatif de la voie navigable, peut-être évitée par mise en place du géotextile qui maintient la barge sans gêner la perméabilité. La mise en œuvre est facile et rapide. Il est nécessaire de maintenir le textile par un matériau d'apport superficiel (enrochement ou dalles de béton) (voire figures III-7, III-1, III-2)

Lins verticaux profonds : un des moyens utilisés pour réduire la durée de tassement de sols compressibles consiste à faciliter l'évacuation des eaux souterraines par des drains verticaux placés dans le sous-sol à une faible distance les uns des autres (voir figure III-5). Jusqu'à présent, on utilisait des pieux forés dans le terrain naturel et remplis de sable jouant le rôle de drain naturel (« puits de sable »). Les géotextiles peuvent avantageusement remplir ce rôle, des bandes de non-tissés de 30 cm de large ont eu le même effet drainant que des puits de sable de 20 à 50 cm de diamètre sur des chantiers aux pays -bas.

Drainage de sols agricoles : il y a une différence essentielle entre le drainage routier et le drainage agricole.

Le drainage routier sert à évacuer l'eau de surface percolant éventuellement dans un massif, alors que le drainage agricole sert surtout à abaisser le niveau de la nappe phréatique. Dans le premier cas, le système utilisé est celui d'une tranchée drainante avec matériaux granulaires et tuyau d'évacuation (voir figure III-7). Dans le deuxième cas, il n'y a qu'un simple tuyau de drainage, enrobé ou non d'un matériau filtrant complètement recouvert de terre. La protection de ces tuyaux drainants par des géotextiles perméables est indispensable si on veut éviter un colmatage rapide les rendant efficaces.

III.8. Contrôle des géotextiles

Les contrôles sur les géotextiles se font à différents stades :

- ❖ Stade de fabrication.
- ❖ Réception sur chantier.
- ❖ Eventuellement, contrôle de laboratoire sur le produit livré sur chantier.

III.8.1. Contrôle de fabrication

Il s'agit d'essais qui ont pour objet de préciser les caractéristiques des géotextiles et qui permettent de s'assurer de la conformité du produit fabriqué aux normes préalablement établies

- Résistance à la traction.
- Résistance à la déchirure.
- Perméabilité.
- Pouvoir filtrant.

Les caractéristiques des géotextiles sont habituellement précisées sur les notices des fabrications. Un effort de normalisation est actuellement en cours sur le plan international.

III.8.2. Réception sur chantier

Les vérifications à effectuer sont simples et normalement très suffisantes. Elles porteront d'abord sur la conformité du géotextile livré au type demandé. Le choix du géotextile incombe généralement au maître d'œuvre, ou au bureau d'études, ou au laboratoire. Le contrôle consistera donc à vérifier les indications portées sur le produit livré.

Il faut souligner que, pour une marque donnée, une référence donnée correspond à un type bien défini de géotextile, ce qui rend en fait les erreurs pratiquement impossibles sur le type de produit. Un simple examen visuel complémentaire permettra de différencier facilement tissés, non-tissés ou film. On peut aussi s'assurer qu'il n'y a pas d'erreur sur le poids unitaire du géotextile (exprimé en grammes par mètre carré).

III.8.3. Contrôle de laboratoire sur le produit livré sur chantier

La conformité du géotextile aux caractéristiques indiquées par le fabricant ne semble jamais avoir été mise en défaut. Ce type de contrôle sur produit livré est donc exceptionnel.

III.9. Conclusions

Après plus de vingt ans d'utilisation, les géotextiles ont largement démontré leur intérêt dans un grand nombre de réalisations en terrassement, génie civil, géotechnique routière, usage agricole... Ils permettent indiscutablement une amélioration de la réalisation de certains ouvrages.

- Par leur perméabilité, ils assurent la circulation de l'eau, ce qui permet le drainage d'un massif.
- Par la possibilité d'emploi de certains sols ou matériaux locaux qui autrement auraient été impropres au travail envisagé. Toutefois cette amélioration ne peut être assurée que s'il y a ancrage du textile dans le support.
- Par la non-contamination des matériaux d'apport par le sol en place, ce qui permet de maintenir dans le temps les caractéristiques des couches réalisées.
- Par la plus grande facilité d'utilisation du matériel sur des sols difficiles.
- Par la simplicité et la facilité de leur emploi, même dans des sites difficiles.

Les géotextiles sont devenus maintenant d'usage courant, et leurs domaines d'utilisation s'étendent encore. Toutefois ils ne permettent pas à eux seuls de résoudre tous les problèmes d'un chantier. Leur emploi n'évite pas de prendre les précautions normales de mise en œuvre et de compactage des matériaux, de respecter les épaisseurs, de réaliser les systèmes d'évacuation d'eau. Par contre, ils permettent de plus en plus de trouver des solutions ingénieuses à des problèmes difficiles.

Chapitre IV :
LES METHODES DE CALCULE



IV.1. Introduction

Les calculs de la stabilité des talus, après détermination de la résistance au cisaillement, de la pression d'eau dans les pores, de la géométrie de la pente..., doivent être effectués pour s'assurer que les forces sont suffisantes et supérieure à celle qui tend à provoquer une pente à l'échec.

IV.2. Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité, F_s , est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{IV-1})$$

Où :

τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol ;

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (IV-1) peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{F_s} \quad (\text{IV-2})$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (IV-1) est écrite comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \phi}{F_s} \quad (\text{IV-3})$$

Où :

$$\tau = \frac{c}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s} \quad (\text{IV-4})$$

Où c et ϕ sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (IV-4) est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'}{F_s} \quad (\text{IV-5})$$

Où c' et ϕ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle.

IV.3. Glissement plan

Pendant longtemps, on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. D'autre part, cette méthode est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées que nous verrons dans la suite de ce chapitre.

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B' dans la figure (IV-1).

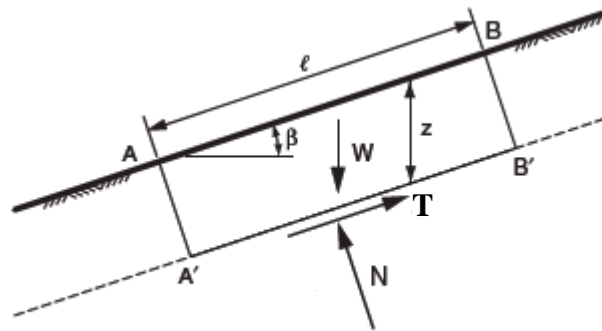


Figure IV-2: Pente infinie de surface de rupture plane.

Les équations d'équilibre sont déterminées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure (IV-1). Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc s'équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorées dans l'équilibre des équations. Le résumé des forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, T, et la force normale, N, sur le plan:

$$T = W \sin \beta \text{ Et } N = W \cos \beta \quad (\text{IV-6})$$

Où β est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et W est le poids du bloc. Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale dans la Figure (IV-2), le poids est exprimé en :

$$W = \gamma l z \cos \beta \quad (\text{IV-7})$$

Où γ est l'unité de mesure du poids total du sol, l la distance entre les deux extrémités du bloc, mesurée parallèlement à la pente, et Z la profondeur verticale au plan de cisaillement. En substituant (IV-7) dans (IV-6) donne :

$$T = \gamma l z \cos \beta \sin \beta \quad (\text{IV-8})$$

Et :

$$N = \gamma l.z.\cos^2 \beta \quad (\text{IV-9})$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constantes pour une pente de longueur infinie et sont obtenues en divisant les équations (IV-8) et (IV-9) par la surface du plan (1.1), pour obtenir:

$$\tau = \gamma.z.\cos \beta.\sin \beta \quad (\text{IV-10})$$

Et :

$$\sigma = \gamma.z.\cos^2 \beta \quad (\text{IV-11})$$

En substituant ces expressions dans l'équation (IV-3) pour obtenir la formule du coefficient de sécurité, on trouve :

$$F_s = \frac{c + \gamma.z.\cos^2 \beta.\tan \phi}{\gamma.z.\cos \beta.\sin \beta} \quad (\text{IV-12})$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{c' + (\gamma.z.\cos^2 \beta - u)\tan \phi'}{\gamma.z.\cos \beta.\sin \beta} \quad (\text{IV-13})$$

Pour un sol purement pulvérulent ($c, c'=0$), le coefficient de sécurité se réduit à :

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (\text{IV-14})$$

L'équilibre limite est atteint pour $F_{\min} = 1$; soit: $\alpha = \phi$. Ceci exprime bien que l'angle de talus naturel d'un sol pulvérulent est égal à l'angle de frottement interne.

IV.4. Méthode de dimensionnement

IV.4.1 Les modes de rupture

On a deux modes de rupture : le premier est de glissement et le deuxième est la cassure (déchirure) de renforcement.

On prend un exemple d'un remblai renforcé de hauteur h et de chargement q .

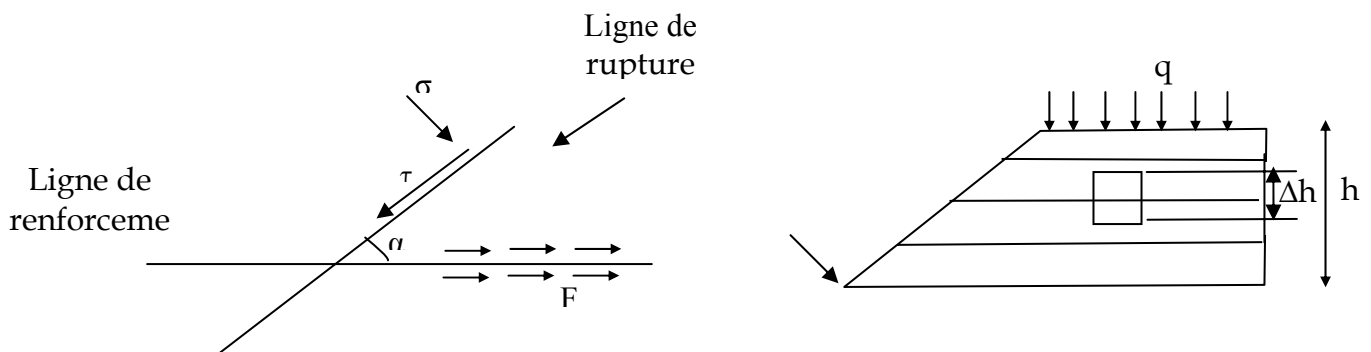


Figure IV-2: Mode de rupture d'un remblai renforcé de hauteur h et de chargement q .

On a:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_a = K_a \cdot \rho \cdot \int_{h_2}^{h_1} dy$$

Avec :

K_a : coefficient de poussée active.

ρ : Masse volumique.

σ_h : contrainte de poussée de terre.

On fait l'équilibre des forces suivant l'axe de renforcement

$$\sigma \sin \alpha + F/S = \sigma_h + \tau \cos \alpha$$

Avec:

q : charge extérieure.

Δh : hauteur de l'échantillon.

σ : contrainte normale due au chargement.

τ : Contrainte tangentielle due au chargement.

α : Angle de l'inclinaison.

φ : Angle de frottement.

T : Résistance à la traction.

F : Force de frottement.

S : Surface de frottement dans 1 m linéaire $\Rightarrow S = L \cdot 1 = L$

Si l'effort de renforcement est supérieur de l'effort de stabilisation, le terrain glisse ; dans notre cas le terrain est renforcé c'est-à-dire qu'il ne glisse pas facilement.

Le renforcement se fait en deux phases :

- Le glissement.
- La cassure (déchirure).

Dans le cas de glissement, les efforts de renversement sont supérieurs à l'effort de stabilisation.

Donc :
$$\sigma_h + \tau \cos \alpha > \sigma \sin \alpha + F/L$$

Dans le cas de cassure l'effort de traction est supérieur à l'effort de renversement.

Donc :
$$T/L > \sigma_h + \tau \cos \alpha$$

IV.4.2 Méthode de calcul à l'équilibre limite

Les méthodes de calcul reposent sur des analyses à l'équilibre limite qui supposent implicitement que la rupture de l'ouvrage a lieu dans un domaine de petits déplacements, en d'autre terme, la géométrie finale et initiale de l'ouvrage est confondue. Or, dans le cas des milieux renforcés par géotextile par exemple, la rupture de l'ouvrage a lieu après une phase de grand déplacement.

Tel est l'objet de la méthode récente dite « méthode en déplacement » qui suppose une cinématique de la rupture et une mobilisation de l'ancrage en fonction des déplacements engendrés.

La méthode de calcul des ouvrages renforcés par géotextile est basée sur les connaissances acquises des ouvrages en terre usuels. Ces méthodes comporte deux parties pour la vérification de la stabilité :

1) Stabilité globale

Il s'agit en première étape de vérifier les dimensions minimales de l'ouvrage conformément aux règles appropriées. On tient compte des cas particuliers de rupture où l'on vérifie la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des trois possibilités suivantes :

- Sécurité à l'égard d'un glissement sur le plan de base ou sur un plan de rupture incliné.
- Sécurité relative au basculement.
- Sécurité vis-à-vis d'une rupture globale due à une portance insuffisante du sous sol.

2) Stabilité interne

Les méthodes courantes considèrent que le massif de terre est subdivisé en deux zones, zone active et zone passive, séparées par la ligne des tensions maximales dans les nappes de renforcement. L'effort total est le résultat relatif de la poussée de terre contre l'ouvrage de soutènement. Il existe plusieurs méthodes de calcul et la comparaison entre ces méthodes montre que la hauteur augmente la sécurité de l'ouvrage par majoration des efforts dans les renforcements ce que ne vérifie plus l'équilibre globale. Suivant cette méthode, la majoration est prise en compte par :

- Augmentation de coefficient de poussée K_a .
- Augmentation des efforts verticaux σ_v .
- Répartition uniforme des efforts horizontaux.

IV.4.2.1 La méthode de cercle de glissement

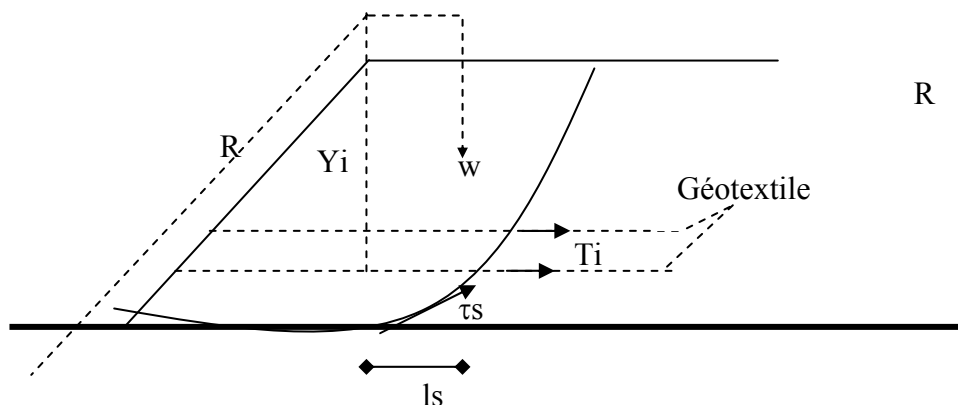


Figure IV-3 : mode de glissement d'un remblai renforcé par géotextile.

Cette méthode est basée sur le calcul de coefficient de sécurité qui est le rapport entre le moment stabilisant M_r et le moment renversant M_w

$$F_s = (M_r + \Delta M_r) / M_w.$$

$$M_w = W * X_w \quad , \quad M_r = R * \Sigma (\tau_s * L_s) \quad \text{et} \quad \Delta M_r = \Sigma T_i * Y_i$$

X_w : L'abscisse de poids propre de massif.

W : Le poids propre du massif.

T_i : La force mobilisée dans le géotextile.

Y_i : L'ordonnée de la charge mobilisée dans la nappe i .

IV.4.2.2 La méthode de glissement par blocs

C'est une méthode de calcul à l'équilibre limite qui prend en compte l'expérience acquise en terre armée. Elle considère que :

- ❖ Les surfaces de glissement sont planes et rectilignes.
- ❖ Les surfaces de glissement passent par le point de base.
- ❖ En un point quelconque à l'intérieur d'un massif, la surface de glissement présente un point anguleux.

Sur chaque surface de glissement, on calcule un coefficient de sécurité qui est le rapport entre la résistance au cisaillement acquise et la résistance au cisaillement requise pour l'équilibre.

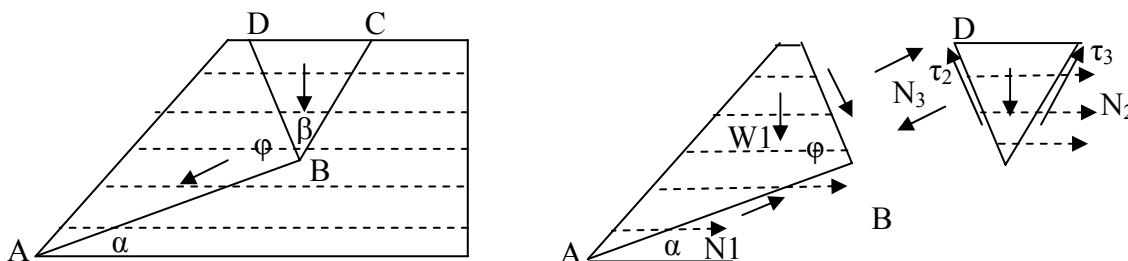


Figure IV-4: Mode de glissement d'un remblai renforcé par bloc.

Les forces de renforcement des nappes de géotextile sont ajoutées aux équations d'équilibre, où :

W_i : Poids propre d'un bloc de glissement.

N_i : Effort d'une traction normale aux limites des blocs.

α, β, ϕ : Pente entre les limites des blocs avec l'horizontale.

τ_i : Cisaillement entre les blocs de glissement.

F_g : Force mobilisée dans les nappes de géotextile.

IV.4.2.3 Méthode des éléments finis

ROWE utilise une méthode de calcul en déformations planes. Elle prend en compte le comportement du sol, le comportement du géotextile et l'interaction sol géotextile. Les hypothèses de cette méthode sont :

- ❖ Le sol est un matériau élastoplastique.
- ❖ Le géotextile ne mobilise qu'une force de traction dans son plan.
- ❖ La relation force-déformation du géotextile est une relation linéaire de la forme.

$$T = j \times \varepsilon \quad (\text{avec un seuil})$$

Dans cette méthode le sol est représenté par un ensemble d'éléments triangulaires et quadrilatéraux ; le géotextile est lui représenté par des éléments linéaires qui n'ont pas de raideur en flexion, l'interface sol- géotextile peut être simulée par des éléments disjoints ressort.

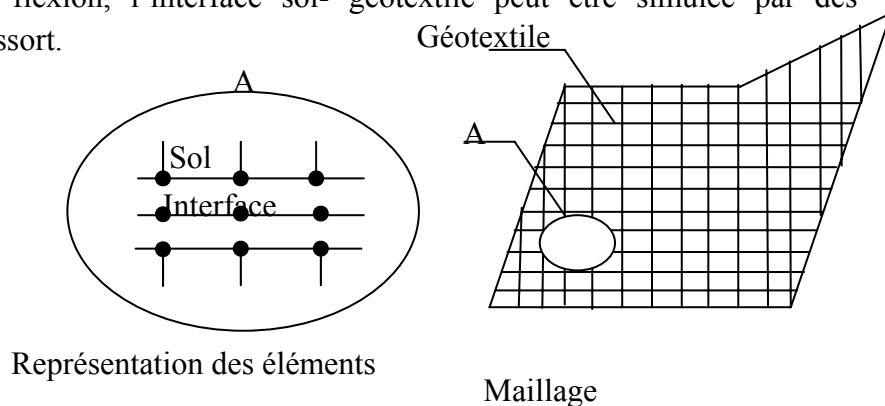


Figure IV-5: Représentation de l'interaction sol géotextile par la méthode des éléments finis.

IV.4.2.4 La méthode des déplacements

C'est une méthode de calcul à l'équilibre limite qui associe une méthode de calcul à la rupture des pentes et à la déformation locale des nappes de renforcement ; elle comporte les étapes suivantes :

- ❖ Détermination d'un champ de déplacement assurant la compatibilité des déformations de l'inclusion et du sol.

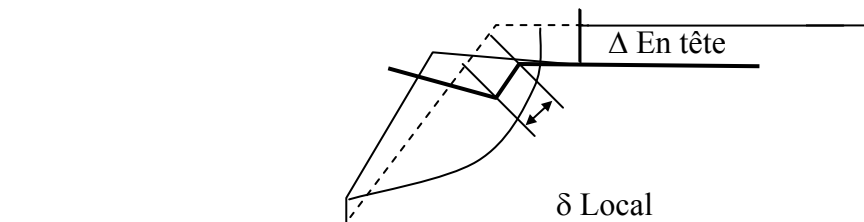


Figure V-6: compatibilité de la cinématique globale et des déformations locales.

Δ : Déplacement vertical du massif.

δ : Déplacement local d'une nappe de l'inclusion.

- ❖ Etude de comportement et de l'équilibre de chaque lit de renforcement sous l'effet de déplacements imposés au massif.

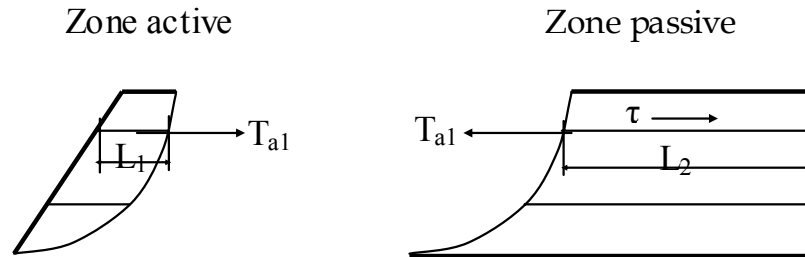


Figure IV-7: vérification de la tension admissible d'ancrage.

T_{ai} : Effort unitaire de traction dans la nappe i de renforcement.

L_i : Longueur du renforcement dans la zone considérée.

La loi de comportement du géotextile est supposée élastique linéaire et le comportement du frottement sol-géotextile est modélisé par une loi élastoplastique fonction du déplacement relatif sol-géotextile.

- ❖ Etude du comportement du massif renforcé et vérification de l'équilibre global en introduisant les trois équations d'équilibre du massif.

A partir de la méthode de calcul en déplacement présentée ci-dessus, le programme « CARTAGE » (calcul des renforcements de Talus par Géotextiles) a été mis en point au laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Le programme « CARTAGE » permet le calcul d'un talus comportant dix couches de sol de nature différente, dont trois interceptent la partie renforcée du massif considéré. Le calcul peut être mené suivant des surfaces de rupture circulaires ou non circulaires.

Les conditions aux limites de parements sont définies soit par un accrochement parfait (déplacement relatif sol-géotextile nul), soit par l'absence d'accrochage (effort de traction nul).

IV.5. Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité

Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

Nous étudierons ci-après quelques méthodes de calcul traditionnelles mais la confiance que l'on peut leur accorder sera essentiellement fonction de l'expérience que l'on peut en avoir.

Ces méthodes peuvent être classées selon plusieurs critères, dans le présent chapitre elles seront classées selon la nature des forces considérées dans la vérification de l'équilibre qu'elles soient des forces, des moments ou des forces et des moments en même temps.

IV.5.1 Méthodes de l'équilibre des moments

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composée de toutes les tranches.

IV.5.1.1 La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

Se référant à la pente et à la surface circulaire de rupture illustrées dans la figure IV-10, le moment moteur peut être exprimé comme :

$$M = \sum W_i \cdot a_i \quad (\text{IV-15})$$

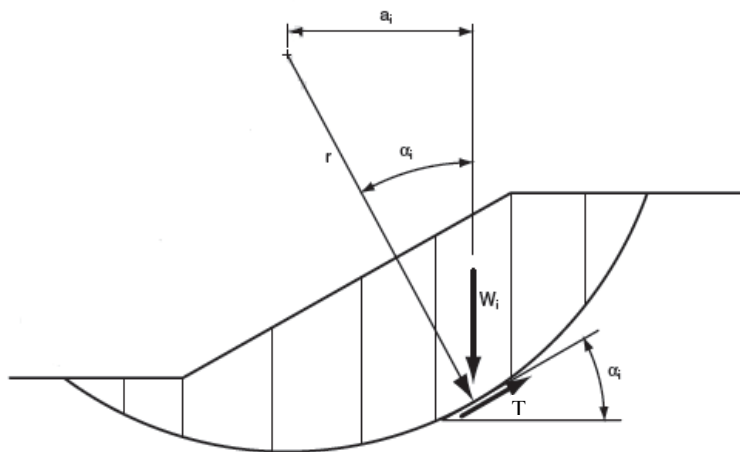


Figure IV-8: Masse du talus découpé en tranches

Où W_i est le poids de la $i^{\text{ème}}$ tranche et a_i est la distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche. Les distances vers la crête de la pente, à la droite du centre montrées par la figure (IV-8), sont positives; les distances vers le pied de la pente, à la gauche

du centre, sont négatives. Bien que théoriquement, le bras de levier soit mesuré à partir du centre du cercle au centre de gravité de la tranche, un nombre suffisant de tranches permet de considérer les différences entre le centre et le centre de gravité de la tranche sont Négligeables.

Le bras de levier a_i dans l'équation (IV-15) peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de bas de la tranche respectifs. Bien que la base de la tranche soit courbée, la base peut être considérée comme une ligne droite, comme suggérée dans la figure (IV-8), avec une perte négligeable de la précision. L'inclinaison de la base du morceau est représentée par l'angle α_i mesuré entre la base de la tranche et l'horizontale. L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche est une ligne verticale est aussi égal à l'angle α_i (IV-11). Ainsi, le bras de levier est exprimé par :

$$a_i = r \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{IV-16})$$

Et le moment moteur exprimé dans la relation (IV-15) devient :

$$M = r \sum W_i \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{IV-17})$$

Le rayon dans l'équation (IV-18), a été transféré en dehors de la somme, car le rayon est constant pour un cercle.

Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement τ sur la base de chaque tranche; la contrainte normale σ sur la base de chaque tranche agit à travers le centre du cercle, et donc ne produit aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est :

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i \quad (\text{IV-18})$$

Où T_i est la force de cisaillement à la base de la $i^{\text{ème}}$ tranche et la sommation est effectuée pour toutes les tranches. La force de cisaillement est le produit de la contrainte de cisaillement τ_i et la surface de la base de tranche d'unité d'épaisseur Δl . Ainsi :

$$M_r = r \sum \tau_i \cdot \Delta l_i \quad (\text{IV-19})$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimée en termes de force de cisaillement et le facteur de sécurité par l'équation (IV-2) a donné :

$$M_r = r \sum \frac{T_i \cdot \Delta l_i}{F} \quad (\text{IV-20})$$

Assimiler le moment résistant [Eq. (IV-20)], le moment moteur [Eq. (IV-18)], et les réorganiser, permet de donner l'équation suivante pour le coefficient de sécurité:

$$F_s = \frac{\sum T_i \cdot \Delta l_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-21})$$

Pour une contrainte totale, la résistance au cisaillement est exprimée par :

$$T_i = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{IV-22})$$

On remplaçant ceci dans l'équation (IV-21), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (c + \sigma \tan \phi) \Delta l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{IV-23})$$

L'équation (IV-2) représente l'équation d'équilibre statique pour les moments du centre d'un cercle. Si ϕ est égale à zéro, l'équation (IV-2) devient

$$F_s = \frac{\sum c.\Delta l}{\sum W.\sin \alpha} \quad (\text{IV-24})$$

Si l'angle de frottement n'est pas égal à zéro, l'équation présentée ci-dessus pour le coefficient de sécurité [Eq. (IV-2)] exige que la contrainte normale sur la base de chaque tranche soit connue. Le problème de la détermination de la contrainte normale est indéterminé. La méthode Ordinaire des tranches et de bishop fait deux séries d'hypothèses distinctes pour obtenir la contrainte normale sur la base des tranches et, par suite, le facteur de sécurité.

IV.5.1.2 La méthode de Fellenius:

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches.

C'est la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire est :

$$F_s = \frac{\sum (c\Delta l + W \cos \alpha . \tan \phi)}{\sum W . \sin \alpha} \quad (\text{IV-25})$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure (IV-9) la force normale de la méthode Ordinaire de Tranches peut s'exprimer comme :

$$N = W . \cos \alpha \quad (\text{IV-26})$$

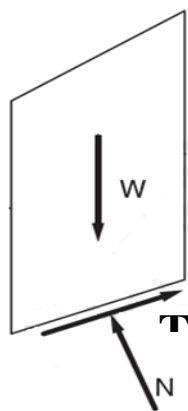


Figure IV-9: Représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

Et la contrainte normale peut être exprimée par :

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos \alpha}{\Delta l} \quad (\text{IV-27})$$

Remplaçant σ par sa valeur dans l'équation (IV-23), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot \Delta l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{IV-28})$$

Pour une contrainte totale effective:

$$F_s = \frac{\sum [c' \cdot \Delta l + (W \cdot \cos \alpha - u \Delta l) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{IV-29})$$

La contrainte normale effective peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = \frac{W \cdot \cos \alpha}{\Delta l} - u \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{IV-30})$$

Alors la relation (IV-29) devient :

$$F_s = \frac{\sum [c' \cdot \Delta l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot \Delta l \cdot \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{IV-30})$$

$$\text{Et on a : } b = \Delta l \cdot \cos \alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos \alpha} \quad (\text{IV-30})$$

Finalement l'équation du coefficient de sécurité pour la méthode de Fellenius est donnée par :

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha} [c' b + (W \cos^2 \alpha - u b) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{IV-31})$$

IV.5.1.3 Méthode de Bishop (1955)

Dans la méthode de Bishop, l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Soit la tranche représentée dans la figure IV-10 ci-après.

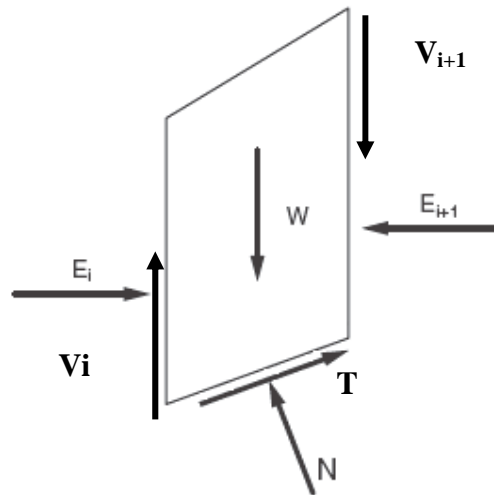


Figure IV-10: Représentation des forces inter-tranches sur une tranche.

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (\text{IV-32})$$

D'où (V-4) et (V-32)

$$W + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + \frac{C_i}{F_s} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \cdot \frac{\text{tg} \varphi_i}{F_s} \sin \alpha_i \quad (\text{IV-33})$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \text{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F_s}} \quad (\text{IV-34})$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité :

$$\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\text{tg} \alpha_i \text{tg} \varphi_i}{F_s} \right) = m_\alpha$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \text{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \quad (\text{IV-35})$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \text{tg} \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-36})$$

On porte dans l'expression de F_s la valeur de N_i précédemment calculée :

$$F_s = \frac{1}{\sum w_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + \operatorname{tg} \varphi_i \left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right) \right] \quad (\text{IV-37})$$

Le deuxième membre contient F_s explicitement et par l'intermédiaire de m_α mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit :

$$(E_i - E_{i+1}) + N_i \left(\frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F_s} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i b_i}{F_s} = 0$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-C_i \frac{b_i}{F_s} + (E_i - E_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i} \quad (\text{IV-38})$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontal et vertical et donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter-tranches :

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = W_i - \frac{C_i b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \quad (\text{IV-39})$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles :

$$\Sigma (E_i - E_{i+1}) = 0 \quad \text{et} \quad \Sigma (V_i - V_{i+1}) = 0$$

En sommant la relation précédente sur les efforts inter-tranches verticaux :

$$\sum_{i=1}^n (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \quad (\text{IV-40})$$

IV.5.1.4 La méthode de Bishop simplifiée

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposées être horizontales (pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et pour obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la figure (IV-11), on détermine les forces verticales ; l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical :

$$N \cdot \cos \alpha + T \sin \alpha - W = 0 \quad (\text{IV-41})$$

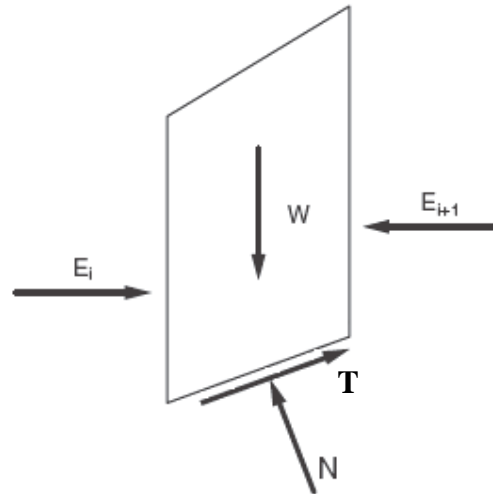


Figure IV-11: Représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop.

Les forces sont considérées comme positives lorsqu'elles agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation (IV-41) est liée à la contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau \cdot \Delta l \quad (\text{IV-42})$$

Pour les forces de cisaillement exprimées en termes de contraintes effectives avec l'équation des forces de Mohr-Coulomb, nous pouvons écrire :

$$T = \frac{1}{F} [c' \Delta l + (N - u \cdot \Delta l) \tan \phi'] \quad (\text{IV-43})$$

Combinant les équations (IV-41) et (IV-43) et pour résoudre la force normale, N , nous obtenons :

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right)(c' \Delta l - u \cdot \Delta l \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + \left[\frac{(\sin \alpha \cdot \tan \phi')}{F}\right]} \quad (\text{IV-44})$$

La contrainte effective normale à la base de la tranche peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (\text{IV-45})$$

Combinant les équations (IV-41) et (IV-43) et en les introduisant dans l'équation d'équilibre (IV-23), on peut écrire -après réarrangement des termes- :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \left(\frac{(\sin \alpha \cdot \tan \phi')}{F}\right)} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{IV-46})$$

De l'équation (IV-30) ; l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suit:

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' b + (W - ub) \tan \phi'}{m_\alpha} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{IV-47})$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F} \right)$$

IV.5.2 Méthodes de l'équilibre des forces

IV.5.2.1 La méthode de Coin

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par de 2 ou 3 lignes droites.

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zones.

IV.5.3 Méthodes de l'équilibre des moments et des forces

Jusqu'à présent, toutes les méthodes qui ont été présentées sont basées sur des formes relativement simples de la surface de rupture: un plan ou un cercle.

Mais dans la plupart des temps, la surface de rupture est plus complexe, souvent à la suite des zones ou des couches de sol relativement faibles. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer la stabilité en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement.

Plusieurs procédures ont été mises au point pour les analyses des surfaces de rupture plus complexes.

IV.5.3.1 La méthode de Janbu simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire), et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T) (voir figure IV-12). La base de la force normale (N) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par:

$$F = \frac{\sum (c'l + (N - ul)\tan \phi') \sec \alpha}{\sum W \tan \alpha + \sum \Delta E} \quad (\text{IV-48})$$

Où :

$$\sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha}$$

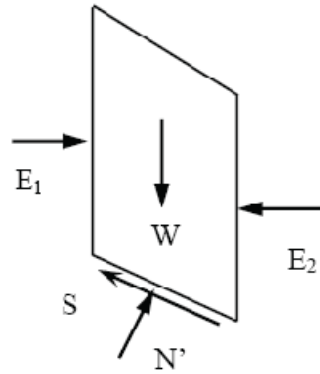


Figure IV-12: Représentation des forces sur une tranche.

$$\sum \Delta E = E_1 - E_2 \quad (\text{Zéro s'il n'y a pas de force horizontale}).$$

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité F_0 , pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité supérieur:

$$F_f = f_o F_o \quad (\text{IV-49})$$

Où :

$$F_0 = \frac{\sum \left[\frac{b(c' + (p - u)\tan \phi')}{n_\alpha} \right]}{\sum pb \tan \alpha} \quad \text{Et} \quad n_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur, de la longueur de la masse de terre glissante et du type de sol.

$P=W/b$: contrainte totale verticale.

b : largeur d'une tranche.

IV.5.3.2 la méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de Janbu (Janbu 1973) considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe:

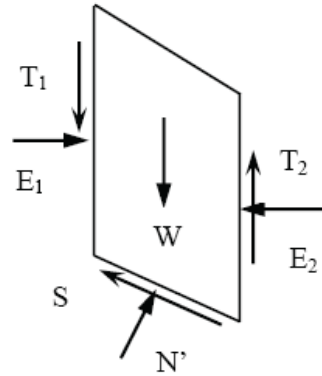


Figure IV-13: Représentation des forces sur une tranche.

$$F = \frac{\sum (c'l + (N - ul) \tan \phi') \sec \alpha}{\sum (W - \{T_2 - T_1\}) \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (\text{IV-50})$$

De même, la force totale normale à la base (N) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement (T) comme:

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (c'l - ul \tan \phi') \sin \alpha \right\} \quad (\text{IV-51})$$

IV.5.3.3 La méthode de Spencer

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaires, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.

Spencer (1967) a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normales.

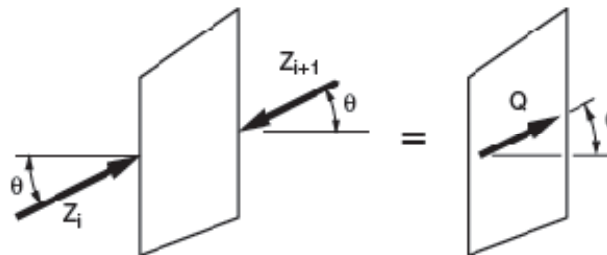


Figure IV-14: Résultante des forces parallèles.

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0$$

Et :

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1}$$

Parce que les forces inter tranches sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , et Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche (Voir figure IV-15).

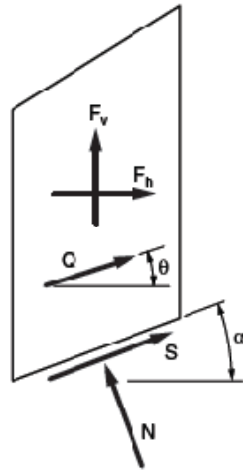


Figure IV-15: Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer.

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation :

$$\sum Q(x_b \sin \theta - y_Q \cos \theta) = 0$$

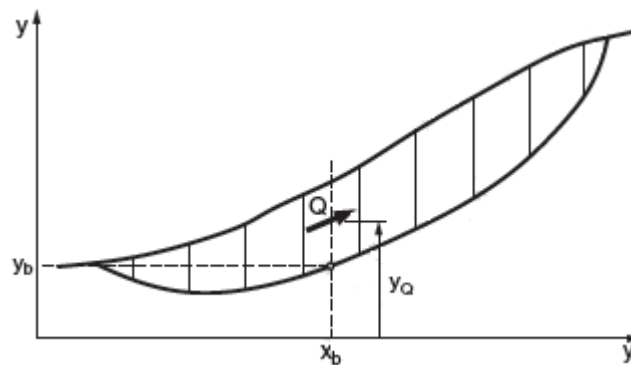


Figure IV-16: Coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.

Après une série de calculs, Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suit:

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \tan \phi'}{F}\right]} \quad (\text{IV-52})$$

IV.5.3.4 La méthode de Morgenstern et Price

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. Selon Morgenstern – Price (1965), l'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire ($f(x)$) comme:

$$T = f(x) \lambda E$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure (IV-17) :

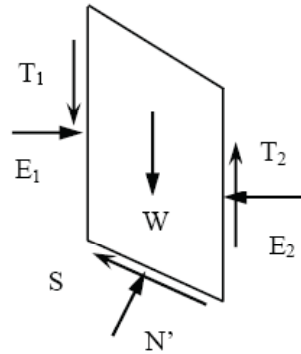


Figure IV-17: Représentation graphique des forces sur une tranche.

Où :

$f(x)$: Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture.

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f soit égal à F_m dans les équations (IV-53) et (IV-54).

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \phi'] \sec \alpha}{\sum \{W - (T_2 - T_1)\} \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (\text{IV-53})$$

ET

$$F_m = \frac{\sum (c'l + (N - ul) \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{IV-54})$$

En général, cette méthode :

- Considère les deux forces inter tranches.
- suppose une fonction des forces inter-tranches $f(x)$.
- Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches.

- Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

IV.5.3.5 La méthode de Sarma

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranches est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb d'expression:

$$T = c.h + E.tan \phi \quad (IV-55)$$

h : hauteur de la tranche,

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En général, la méthode de Sarma :

- Tient compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement.
- Satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments.

IV.6. Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibre et des inconnues dans les méthodes d'équilibre limite.

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'il soit résolu.

Le tableau (IV-1) énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnues.

Tableau IV-1: *Hypothèses, équations et inconnues dans les méthodes d'analyse.*

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnues recherchées
Une pente infinie	<ul style="list-style-type: none"> • Etendue infinie ; • La surface de rupture est parallèle à la surface de la base de la pente. 	\sum Forces perpendiculaires à la pente. \sum Forces parallèles à la pente.	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base.
Fellenius	<ul style="list-style-type: none"> • La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. 	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement.	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité.
	<ul style="list-style-type: none"> • La surface de rupture est circulaire; 	\sum moments par rapport	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité.

Bishop simplifiée	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces sur les côtés des tranches sont horizontaux (pas de cisaillement entre les tranches). 	<p>au centre du cercle de glissement.</p> <p>\sum des forces dans le sens vertical.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	<p>\sum Moments de n'importe quel point sélectionné.</p> <p>\sum des forces dans le sens vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter-tranches (θ). • Résultante des forces inter-tranches (Z). • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter tranches de cisaillement sont liées au forces normales par : $T = \lambda f(x) E$. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	<p>\sum Moments de n'importe quel point sélectionné.</p> <p>\sum des forces dans le sens vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Sarma	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	<p>\sum Moments de n'importe quel point sélectionné.</p> <p>\sum des forces dans le sens vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sismicité (k). • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

IV.7. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale, on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (C_u , ϕ_u). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{CD} , ϕ_{CD}) ou (C' , ϕ').

IV.8. Les logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité

L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique sur ordinateur. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années. De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis sont basés sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés, ont attiré de plus en plus intérêt à la fois des chercheurs et des professionnels. Aujourd'hui, les deux types de logiciels basés sur les éléments finis et sur la limite d'équilibre (EF et EL) sont couramment utilisés dans les calculs géotechniques.

IV.8.1 Logiciel SLOPE/W

SLOPE/W, développé par GEO-SLOPE International Canada, est utilisé pour l'analyse de la stabilité des talus.

Ce logiciel est basé sur les théories et les principes des méthodes d'équilibre limite discutés dans les sections précédentes, et il peut même utiliser la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue de logiciel SIGMA/W.

Le logiciel calcule le coefficient de sécurité pour différentes surfaces de cisaillement, par exemple circulaire, ou non circulaire. Cependant, seules les surfaces de cisaillement circulaires sont automatiquement recherchées.

Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles dans SLOPE/W, il permet de calculer le coefficient de sécurité en utilisant la méthode Ordinaire, Bishop, Janbu généralisée, Spencer, Morgenstern –Price, Sarma, Lowe Karafiath, et d'autres.

IV.8.2 Logiciel SLIDE

Le logiciel SLIDE, développé par Rocscience Inc Toronto, Canada, est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Le logiciel est également basé sur 2D-EL, qui peut être appliqué pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire. En fait, on trouve SLIDE similaire à SLOPE/W, mais il y a peu de fonctions supplémentaires, par exemple l'analyse des eaux souterraines.

Chapitre V :
**PRESENTATION GENERALE DU
PROJET ET RESULTATS DES
ESSAIS**



V.1 Présentation générale du projet

Notre projet s'intéresse à l'étude de la stabilité de remblais de grande hauteur renforcé par géotextile. Ce travail a été proposé par l'Agence National d'Autoroute (ANA) dans le cadre d'un projet en cours de réalisation. Le tronçon choisi pour notre étude fait partie de l'autoroute EST- OUEST et se situe entre le PK 61+576 et le PK 62+640 de la section 11 à AIN SFIHA WILAYA de SETIF.



Figure V-1: Vue du projet en cour de réalisation

V.2 Caractéristiques géométrique du remblai

Les remblais de grande hauteur sont des remblais qui ont des hauteurs maximales dépassent 10 m, ils doivent être conçus comme des ouvrage d'art [1].

La section à étudier est celle qui présente une hauteur maximale (où le chargement est important) et elle est située au niveau de PK62.00. Les Caractéristiques géométrique en ce point sont :

L'hauteur maximale du remblai $h_{\max}=20$ m

La largeur de la petite base $b =40$ m

La largeur de la grande base $b' =110$

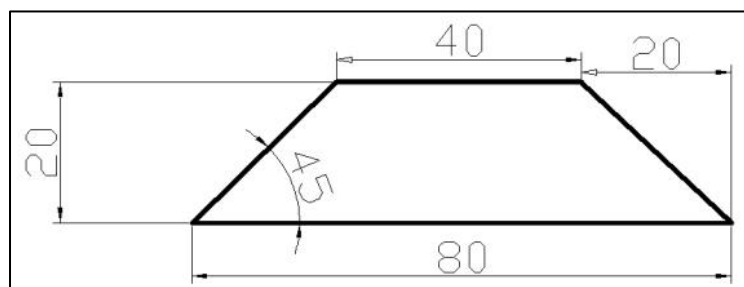


Figure V-2: géométrie de la section à étudier

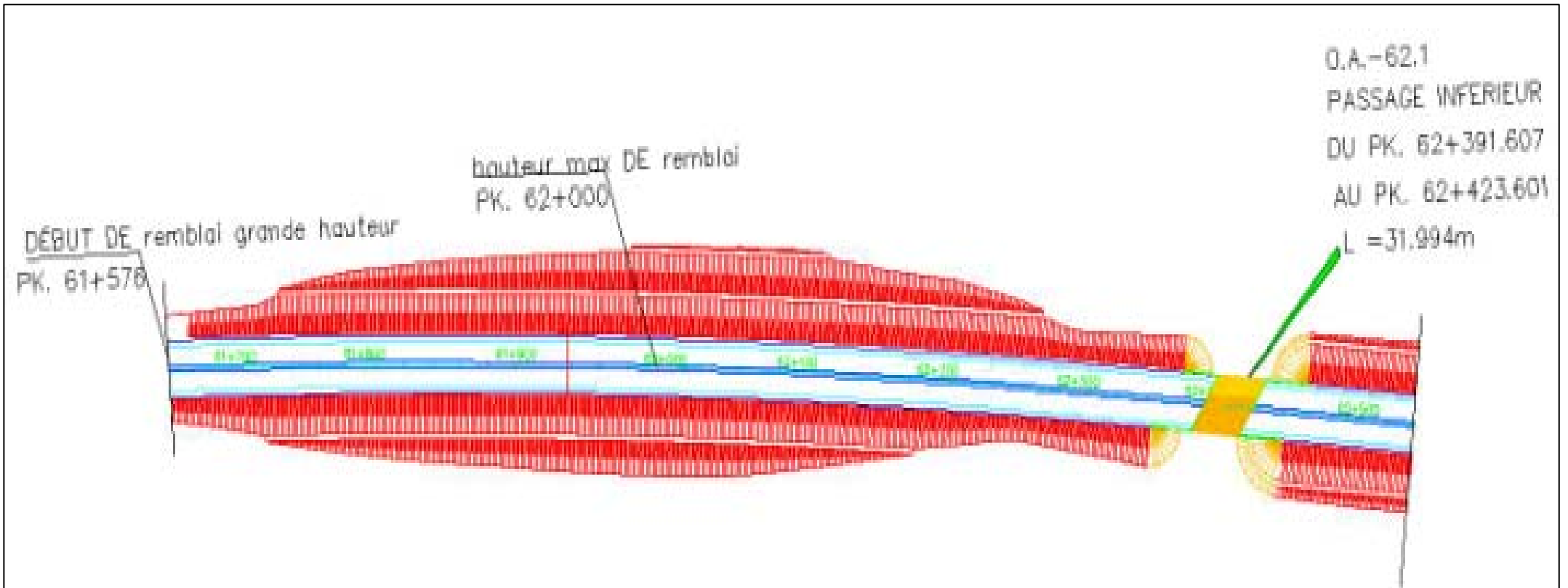


Figure V-3: Vue en pan du remblai

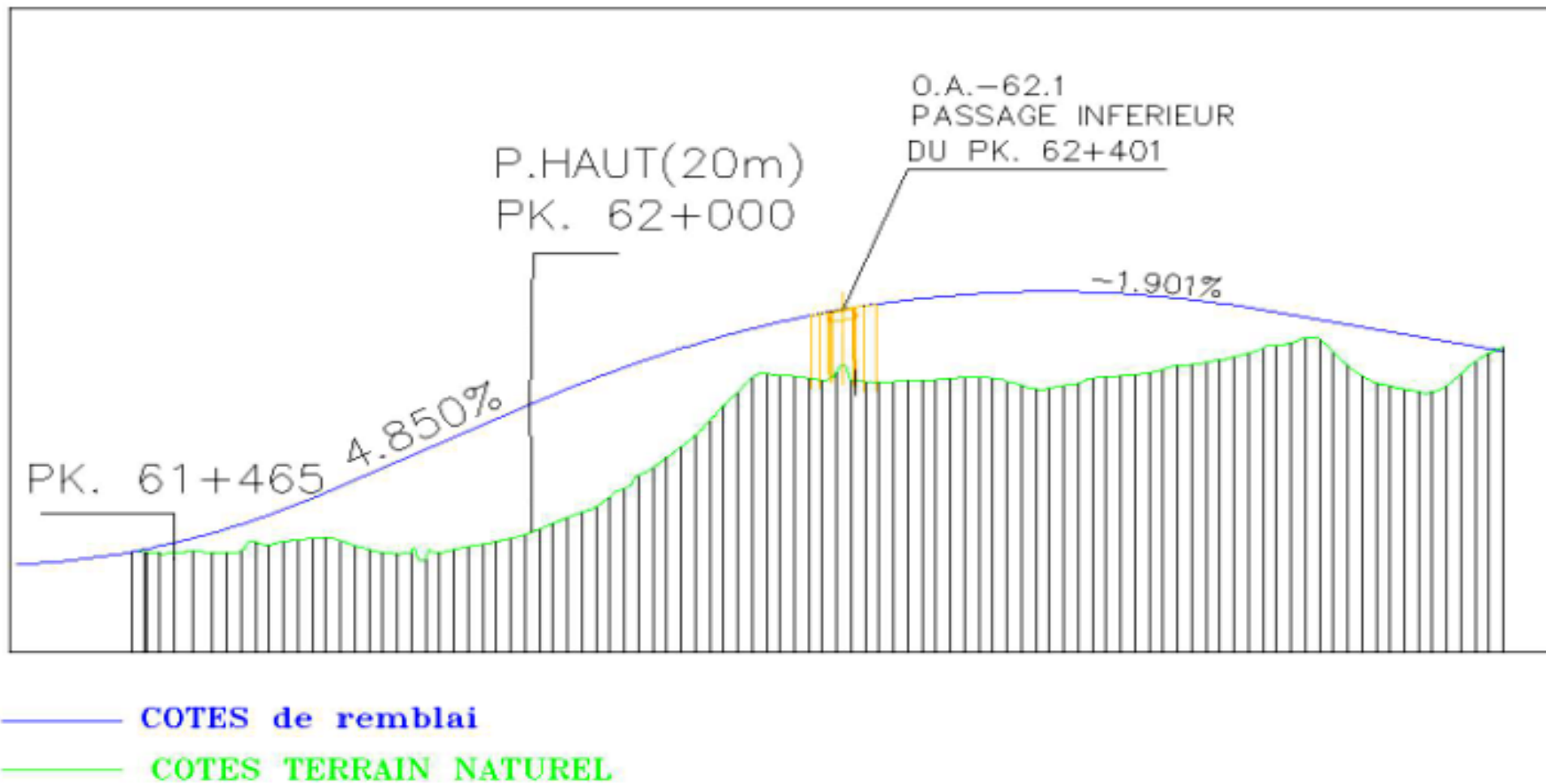


Figure V-4: Profile en long du remblai

V.3 La reconnaissance du sol support

V.3.1 Programme de reconnaissance

Le programme de reconnaissance comporte :

- Les sondages carottés
- Les sondages pressiométriques
- Essai en laboratoire

V.3.1.1 Les sondages carottés

Trois sondages carottés allant jusqu'à 20m de profondeur, ont été réalisés (SC1, SC2, SC3).

V.3.1.2 Les sondages pressiométriques

Pour les sondages pressiométriques, on procède à 07(sept) sondages de 25m de profondeur (Pk 61.8, Pk 62, Pk 62G, Pk 62D, Pk 62.2, Pk 62.46, Pk 62.66) et résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-1. Résultats des essais au pressiomètre

Point	61.8	62	62G	62D	62.2	64.46	62.66	
Elv.	984.168	991.305	990.905	991.580	1004.360	1012.217	1013.7	
Cu (KPa)	0-2	88.8	87.5	79.3	88.8	113.8	90.7	77.3
	2-5	88.8	87.5	79.3	88.8	113.8	90.7	77.3
	5-8	76.7	80.0	115.0	80.7	99.3	86.7	96.0
	8-11	88.7	102.0	103.3	104.0	139.3	98.7	115.3
	11-14	104.0	130.7	126.0	120.7	163.3	118.7	104.0
	14-17	118.7	120.0	120.0	133.3	401.3	152.0	94.0
	17-20	124.7	139.0	160.0	150.7	145.3	150.0	121.3
	20-24	142.0	138.7	149.3	137.3	166.7	131.3	157.3
E (bar)	0-2	162.9	121.6	481.8	250.5	373.3	219.7	211.2
	2-5	243.5	201.8	129.2	259.9	384.0	235.8	191.5
	5-8	323.2	455.8	313.8	323.2	579.5	288.5	534.0
	8-11	169.4	469.2	484.4	532.1	677.3	496.9	309.4
	11-14	201.8	358.6	664.9	610.0	1479.7	666.0	695.5
	14-17	137.3	408.7	781.2	698.3	387.4	329.5	426.1
	17-20	752.4	581.1	662.9	325.0	535.0	311.6	714.9
	20-24	720.8	511.5	753.7	326.0	1026.7	157.4	476.5

V.3.1.3 Essai en laboratoire

Les essais au laboratoire ont été effectués sur des échantillons récupérés à partir des sondages carottés. Ces essais ont touché les différentes formations géologiques rencontrées. Le tableau suivant résume les différents résultats obtenus

Tableau V-2: Résultats des essais mécaniques au laboratoire pour les sondages 60 ,61

section	Profondeur		UU (direct shear)		UU (triaxial)		CU+U				CD	
			Φ_u (°)	Cu (KPa)	Φ_u (°)	Cu (KPa)	Φ_u (°)	Cu (KPa)	ϕ' (°)	C' (KPa)	ϕ' (°)	C'u (KPa)
S11- LR-25	2.60	2.95	24.4	107								
	4.30	4.80									13.2	83.0
	8.60	8.85										
	10.05	10.50					13.4	66.00	23.2	61.0		
	13.30	13.80	10.6	237								
	15.90	16.40										
	18.00	18.45									6.6	53.0
S11- LO-60	3.50	3.95										
	6.20	8.70	19.8	61.0							33.2	11.0
	11.00	11.40	20.9	52.0								
	12.40	12.80	19.9	87								
	16.20	16.70									32.5	45.0
	17.70	17.90										
	22.90	23.40	11.0	113								
S11- LO-61	0.5	0.70	24	75							NM	NM
	4.00	4.50	22.8	32.0								
	8.50	9.00			3.5	53.0						
	10.00	10.50									12.6	40.0
	14.00	14.50	11.8	101								
	18.40	18.96	9.3	77.0								
	21.10	21.60	8.6	136								

et25.

<i>limon argileuse</i>	<i>argile limoneuse</i>	<i>Argile1</i>	<i>argile sableuse</i>	<i>Argile2</i>

Tableau V-3: Résultats des Essais d'identification physique

sondage	Porf.(m)		<80 μ m (%)	W (%)	Sr	γ (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	W _L (%)	W _p (%)	I _c	e ₀	P _c (KPa)	C _c	C _g
LO60	3.50	3.95	94.44	23.93	100	2.03	1.64	75.47	32.34	1.19	0.373	250.00	0.05	0.017
	6.20	8.70	—	32.33	100	1.93	1.46	73.19	30.08	0.95		-	-	-
	11.00	11.40	94.55	33.71	100	1.94	1.45	91.56	35.61	1.03	0.452	427.0	0.107	0.023
	12.40	12.80	97.13	21.91	90	1.99	1.63	80.5	33.42	1.24		-	-	-
	16.20	16.70	—	22.93	100	2.09	1.7	78.27	28.73	1.12		-	-	-
	17.70	17.90	—	25.48	99	2.005	1.59	71.82	31.06	1.14	0.424	397.0	0.077	0.014
	22.90	23.40	—	22.28	99.11	2.06	1.68	65.22	28.36	1.16		-	-	-
LO61	0.5	0.70	88.75	22.28	82.00	1.9	1.56	44.96	21.55	0.97		-	-	-
	4.00	4.50	97.96	32.91	98.50	1.89	1.42	94.56	29	0.94	0.853	335.0	0.137	0.047
	8.50	9.00	—	36.83	100	1.86	1.36	96.93	33.1	0.94		-	-	-
	10.00	10.50	78.16	22.10	92	2	1.64	54.04	21.79	0.99	0.673	524.0	0.233	0.026
	14.00	14.50	—	23.64	91	1.97	1.59	66.21	33.33	1.29		-	-	-
	18.40	18.96	98.52	28.50	98	1.95	1.51	79.08	32.25	1.08		-	-	-
	21.10	21.60	—	22.00	99	2.06	1.69	65.26	26.47	1.12	0.596	297.0	0.133	0.026
LR25	2.60	2.95	99.1	32.6	100	1.9	1.44	120	38.5	1.07	0.987	214	0.09	0.035
	4.30	4.80	84.7	19.2	100	2.15	1.8	47.2	24.1	1.22		-	-	-
	8.60	8.85	81.3	28.0	100	2	1.56	65.2	33.2	1.16	0.787	330	0.11	0.027
	10.05	10.50	-	27.3	100	1.99	1.57	80.7	31.4	1.08		-	-	-
	13.30	13.80	-	20.4	91	2.02	1.68	81.9	33.2	1.26	0.755	463	0.093	0.015
	15.90	16.40	89.2	26.8	100	2.16	1.7	97.4	36.2	1.15		-	-	-
	18.00	18.45	-	31.6	100	1.96	1.49	98.1	34.6	1.05		-	-	-

V.3.2 Analyse et interprétation des résultats

V.3.2.1 Structure lithologique

Les sondages réalisés ont permis d'avoir une idée sur la coupe lithologique du site qui représenté par cinq unités géologiques d'épaisseur variable :

- Couche 1 : limon argileuse ;
- Couche 2 : argile limoneuse ;
- Couche 3 : argile1 ;
- Couche 4 : argile sableuse ;
- Couche 5 : argile2.

V.3.2.2 Hydrogéologie :

Il existe une nappe active sur la hauteur des couches d'argile limoneuse et d'argile Marneuse à une profondeur de l'ordre de 4 à 5m. Les calculs sont menés avec une nappe sur toute la longueur du projet simulant le comportement en saison humide.

V.3.2.3 Humidité

Les valeurs de la teneur en eau mesurées sur les différentes profondeurs varient de 19.2à 36.83%, faisant état d'un sol très humide. Le degré de saturation varie de 82 à 100%, qui caractérisent un sol détrempé et saturé à la profondeur. Ces résultats confirment l'existence d'une nappe phréatique dans notre site.

V.3.2.4 Compacité

Le poids volumique sec varie entre 1.42 et 1.80 t/m³; ces valeurs indiquent que le sol est de densité moyenne.

Le poids volumique humide varie entre 1.86 et 2.16 t/m³ ; il est relativement élevé.

V.3.2.5 Analyse granulométrique

L'observation de tous les échantillons testés montre une très faible teneur en éléments supérieurs à 2 mm ; avec 78.16 à 99.1% de passant à 80µm. Selon la classification S.E.T.R.A / L.C.P.C, il s'agit d'un sol fin.

V.3.2.6 Essais de compressibilité à l'oedomètre

D'après les résultats obtenus, on remarque que l'indice de compressibilité varie de 0.05 à 0.233 et l'indice de gonflement varie entre 0.017 à 0.047 ; ce qui signifie que le sol étudié est moyennement compressible et avec une petite tendance au gonflement.

V.3.2.7 Les caractéristiques mécaniques

Les valeurs des cohésions non drainées, Cu données par l'essai pressiométrique des différentes profondeurs, varient de 46.67 à 96.67 KPa. Ces résultats indiquent que le sol support a de bonnes caractéristiques mécaniques.

V.4 La reconnaissance des matériaux de remblai

Pour réaliser un remblai, il faut faire attention aux matériaux que l'on utilise. Pour cela on adopte le programme de reconnaissance suivante :

- Essais d'identification: (physique et mécanique)
- Essais mécanique
- Essais de contrôle

V.4.1 Essais d'identification

Ils permettent de définir la classe du matériau. Les essais réalisés sont :

1. Analyses granulométriques
2. Limites d'atterberg
3. Essai au bleu de méthylène
4. Essai PROCTOR

Les résultats d'essais et les classes des soles sont donné dans le tableau

Tableau V-4: résultats des Essais d'identification.

ESSAI PHYSIQUE D'IDENTIFICATION							ESSAI PHYSIQUE D'IDENTIFICATION	La classe de sol	
Teneur en eau W_n (%)	Limite d'Atterberg		Valeur au bleu VBS	Granulométrie			Proctor normal		(GTR)
	W_L (%)	I_p		D_{max}	Passant 2mm	<80 μ (%)	W_{opn}	densité	
13.7	—	NP	0.47	63.0	45.4	10.6	14.0	1.656	C1B5m
14.3	31.4	12.0	1.44	63.0	51.2	36.6	13.5	1.838	C1A2m
17.3	45.7	21.0	—	80.0	50.5	11.17	16.1	1.762	C1B6m

Caractéristiques et conditions d'utilisation de ces classes (selon GTR92)

C₁B₅m : Ces sols sont très sensibles aux conditions atmosphériques qui peuvent très rapidement interrompre le chantier par excès de teneur en eau ou au contraire conduire à un sol trop sec difficile à compacter.

Conditions d'utilisation : Situation météorologique ni pluie, ni évaporation importante et avec compactage moyen ou Situation météorologique évaporation importante et avec compactage intense ou arrosage pour maintien de l'état et compactage moyen.

C₁A₂m et **C₁B₆m** : ces sols ne posent pas de problème d'utilisation en remblai sauf par pluie forte.

Conditions d'utilisation : Situation météorologique ni pluie, ni évaporation importante et avec compactage moyen.

V.4.2 Essais mécaniques

Les caractéristiques mécaniques sont déterminées par l'essai triaxial et les résultats obtenus sont:

$$C = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

V.4.3 Essais de contrôle

Tout remblai routier doit être méthodiquement compacté, c'est-à-dire construit par couches élémentaires successives sensiblement horizontales et dont l'épaisseur est compatible avec l'efficacité des compacteurs utilisés.

Le compactage a un rôle très important dans le chantier, sinon tassement ou gonflement risqueraient d'apparaître. Il faut contrôler la densité du sol en place après compactage.

Notre remblai est construit par couches élémentaires de 40 cm d'épaisseur et le contrôle de compactage est effectué sur le lieu du travail par Essai TROXLER et Essai de plaque

V.4.3.1 Essai de plaque

Après le compactage de chaque couche, on fait ce contrôle en plusieurs points et tout le long de remblai.

On admet que, si le rapport K est inférieur à 2 et que le module au deuxième chargement E_{v2} est supérieur à 50Mpa, le compactage du sol est satisfaisant. Le tableau représente un exemple de vérification de la couche N°25.

Tableau (V-5) : Tableau vérification de compactage de la couche N°25

PK	déflexion au 1er cycle en mm	déflexion rémanente (à 0 bar) en mm	déflexion au 2ème cycle en mm	Essai de plaque		
				EV1	EV2	$K = \frac{EV2}{EV1}$
PK62+000-G	123	42	113	45,7	63,4	1,39
PK62+000-D	154	60	146	36,5	52,3	1,43
PK62+020-G	168	90	158	33,5	66,2	1,98
PK62+020-D	178	82	167	31,6	52,9	1,67
PK62+040-G	166	70	158	33,9	51,1	1,51
PK62+040-D	130	54	122	43,3	66,2	1,53
PK62+060-G	152	73	146	37	61,6	1,66
PK62+060-D	159	62	148	35,4	52,3	1,48
PK62+080-G	144	66	138	39,1	62,5	1,60
PK62+080-D	139	59	131	40,5	62,5	1,54
PK62+100-G	154	68	147	36,5	57	1,56
PK62+100-D	132	61	127	42,6	68,2	1,60
PK62+120-G	115	39	108	48,9	65,2	1,33
PK62+120-D	174	82	167	32,3	52,9	1,64
PK62+140-G	150	77	146	37,5	65,2	1,74
PK62+140-D	139	55	132	40,5	58,4	1,44
PK62+160-G	125	46	118	45	62,5	1,39
PK62+160-D	153	68	146	36,8	57,7	1,57
PK62+180-G	166	75	158	33,9	54,2	1,60
PK62+180-D	173	76	164	32,5	51,1	1,57
PK62+200-G	175	88	167	32,1	57	1,78
PK62+200-D	189	93	180	29,8	51,7	1,73
PK62+220-G	190	93	182	29,6	50,6	1,71
PK62+220-D	126	69	120	44,6	88,2	1,98
PK62+240-G	208	108	197	27	50,6	1,87
PK62+240-D	161	79	152	34,9	61,6	1,77
PK62+260-G	187	89	178	30,1	50,6	1,68

V.4.3.2 Essai troxler

A la fin de la mise en œuvre de chaque couche de remblai, on contrôle la masse volumique et la teneur en eau en place en plusieurs endroits.

Le GTR impose pour le compactage des remblais les conditions suivantes :

Pour masse volumique sèche [1]:

$$\rho_{dm} \geq 95 \% \rho_{dOPN}$$

$$\rho_{dfc} \geq 92 \% \rho_{dOPN}$$

ρ_{dm} : masse volumique sèche moyenne sur toute l'épaisseur de la couche compactée.

ρ_{dfc} : masse volumique sèche en fond de couche ; c'est-à-dire la valeur moyenne sur une tranche de 8 cm d'épaisseur située à la partie inférieure de la couche compactée.

ρ_{dOPN} : masse volumique sèche optimale

Pour la teneur en eau [1]:

$$w_n \geq 90 \% w_{dOPN}$$

w_{dOPN} : teneur en eau optimale

w_n : teneur en eau après nivellement (de la couche compacté)

V.5. Conclusion

Eu se basant sur L'analyse des résultats obtenus à partir des essais réalisés sur le site et au laboratoire, on déduit que le sol support présente de bonnes caractéristiques du point de vue portance.

Les matériaux de remblai choisis, sont conformes aux conditions d'utilisation imposées par le GTR, mais avec des caractéristiques mécaniques faibles.

Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre VI :
CALCULS ET VERIFICATIONS

Promotion 2008/2009



VI.1. Introduction

L'analyse de la stabilité; objet de ce chapitre; a pour but de déterminer les cercles de glissement les plus probables pour différentes sections du tronçon étudié. Dans notre travail, nous nous sommes intéressés à la zone à risque de glissement.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction transversale de la route et l'axe (OY) étant dirigé verticalement; orienté vers le haut du remblai. Les profils sont alors décrits par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

L'analyse a été faite, à l'aide d'un outil Informatique : logiciel Geostudio 2004 V6.02.

Le logiciel Geostudio 2004 consiste à tester les surfaces de rupture probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimum ($FS \leq 1.4$).

Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de remblai selon des méthodes classiques et numériques (méthode des éléments finis) sur des surfaces de rupture circulaires et non-circulaires.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrie, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges...etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

VI.2. Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2004 V6.02

Geostudio 2004 est un logiciel de calcul géotechnique permettant de traiter différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage ...

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- **SLOPE/W**: Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyse classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- **SEEP/W**: Permet de calculer les infiltrations des eaux par la méthode des éléments finis.
- **SIGMA/W**: Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformations par la méthode des éléments finis.
- **QUAKE/W**: Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme par la méthode des éléments finis.

- **TEMP/W**: Permet d'analyser les problèmes Géothermique du sol (Par la méthode des éléments finis)... et autres logiciels.

Dans nos calculs nous avons utilisé le programme SLOPE/W.

VI.2.1. Le programme SLOPE/W

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostutio 2004, basé sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simples et complexes de stabilité de pente en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité.

Ce programme est de type graphique et compatible avec les versions de Microsoft Windows XP. Il est facile d'utilisation, en particulier si l'utilisateur est déjà familiarisé avec l'environnement Windows.

VI.2.2. L'interface du logiciel SLOPE/W

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants:

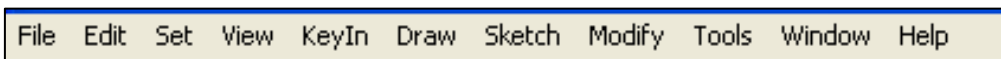


Figure VI-1: Menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.

- **File**: ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- **Edit**: permet de copier le dessin dans le Presse-papiers de Windows.
- **Set** : définit les paramètres de la grille, du zoom, des axes et de la page.
- **View (aperçu)**: indique les options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et affiche les forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.
- **Keyin (menu)**: Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe ; de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.
- **Draw (dessin)**: permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.

- **Sketch (croquis):** Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème
- **Modify (modifier):** Permet de déplacer, modifier ou supprimer les objets graphiques, les textes et les photos.

VII.3. Calcul et Vérification

Le tronçon étudié est constitué de cinq types de sols:

- La couche de **Remblai** dont les caractéristiques mécaniques sont: $\phi = 30^\circ$; $\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$ et $c = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$;
- La couche de **limon argileux** dont les caractéristiques mécaniques sont: $\phi = 24^\circ$; $\gamma_h = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$ et $c = 75 \text{ KN} / \text{m}^2$;
- La couche de **l'argile limoneuse** dont les caractéristiques mécaniques sont: $\phi = 22,8^\circ$; $\gamma_h = 19 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $c = 85 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La couche **d'argile** dont les caractéristiques mécaniques sont : $\phi = 21,7^\circ$; $\gamma_h = 19,84 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $c = 100 \text{ KN} / \text{m}^2$
- La couche **d'argile sableuse** dont les caractéristiques sont : $\phi = 19,9^\circ$; $\gamma_h = 19,9 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $c = 125 \text{ KN} / \text{m}^2$
- La couche **d'argile** dont les caractéristiques sont : $\phi = 10,87$; $\gamma_h = 20,17 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $c = 145 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.3.1. Facteurs défavorables pour la stabilité du versant

L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que les désordres sont liés aux facteurs suivants:

- Importante surcharge du remblai routier.
- Le régime hydraulique du terrain, qui a été modifié (augmentation des pressions interstitielles au sein du remblai) par la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et souterraines.
- La géométrie du remblai qui est sensible à la corrosion des eaux.
- les surcharges sur la pente dues au trafic routier.

VI.3.2. Hypothèses de calcul

Les principales hypothèses émises sont :

- un profil de calcul de la masse supposée en mouvement dans son axe suivant les lignes de plus grandes hauteurs de remblai.

- Plusieurs facteurs ont été pris en compte pour l'évaluation du risque de glissement comme la variation du niveau de la nappe, la surcharge du gabion en géotextile, le trafic routier, le renforcement du remblai....
- Les calculs sont faits en supposant une surface de rupture circulaire et non-circulaire et on teste la stabilité du talus par plusieurs variations des conditions de drainage, du trafic routier et de la présence ou pas des renforcements sur le remblai.

VI.4. Technique de renforcement par géotextiles

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique.

Ce dernier aspect, utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles (voir chapitre IV).

VI.4.1. Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection

Les critères de choix sont la résistance au poinçonnement exprimée en kilo Newton (kN), la résistance à la traction et la valeur de perforation dynamique exprimée en millimètre (mm) ; ils s'évaluent à travers des critères et tests précis.

VI.4.2. Matériaux de renforcement

On a utilisé deux matériaux de renforcement :

Le 1^{er} matériau : géotextile hetelit C40/17 (figure VI-2) dont caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : caractéristiques du renforcement.

Masse surfacique g/m ²	330	
Dimension des mailles	40 x 40	
Surface ouverte %	min. 75	
Résistance à la traction en KN/m	Longitudinal	50
	Transversal	50
Allongement à la rupture en %	Longitudinal	12
	Transversal	12

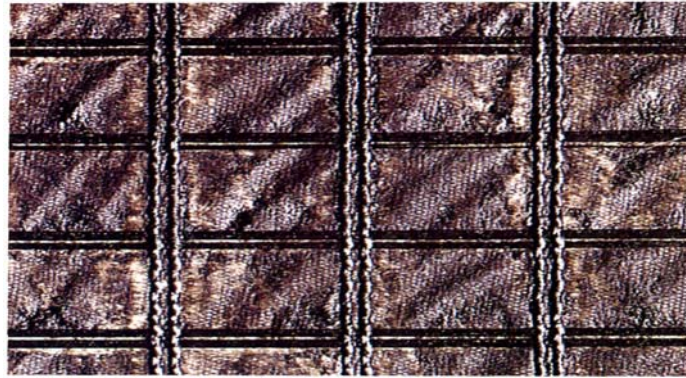
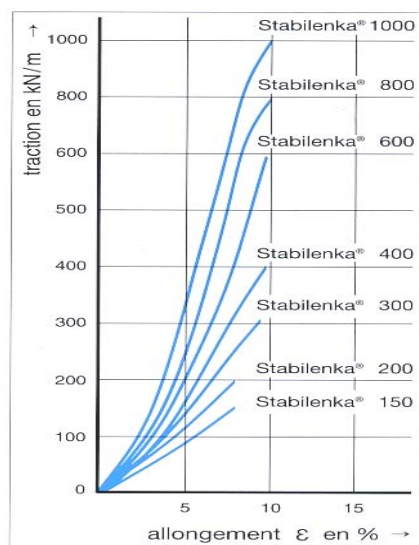


Figure VI-2 : Géotextile HeTelit C40/17.

2^{ème} matériau : géotextile sabilenka 200 (figure VI-3), sa résistance en traction est de 200KN/ml pour 7% d'allongement (graphe VI-1)



Graph VI-1 : Courbe allongement/effort
Dds qualités standard de Stablenka.



Figure VI-3: Géotextile
Stablenka 200.

3^{ème} matériau : géotextile bidim S61 (figure VI-4), utilisé comme un drain à la base de remblai ; sa résistance à la traction est de 20KN/ml.



Figure VI-4: Géotextile bisim S61

VI.4.3. La mise en œuvre du Géotextile

Le géotextile se pose en fond de chaque couche de remblai, avec un recouvrement de 40 à 100 cm. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 cm à 30 cm de profondeur) en tête de talus voir figure (VI-4).

Le géotextile de protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration.

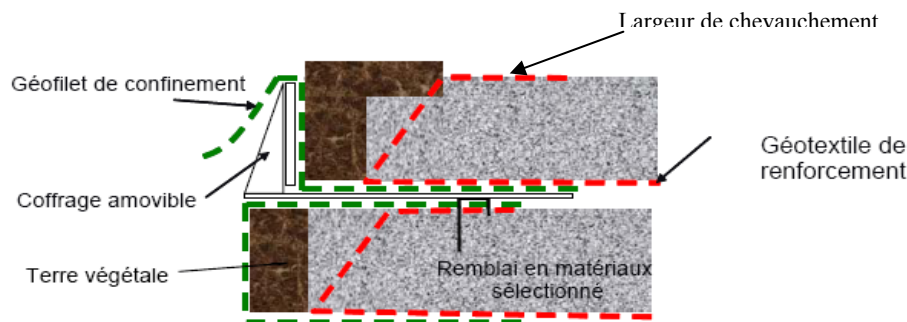


Figure VI-5: Mise en œuvre du géotextile.

VI.4.4. Etude du confortement du site étudié

Afin de bien choisir la méthode de confortement convenable d'une part avec les caractéristiques géométriques et mécaniques du terrain, et avec le coût économique vis-à-vis de l'importance du tronçon d'autre part, on a pris en considération le système de drainage.

Après une comparaison avec d'autres méthodes de confortement, il apparaît que la stabilisation du talus peut être assurée par chargement du pied de talus par un organe renforcé par géotextile.

Le choix de ce système est plus économique et sécurisé par rapport aux autres méthodes de confortements ; il faudrait cependant vérifier les conditions suivantes:

- La grande hauteur du remblai qui atteint 20 m de hauteur.
- La sécurité pendant la mise en œuvre.
- La durée de réalisation et.
- Le coût.

VI.4.4.1. Le système de drainage

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

Le drainage assure la stabilité de la pente pour les raisons suivantes:

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, ainsi que la contrainte totale et la contrainte de cisaillement.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.
- IL protège la côte de remblai à l'érosion des eaux pluviales.

VI.4.4.2. Types de drainage

a. Les drains sub-horizontaux

Lorsqu'on est en présence de masses de terre peu perméables (limons, sables argileux, argiles, terre végétale, marnes) qu'une ou plusieurs nappes d'eau rendent instables (remblais), l'emploi de drains sub-horizontaux permet d'en améliorer fortement la stabilité en captant l'eau des nappes. Il s'agit de forages remontants, faits avec des nappes de géotextiles perméables de type non tissés épais à fibres mouillables.

b. Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements. Elles ont une profondeur de 4 à 6 m dans le terrain naturel et une largeur d'environ un mètre (0.80 à 1.20 m).

Une couche de graviers lavés d'une épaisseur de 5 à 20 mm, complètement enveloppée dans un géotextile est mise à contact avec le terrain à drainer. Le remplissage de la tranchée est ensuite complété par une couche de sable, puis par du terrain végétal.

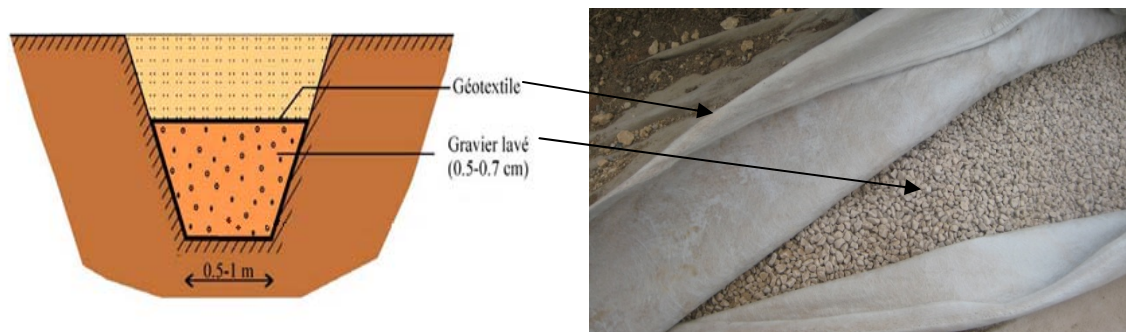


Figure VI-6: Tranchée drainante.

VI.5. Evolution les caractéristiques d'un remblai renforcé

VI.5.1. Caractéristiques à l'aide d'un essai triaxial

Cet essai permet de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol qui sont l'angle de frottement interne φ et la cohésion C .

VI.5.2. Conditions de l'essai

Les conditions pour effectuer les essais sont les suivantes [7] :

- Dimensions de l'échantillon :
 - Hauteur : $H = 14 \text{ cm}$
 - Diamètre : $D = 7,5 \text{ cm}$
- Densité de sable : $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$
- Vitesse de chargement : $V = 1 \text{ mm/min}$
- Contrainte latérale : $\sigma_3 = 1,0 - 1,5 - 2,0 \text{ bars}$

Ces conditions sont les mêmes pour l'ensemble des essais réalisés.

VI.5.3. Analyse des résultats

VI.5.3.1. Modes de rupture des échantillons

a. Sable renforcé par une nappe de HeTelit C40/17

Nous avons constaté que l'échantillon au cours de l'essai se déforme et sa déformation est très visible au milieu de l'échantillon, elle se traduit par un gonflement uniforme sur le pourtour de l'échantillon.

Après la rupture, on remarque un plan de cisaillement très net qui traverse l'échantillon d'une manière inclinée d'une valeur avoisinant un angle de $(\pi/4 + \varphi/2)$, et on a trouvé d'après l'essai $\alpha = 62^\circ$. (**Figure VI-7**)

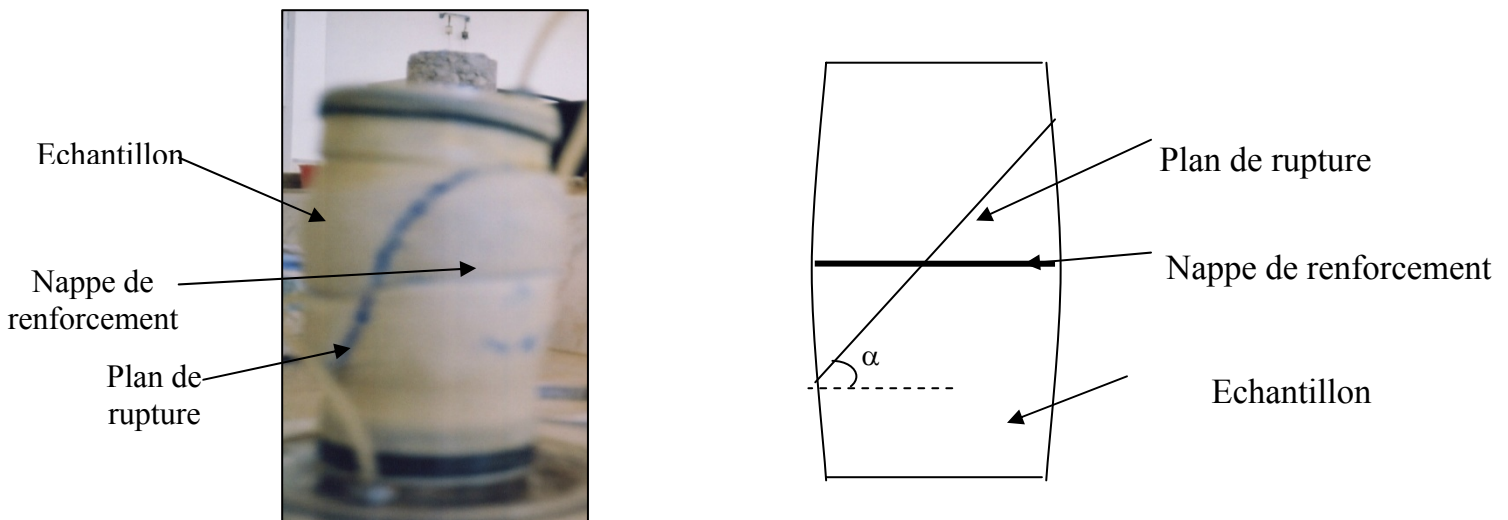


Figure VI- 7: Représentation du plan de rupture dans un échantillon renforcé par une nappe du 1^{er} géotextile

b. Sable renforcé par deux nappes de HeTelit C40/17

Nous avons constaté que l'échantillon au cours de l'essai se déforme et sa déformation est très visible au milieu de l'échantillon, qui se traduit par un gonflement uniforme sur le pourtour de l'échantillon.

Après la rupture, on remarque un plan de cisaillement très net qui traverse l'échantillon d'une manière inclinée d'une valeur avoisinant un angle de $(\pi/4 + \varphi/2)$, et on a trouvé d'après l'essai $\alpha = 60^\circ$. (Figure VI-8)

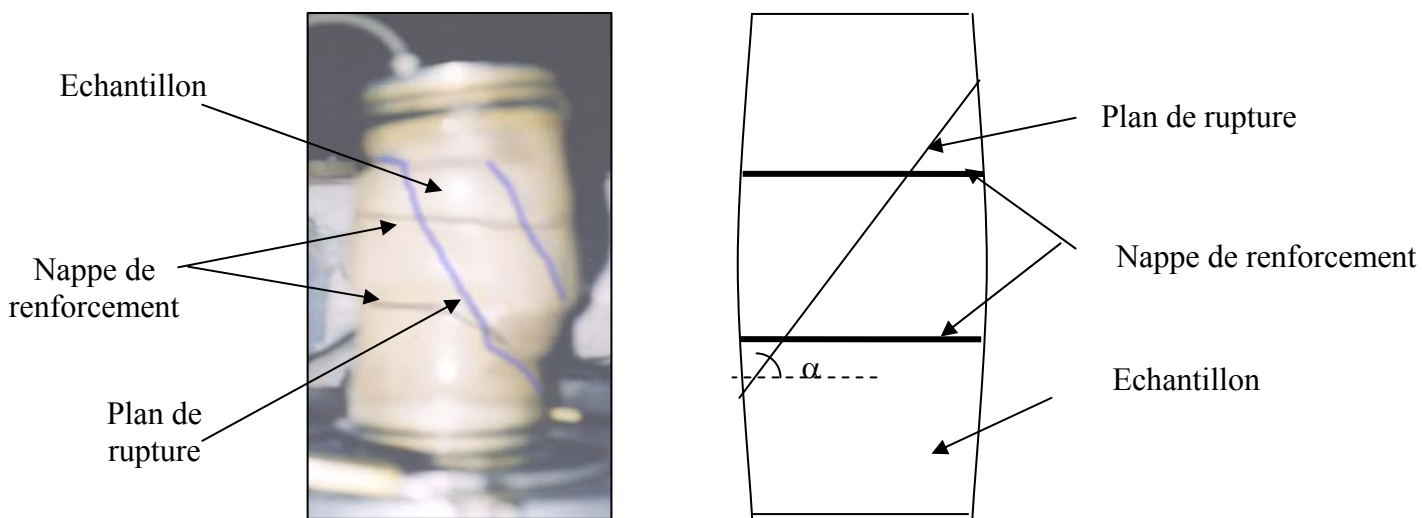


Figure VI-8: Représentation du plan de rupture dans un échantillon renforcé par deux nappes géotextiles 1^{er} type [7].

c. Sable renforcé par une nappe de stabilenka 200

Nous avons constaté que l'échantillon au cours de l'essai se déforme et sa déformation est très visible au milieu de l'échantillon, qui se traduit par un gonflement uniforme sur le pourtour de l'échantillon, la nappe a subi un allongement $\Delta L = 0,225$ cm (3%).

Après la rupture, on remarque un plan de rupture très net qui traverse l'échantillon d'une manière inclinée d'une valeur avoisinant un angle de $(\pi/4 + \varphi/2)$, et on a trouvé d'après l'essai $\alpha = 62^\circ$. (Figure VI-9)

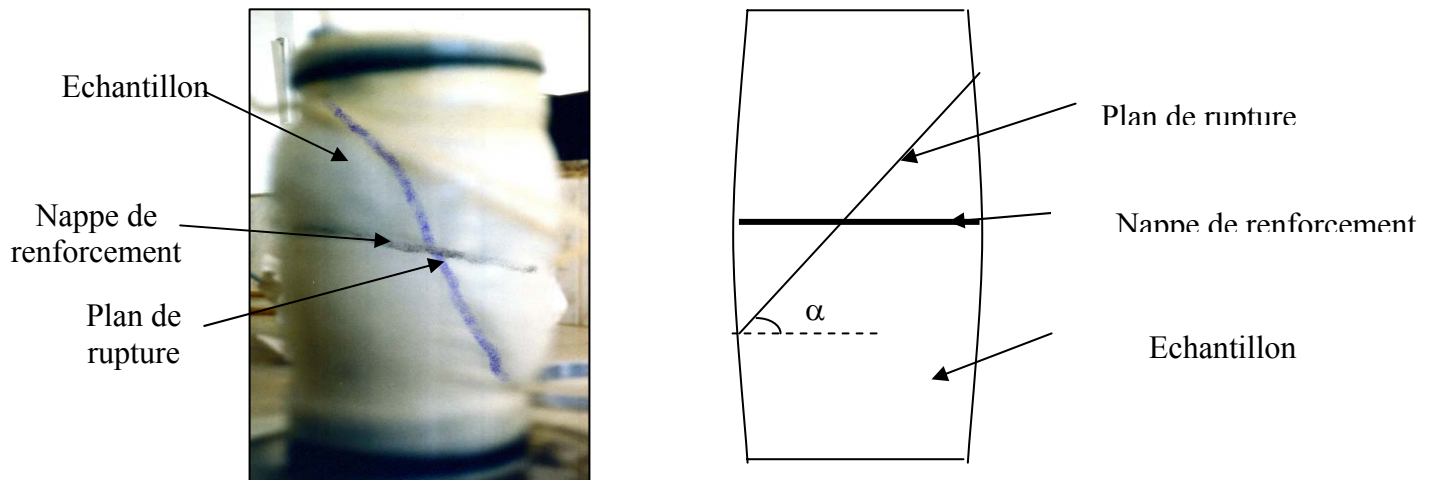


Figure VI-9 : Représentation du plan de rupture d'un échantillon renforcé par une nappe géotextile 2^{ème} type. [7]

VI.5.3.2. Evolution de la contrainte cisaillement en fonction de la contrainte normale

D'après l'essai non consolidé non drainé (UU) sur un échantillon non saturé ; on peut déterminer l'angle de frottement et la cohésion. Cette courbe est représentée par le critère de Mohr :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + C.$$

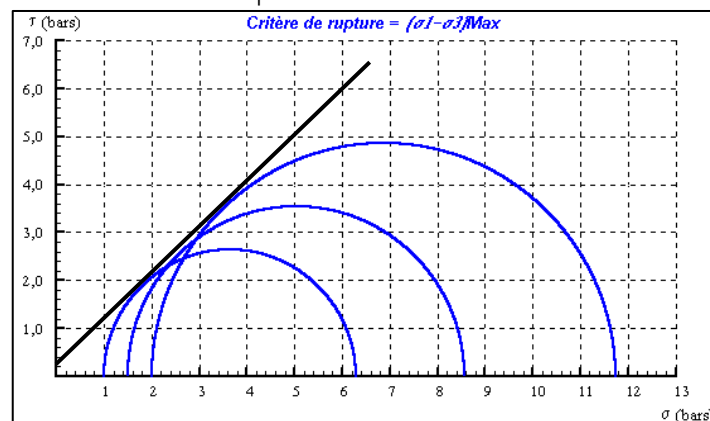
a. Sable renforcé par une nappe de HeTelit C40/17

On remarque d'après la courbe que les de rupture représentent une droite de la forme :

$$A = B x + C$$

En comparant avec le critère de Mohr, on trouve que :

- La cohésion : $C = 0.3$ bars
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 42^\circ$

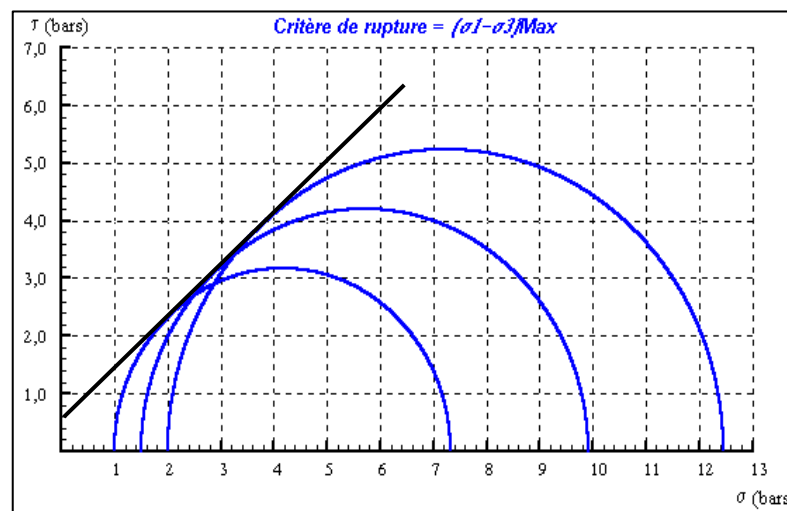


Graph VI-2 : Résultats de l'essai UU sur sol renforcé par une nappe hetelit C40/17 [7].

b. Sable renforcé par deux nappes de HeTelit C40/17

D'après le graphe on a :

- La cohésion : $C = 0.6$ bars
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 41^\circ$

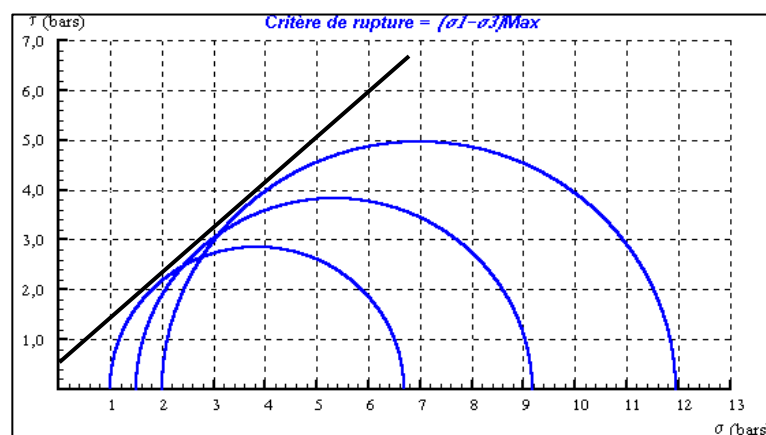


Graphe VI-3 : Résultats de l'essai UU sur sol renforcé par deux nappes de hetelit C40/17 [7].

c. Sable renforcé par une nappe de stabilenka 200

D'après le graphe on a :

- La cohésion : $C = 0.5$ bars
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 40^\circ$



Graphe VI-4 : Résultats de l'essai UU sur sol renforcé par une nappe de stabilenka 200 [7].

VI.5.3.3. La variation de la cohésion en fonction du type de renforcement

On constate que l'évolution de la courbe « nombre de renforcement/cohésion » (graphe VII-5) est une droite qui passe par l'origine, et nous remarquons que chaque fois que nous ajoutons un renforcement, la cohésion augmente uniformément par la formule suivante :

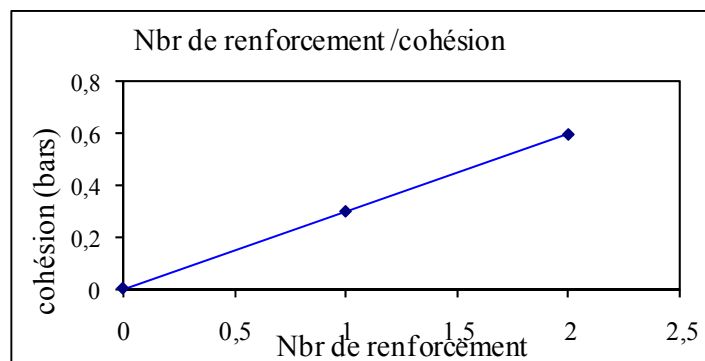
$$C_N = Ntg\alpha + C_0$$

On a ($\alpha = 17,45^\circ$, $C_0 = 0$)

N : nombre de renforcement.

C_N : cohésion correspond à N nombre de renforcement.

α : l'angle d'inclinaison de la courbe $F(C, N)$.



Graph VI-5 : *Courbe Cohésion/Nbr de renforcement* [7].

VI.5.4. Interprétation des résultats

On note une augmentation de la cohésion qui passe de $C = 0.3$ bar dans le sable renforcé avec une nappe de HeTelit C40/17 à une cohésion $C = 0.6$ bar dans un sable renforcé par deux nappes de HeTelit C40/17. Le sable renforcé par une nappe de stabilenka 200 donne une cohésion plus élevée comparée à celle renforcée par une nappe de HeTelit C40/17. Cette différence est due à la valeur de la résistance en traction du Stabilenka 200 qui est nettement plus importante.

Par contre, l'angle de frottement interne n'a subi que de très petites variations et peut être considéré comme étant constant pour l'ensemble des essais. Les résultats sont résumés dans le tableau VI-2:

Tableau VI-2: Résultats des essais Triaxial [7].

	Sable renforcé par		
	une nappe de Hetelit C40/17	deux nappes de Hetelit C40/17	une nappe de Stabilenka 200
Cohésion C (bars)	0,3	0,6	0,5
L'angle de frottement interne φ	42°	41°	40°

On remarque que l'angle φ peut être considéré constant pour les trois essais ($\varphi = 41^\circ$).

VI.6. Vérification de la stabilité du mur géotextile

Le système choisi consiste à bloquer la masse du sol instable par un mur en terre renforcé par géotextile au pied du remblai (figure VI-10).

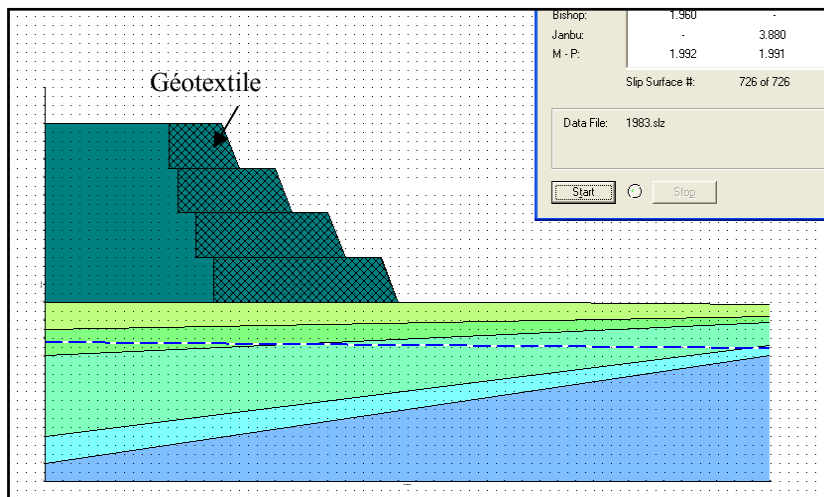


Figure VI-10: Coupe transversale dans la route.

VI.6.1. Calcul de la stabilité externe du mur en terre

Le dimensionnement externe d'un mur en terre repose sur les mêmes principes que le dimensionnement des murs poids en maçonnerie ou en béton.

- La largeur de la base de mur est prise égale à: $B = 0.7H$, d'où $H_1 = 5\text{m} \Rightarrow B \approx 4\text{m}$.
Où H est la hauteur total du mur.
- On peut déterminer la longueur d'ancrage, lorsque l'on connaît la hauteur et l'angle du talus ; on peut lire la longueur d'ancrage à partir de la figure VI-11.

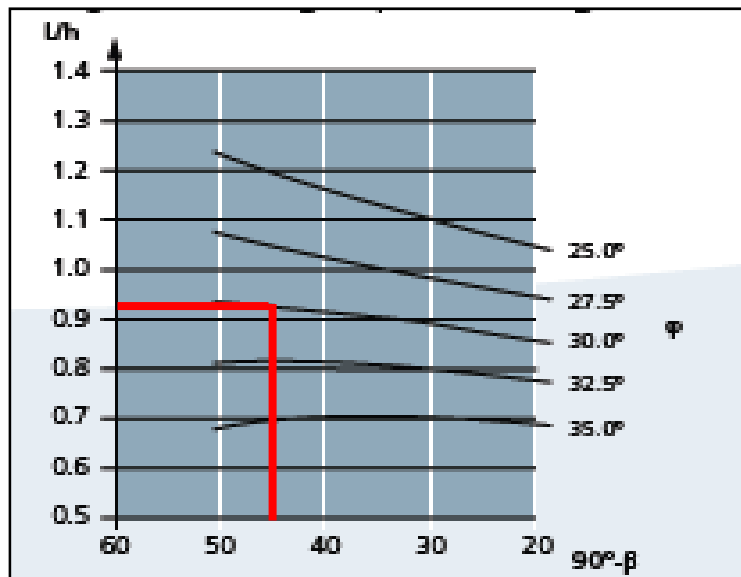


Figure VI-11: Rapport entre L et h aux angles de petites pentes [11].

Dans ce cas on a : $L/H = 0.92$

β : angle de la pente. ($\beta = 45^\circ$)

D'où : $L = 4.6$ m

La stabilité du mur est vérifiée si les trois critères suivants sont satisfaits:

- non glissement du mur,
- non renversement du mur,
- non poinçonnement du sol sous la base du mur.

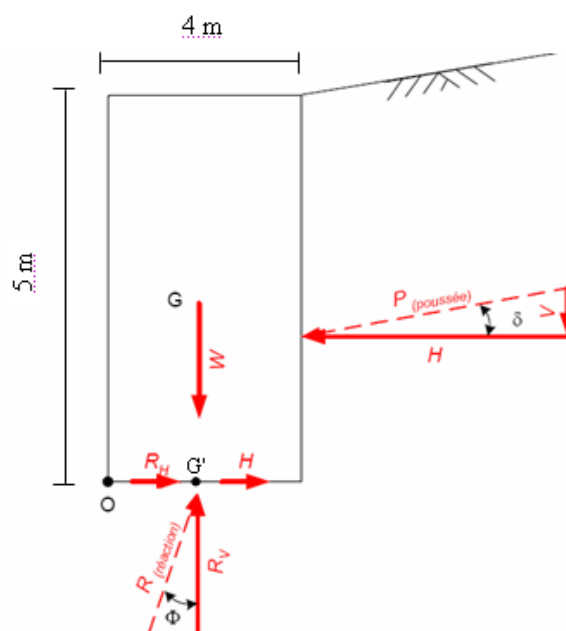


Figure VI-12: Bilan des efforts extérieurs appliqués au mur

a- calcul des forces appliquées au mur

- **Le poids propre du mur**

$$W = 5 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 20 = 400 \text{ KN}$$

- **La poussée des terres sur l'écran du mur P_G [3]:**

$$P_G = Ka \gamma \frac{H^2}{2}$$

Avec:

Ka : coefficient de poussée des terres.

D'où:

$$Ka = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$$P_G = 0,333 \cdot 20 \cdot \frac{5^2}{2} = 83.25 \text{ KN}$$

La poussée peut se décomposer en:

- Une composante horizontale P_H :

$$P_H = P_G \cos (\lambda + \delta) = 78.23 \text{ KN}$$

- Une composante verticale P_V :

$$P_V = P_G \sin (\lambda + \delta) = 28.47 \text{ KN}$$

Avec:

λ : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec la verticale ($\lambda = 0^\circ$).

δ : L'angle que fait la poussée avec l'axe horizontal ($\phi = 30^\circ$).

Cette valeur est prise égale à : $\delta = \frac{2}{3} \phi$.

- **La réaction R du sol sous la base du mur**

Le seul effort qui ne peut pas être calculé directement est R . Mais la somme des forces suivant la verticale permet de le déterminer aisément :

- $R_V = W = 400 \text{ KN}$

- $R_H = R_V \tan \Phi = (W) \tan \Phi = 347.71 \text{ KN}$

Avec:

R_V : la composante verticale de la réaction du sol sous la base du mur (Marne saine).

R_H : la composante horizontale de la réaction du sol sous la base du mur.

Φ : L'angle de frottement entre le géotextile et le sol ($\Phi = 41^\circ$)

- **les poussées dues aux surcharges routières**

Les charges dues au trafic routier sont modélisées comme des forces concentrées verticalement de 95 KN pour chaque roue espacée de 2 mètres.

Deux charges ponctuelles espacées de 2 m sont prises dans les calculs:

$$q_{\max} = \frac{4Q \tan\left(\frac{\pi - \phi}{4}\right)}{a^2 \left[\tan\left(\frac{\pi + \phi}{4}\right) \right] - \tan \phi}$$

Avec:

Q: la charge appliquée.

a: distance entre le point d'application de la charge et l'écran du mur;

$q_{1\max}$: la poussée due à la charge q_1 ;

$q_{2\max}$ la poussée due à la charge q_2 .

Alors:

$$a_1 = 1.5\text{m} \Rightarrow q_{1\max} = 66.1 \text{ KN}$$

$$a_2 = 3.5 \text{ m} \Rightarrow q_{2\max} = 10.63 \text{ KN}$$

b- Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est assurée lorsque :

$$\frac{\sum \text{des efforts horizontaux retenant l'ouvrage}}{\sum \text{des efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$$

Il vient alors:

$$\frac{R_H + C B}{P_H} \geq 1.5$$

D'où:

B: est la largeur de la base du mur.

C: la cohésion du sol sous la base du mur. (On à 10 nappes géotextiles donc $C=30 \text{ KN/m}^2$ voir graphe VI-5)

Alors:

$$\frac{R_H + C B}{P_H + q_{1\max} + q_{2\max}} = \frac{347,71 + 30 \times 4}{78.23 + 10.63 + 66.1} = 3.02 \geq 1.5 \text{ Condition vérifiée.}$$

c- Stabilité au renversement

$$\frac{\sum \text{des moments retenant l'ouvrage/pto}}{\sum \text{des moments faisant renverser l'ouvrage/pt o}} \geq 2$$

Il vient alors:

$$\frac{M / o(W)}{M / o (P_H + q_{1\max} + q_{2\max})} \geq 2$$

$$\frac{M / o(W)}{M / o (P_H + q_{1\max} + q_{2\max})} = \frac{400 \cdot 2}{\left(78.23 \cdot \frac{5}{3}\right) + \left(66.1 \cdot \frac{5}{2}\right) + \left(10.63 \cdot \frac{5}{2}\right)} = 2.48 \geq 2 \text{ Condition vérifiée.}$$

d- Stabilité au poinçonnement

La contrainte admissible sous la base du mur doit être inférieure à celle du sol.

- La contrainte admissible du sol est exprimée par la formule suivante:

$$\overline{q_{adm}} = \frac{1}{3} \left[C \cdot N_c \left(1 + 0.2 \frac{B}{l} \right) + \frac{1}{2} \left(1 - 0.2 \frac{B}{l} \right) \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \right]$$

Alors :

$$\overline{q_{adm}} = \frac{1}{3} \left[(1 + 0.2 \cdot 4) \cdot 30 \cdot 30.11 + \frac{1}{2} (1 - 0.2 \cdot 4) \cdot 20 \cdot 15.05 \cdot 4 + 0 \right] = 582.11 \text{ KN/m}^2$$

- les contraintes sous la base du mur sont (sur la couche de limon argileuse):
Le diagramme des contraintes est trapézoïdal d'où Voir figure (VI-13):

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{6MG}{B^2} \text{ et } \sigma_{\min.x} = \frac{N}{B} - \frac{6MG}{B^2}$$

Avec:

σ_{\max} : La contrainte maximale sous la base du mur;

$\sigma_{\min.x}$: La contrainte minimale sous la base du mur;

MG: Le moment des forces par rapport au centre de la base du mur;

N: La somme des forces normales;

B: La largeur de la base du mur.

D'où:

$$MG = M/G' (W) - M/G' (P_H) \\ = 400 \cdot 0 - 78.23 (1/3) \cdot 4 = 104.31 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{6MG}{B^2} = \frac{400}{4} + \frac{6 \cdot 104.31}{16} = 106.52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{6MG}{B^2} = \frac{400}{4} - \frac{6 \cdot 104.31}{16} = 93.48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On a:

$$\sigma_{\max} < \overline{q_{Adm}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

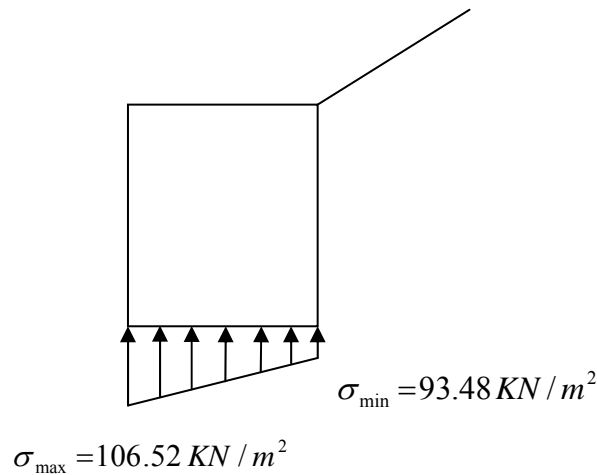


Figure VI-13: Diagramme des contraintes sous la base du mur.

La stabilité au grand glissement est effectuée par le logiciel dont les calculs montrent que le cercle de glissement passe au-dessus de la base, alors la stabilité externe du mur est vérifiée.

VI.6.2. Dimensionnement interne du mur

a- Espacement vertical entre deux nappes de géotextile (Hetelit C40/17)

On utilise ce type géotextile dans les deux premiers murs ; et pour les autres, on utilise Stablenka 200.

Soit d l'espacement vertical entre deux nappes de géotextile de type Hetelit C40/17 ; d'où:

$$d = \frac{Ft}{P_H \cdot FSB}$$

Avec:

Ft: la résistance à la traction du géotextile choisie (Hetelit C40/17).

FSB: coefficient de sécurité de la nappe de géotextile (de 1.3 à 1.5).

Donc:

$$d = \frac{50}{78.23 \times 1.3} = 0.49 \text{ m} \quad \text{On prend } d = 50 \text{ cm.}$$

b- largeur de chaque nappe

la largeur de la nappe L est donnée par :

$$L = \frac{H - z}{\tan(45 + \frac{\phi}{2})} + \frac{FSP \cdot P_H \cdot d}{2 \cdot P_V \cdot \tan(\delta)} = 3.89 \text{ m.}$$

Avec:

Z: hauteur des trois nappes successives ($z = 3 \cdot 0.5 = 1.5 \text{ m}$)

FSP: coefficient de sécurité variant entre 1.3 à 1.5

Pour une largeur de 6.4 m de bande de géotextile, le mur individuel est largement stable. Par contre il faudrait vérifier la stabilité globale en prenant une largeur totale de 4 m.

c- Largeur de chevauchement des nappes

La largeur de chevauchement (voir figure VI-5) est calculée comme suit:

$$L1 = \frac{FSP \cdot P_H \cdot d}{4 \cdot P_V \cdot \tan(\delta)} = 1.23 \text{ m}$$

Et:

$$L1 \geq 1 \text{ m}$$

Alors $L1 = 1 \text{ m}$.

Tableau VI-3: Résultat des calculs

Mur	Stabilité au glissement	Stabilité au renversement	Stabilité au poinçonnement $q_{adm} = 582.11 \text{ KN/m}^2$	Espacement vertical entre deux nappes (cm)	Largeur de chaque nappe (m)	Largeur de chevauchement des nappes
1	3.53	2.48	$\sigma_{max} = 106.52$	50	4	1
2	8.19	7.76	$\sigma_{max} = 177.48$	40	4	1
3	2.86	3.26	$\sigma_{max} = 318.92$	30	4	0.7
4	2.58	2.93	$\sigma_{max} = 428.8$	30	4	0.7

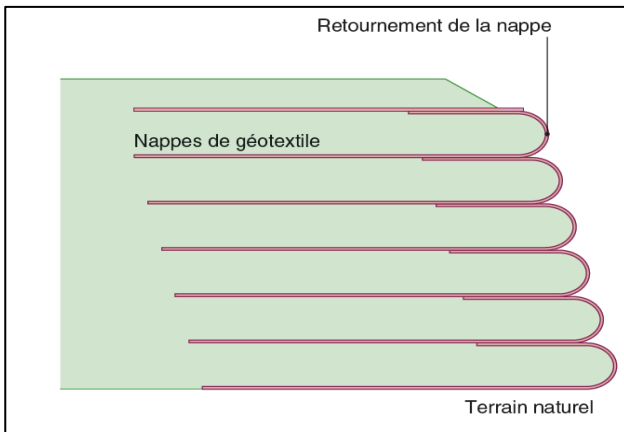


Figure VI-14: principe des murs en remblai renforcés par nappes géotextile.

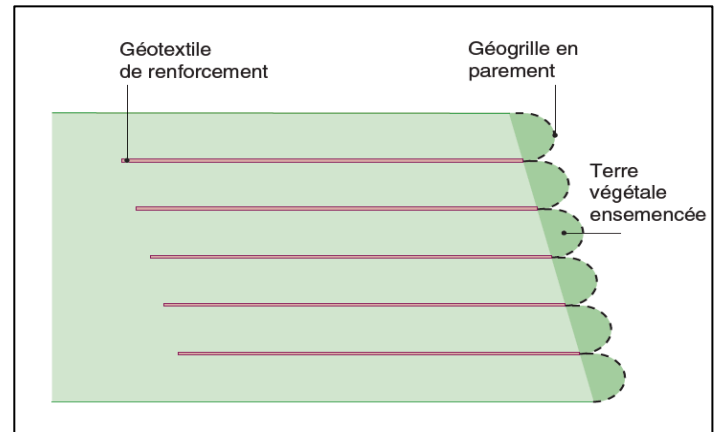


Figure VI-15: principe d'un ouvrage en remblai renforcé avec parement incliné et végétalisé.

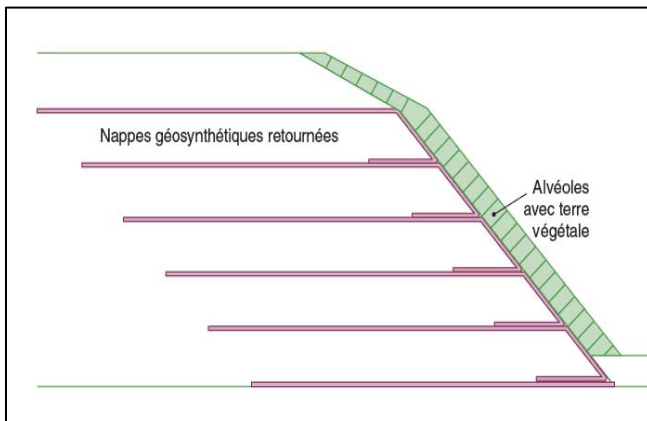


Figure VI-16: Protection de talus avec un dispositif de stockage alvéolaire et mur préfabriqué en béton.

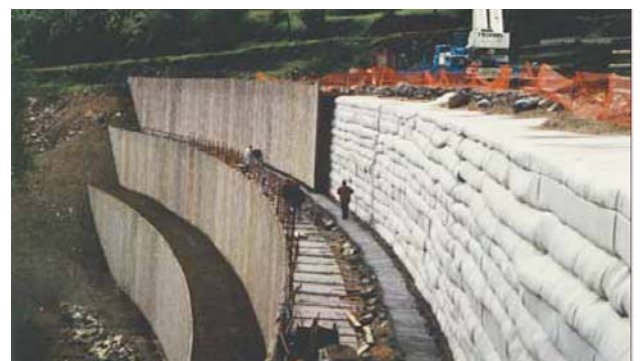
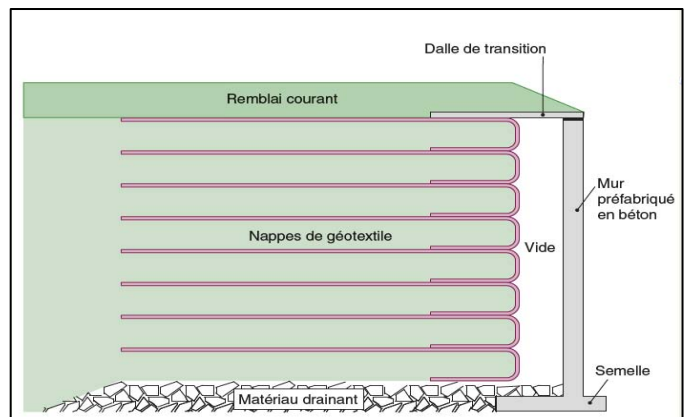


Figure VI-17: Ouvrage en remblai renforcé avec végétalisation.



Figure VI-18: Ouvrage en remblai renforcé après la construction.

VI.6.3. Résultats d'analyse de la stabilité globale du terrain après confortement

La modélisation du confortement est effectuée à l'aide du Logiciel Geoslope suivant la section principale (Figure VI-10); dont la nappe d'eau est prise située entre 4.5 et 5.2m de profondeurs en supposant que le système de drainage est réalisé. Les résultats obtenus donnant les coefficients de sécurité calculés ainsi que le tracé du cercle de glissement le plus probable sont représentés dans la figure (VI-19).

Tableau VI-4: Coefficients de sécurité obtenue avant et après réalisation du confortement.

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans renforcement	commentaires	Avec renforcement	commentaires
Fellenius	0.829	Instable	1.846	Stable
Bishop	0.906	Instable	1.960	Stable
Janbu	0.820	Instable	3.890	Stable
GLE	0.899	Instable	1.992	stable

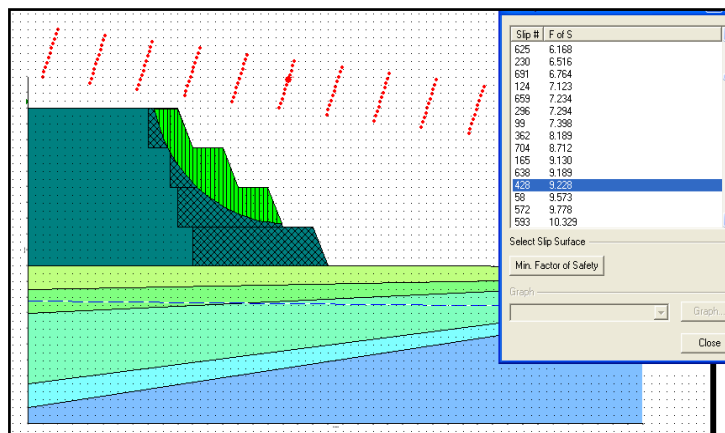


Figure VI-19: Cas d'un cercle de glissement dans le remblai renforcé.

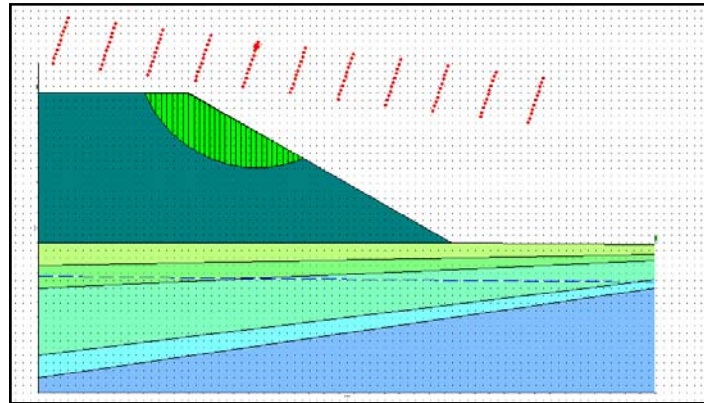


Figure VI-20: Cas d'un cercle de glissement de remblai sans renforcement.

VI.7. Discussion des résultats et recommandation

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité calculé est supérieur à 1.5, ce qui signifie que le système de confortement choisi est efficace pour garantir la stabilité du tronçon au glissement dans le remblai.

Compte tenu de la relative stabilité de notre site (coefficient de sécurité inférieur à 1), il a été nécessaire de procéder à des confortements plus efficaces.

A cet effet, nous avons procédé à des systèmes de confortement avec la mise en place de quatre murs de largeur variable et de 5 m de hauteur par des géotextiles.

Ces solutions nous paraissent très optimistes mais le mode de réalisation de ces procédés doit nécessiter des précautions telles que le choix des matériaux, les géotextiles, et le potentiel humains pour assurer la bonne exécution du chantier.

Donc l'efficacité du système de confortement proposé est conditionnée par plusieurs facteurs, nous citerons:

- En premier lieu, réalisation du système de drainage.
- En second lieu, la position du mur en terre, ses dimensions, le choix du matériau et les caractéristiques du géotextile et ses dimensions doivent être respectées.

VI.8 Calcul des tassements

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Dans le cas des sols à grains fins le tassement est fonction du temps.

VI.8.1. Méthode œdométrique :

Le tassement Soed est calculé par les formules suivantes selon le type de consolidation de la couche de sol.

Sol normalement consolidé :

$$S_{\text{oed}} = C_c \frac{H_i}{1 + e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p}$$

Sol surconsolidé :

1er cas : Si $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$

$$S_{\text{oed}} = C_s \frac{H_i}{1 + e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}}$$

2ème cas : Si $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z > \sigma'_p$

$$S_{\text{oed}} = C_s \frac{H_i}{1 + e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \frac{H_i}{1 + e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p}$$

Avec :

C_c : Indice de compression.

C_s : Coefficient de recompression.

H_i : Hauteur (épaisseur de la couche i).

σ'_p : Contrainte effective de préconsolidation.

σ'_{v0} : Contrainte effective due au poids des terres.

e_0 : Indice des vides initial.

$\Delta\sigma_z$: Contrainte induite par la surcharge à la profondeur z .

Hypothèse de calcul :

- Le tassement est calculé à la section où la hauteur est maximale (le chargement est important).
- Le tassement sera calculé pour les quatre couches premières jusqu'à 24 m de profondeur, On supposera que les tassements sont négligeables à partir de 24 m.
- Pour le calcul de tassement de fluage sera négligeable car le pourcentage en matière organique est faible.
- On supposant que la charge définitive a été appliquée instantanément.
- Notre sol est sol fin (argileuse) saturés peut perméable, et Le tassement de consolidation constitue la composante dominante du tassement total.

Le tassement est proportionnel au terme $c_c / (1+e_0)$ et on peut donner les appréciations suivantes [3]:

$$\frac{c_c}{1+e_0} < 0.015$$

Sol incompressible

$$0.015 < \frac{c_c}{1+e_0} < 0.05$$

Sol peu compressible

$$0.05 < \frac{c_c}{1+e_0} < 0.20$$

Sol moyennement compressible

$$\frac{c_c}{1+e_0} > 0$$

Sol très compressible

VI.8.2. Évaluation du tassement pour la charge du remblai

La contrainte apportée par le remblai est :

$$Q = \gamma \cdot H = 20 \times 20.2 = 404\text{KN}$$

VI.8.2.1 Répartition des contraintes

La méthode utilisée est celle d'Osterberg

$$\Delta\sigma_z = q_0 I_z \left(\frac{a}{z}, \frac{b}{z} \right)$$

$I_z (a/z, b/z)$: facteur d'influence pour une charge de section trapézoïdale (Osterberg 1957)

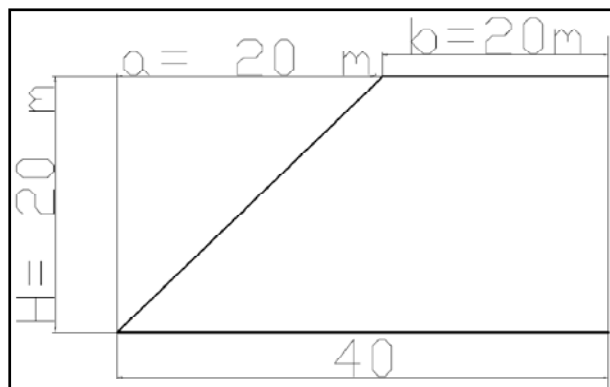


Tableau VI-5: Répartition des contraintes.

Couche	H(m)	Z (m)	a/Z	b/Z	Iz	$\Delta\sigma_z$ (kPa)
1	6	3	5,333	6,667	1,00	400
2	6	9	1,778	2,222	0,96	384
3	12	18	0,889	1,111	0,88	352

VI.8.2.2 Évaluation du tassement

Pour calculé le tassement on utilise la méthode œdométrique et les résultats sont sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau VI-6: Évaluation du tassement.

couche	H (m)	Z (m)	e_0	C_c	C_s	$\Delta\sigma_z$ (kpa)	σ'_p (kpa)	σ'_{v0} (kpa)	σ_f (kpa)	ΔH (m)
1	6	3	0,987	0,09	0,035	400	214	60	460	0,149
2	6	9	0,787	0,11	0,027	384	330	180	564	0,110
3	12	12	0,755	0,093	0,015	352	463	240	592	0,097
Tassement										0,356

VI.8.2.3 Évaluation du temps nécessaire pour avoir 80% de la consolidation

$$U_{\text{moy}} = 80\% \Rightarrow T_v = 0.55$$

$$T = T_v H_{\text{dr}}^2 / C_v = 0.55 * 1200^2 / 0.00541 = 146395564 \text{ Secondes}$$

Donc le temps nécessaire pour avoir 80% de la consolidation est

$$T = 146395564 \text{ secondes} = 4.7 \text{ ans}$$

VI.8.2.4 Évolution du tassement au cours du temps

$$U_{\text{moy}} = St / s_{\infty} \Rightarrow St = U_{\text{moy}} \cdot s_{\infty}$$

Tableau (VI-7): L'évolution du tassement au cours du temps

temps	temps (s)	T_v	U_{moy}	Tassement $St(m)$ $s_{\infty} 0,35566 \text{ m}$
1 mois	2592000	0,009	0,111	0,03912
2 mois	5184000	0,019	0,157	0,05602
6 mois	15552000	0,058	0,272	0,09703
1 an	31104000	0,116	0,385	0,13722
2 ans	62208000	0,233	0,545	0,19406
3 ans	93312000	0,350	0,658	0,2342
4 ans	124416000	0,467	0,744	0,26468
5 ans	155520000	0,58	0,808	0,28747
108	279936000	1,051	0,939	0,33415
10 ans	311040000	1,168	0,954	0,33954
20 ans	622080000	2,337	0,997	0,35476
25 ans	777600000	2,921	0,999	0,35545
45ans	1555200000	5,258	1	0,35566

Évaluation du tassement de fluage

Le tassement secondaire n'interviendra qu'après la fin de la consolidation primaire et est considéré comme négligeable, il est inutile calculer son évolution dans le temps.

VI.9. CONCLUSION

L'étude du renforcement de remblai effectuée par le logiciel « **Geoslope** » a montré que les nappes de géotextile ont une grande influence sur la stabilité des remblais ; ce dernier est fonction des espacements des nappes. Elle est d'autant plus assurée lorsque l'espacement est réduit.

La solution consisterait en la construction de murs de soutènement renforcés par géotextiles.

CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

La reconnaissance du sol est une étape importante avant toute exécution de travaux de génie civil ou de travaux publics.

Cette première étude a permis de déterminer les caractéristiques physico chimiques et mécaniques d'un sol permettant ainsi d'identifier les différentes couches de sol, et de préciser la configuration générale de la zone étudiée.

Notre Projet, a pour but d'étudier la stabilité d'un tronçon routier sur l'autoroute EST-OUEST LOT UNIQUE EST (au PK 62+00), dont les calculs ont mené à des coefficients de sécurité $F < 1$ qui prédisent une instabilité de notre site.

La cohésion augmente avec le nombre de renforcement et avec la résistance eu traction du géotextile, quant à l'angle de frottement, il semblerait insensible à ces paramètres.

Les travaux de confortement basés sur un mur en terre renforcé par des nappes géotextiles ont donné des valeurs acceptables du coefficient de sécurité $F \geq 1.5$, ce qui prédit une bonne stabilité du talus étudié.

L'étude du renforcement du remblai effectué par le logiciel « Géostudio 2004 » a montré que les nappes de géotextile ont une grande influence sur la stabilité des remblais, cette dernière est fonction des espacements des nappes. Elle est d'autant plus assurée lorsque l'espacement est réduit. Donc la technique de renforcement par géotextile est une bonne technique de renforcement.

Bibliographie

- [1] Setra, LCPC « Réalisation des remblais et des couches de forme fascicule I : Principes généraux » 1992
- [2] Setra, LCPC « Réalisation des remblais et des couches de forme fascicule II : Annexes techniques » septembre 1992
- [3] Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert « Fondation et ouvrages en terre » 1997
- [4] Jean-Pierre Magnan « Remblais et fondations sur sols compressibles » 1984
- [5] Samuel AMAR, Jean-François JÉZÉQUEL « Propriétés mécaniques des sols déterminées en place » Techniques de l'Ingénieur
- [6] laboratoires des ponts et chaussées « conception et exécution des grands Remblais» synthèse du séminaire janvier 2001.
- [7] BOUZID, AOUIZ « Evolution des caractéristiques mécaniques d'un sable renforcé par des nappes géosynthétiques » PFE, juin 2004 E.N.T.P.
- [8] DJIDJELI, HAFFAF « Etude de stabilisation d'un glissement de terrain à l'aide des techniques géosynthétiques » PFE, juin 2008 E.N.T.P.
- [9] Setra, LCPC « Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles guide technique » Novembre 2000.
- [10] A.cochery« stabilisation des sols et couches de forme » revue générale, mai 1980
- [11] Fibertex France SARL « Guide de dimensionnement des géotextiles Fibertex » 2002

ANNEXE



TABLEAUX DE CLASSIFICATION DES SOLS

Les tableaux ci-après, extraits de la norme NF P 11-300, définissent la classification des sols répartis entre 4 classes :

- * Classe A : sols fins,
- * Classe B : sols sableux et graveleux avec fines,
- * Classe C : sols comportant des fines et des gros éléments,
- * Classe D : sols insensibles à l'eau.

NORMES A CONSULTER :

NF P 11 - 300 : Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

NF P 94 - 051 et 052 : Détermination des limites d'Atterberg

NF P 94 - 068 : Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache.

NF P 94 - 078 : Indice CBR Immédiat, Indice Portant Immédiat, etc...

NF P 94 - 093 : Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié.

Classe **A**Tableau 1 - *Classification des sols fins*

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 mm > 35%	A Sols fins	VBS < 2,5 (*) ou I_p < 12	A₁ Limos peu plastiques, loess, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI (*) < 3 ou w_n < 1,25 w_{OPN}	A ₁ th
				3 < IPI (*) < 8 ou 1,10 < w_n < 1,25 w_{OPN}	A ₁ h
				8 < IPI < 25 ou 0,9 w_{OPN} < w_n < 1,1 w_{OPN}	A ₁ m
				0,7 w_{OPN} < w_n < 0,9 w_{OPN}	A ₁ s
				w_n < 0,7 w_{OPN}	A ₁ ts
		12 < I_p < 25 (*) ou 2,5 < VBS < 6	A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI (*) < 2 ou I_c (*) < 0,9 ou w_n < 1,3 w_{OPN}	A ₂ th
				2 < IPI (*) < 5 ou 0,9 < I_c (*) < 1,05 ou 1,1 w_{OPN} < w_n < 1,3 w_{OPN}	A ₂ h
				5 < IPI < 15 ou 1,05 < I_c < 1,2 ou 0,9 w_{OPN} < w_n < 1,1 w_{OPN}	A ₂ m
				1,2 < I_c < 1,4 ou 0,7 w_{OPN} < w_n < 0,9 w_{OPN}	A ₂ s
				I_c > 1,3 ou w_n < 0,7 w_{OPN}	A ₂ ts
		25 < I_p < 40 (*) ou 6 < VBS < 8	A₃ Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques...	IPI (*) < 1 ou I_c (*) < 0,8 ou w_n < 1,4 w_{OPN}	A ₃ th
				1 < IPI (*) < 3 ou 0,8 < I_c (*) < 1 ou 1,2 w_{OPN} < w_n < 1,4 w_{OPN}	A ₃ h
				3 < IPI < 10 ou 1 < I_c < 1,15 ou 0,9 w_{OPN} < w_n < 1,2 w_{OPN}	A ₃ m
				1,15 < I_c < 1,3 ou 0,7 w_{OPN} < w_n < 0,9 w_{OPN}	A ₃ s
				I_c > 1,3 ou w_n < 0,7 w_{OPN}	A ₃ ts
		I_p > 40 (*) ou VBS > 8	A₄ Argiles et argiles marneuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique	
				A ₄ h	
				A ₄ m	
				A ₄ s	

(*) Paramètres dont le choix est à privilégier

Classe **B**Tableau 2 - *Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines*

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS →

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME →

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	Paramètres de comportement	sous classe fonction du comportement
D _{max} < 50 mm et Tamisat à 80 mm < 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B₁ Sables silteux...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		FS ≤ 60	B ₁₁
						FS > 60	B ₁₂
		tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% VBS > 0,2	B₂ Sables argileux (peu argileux)...	IPI ^(*) < 4 ou w _n > 1,25 w _{OPN}	B ₂ th	FS < 60	B ₂₁ th
						FS > 60	B ₂₂ th
				4 < IPI ^(*) < 8 ou 1,10 w _{OPN} < w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₂ h	FS < 60	B ₂₁ h
						FS > 60	B ₂₂ h
				0,9 w _{OPN} < w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₂ m	FS < 60	B ₂₁ m
						FS > 60	B ₂₂ m
				0,5 w _{OPN} < w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₂ s	FS < 60	B ₂₁ s
						FS > 60	B ₂₂ s
		w _n < 0,5 w _{OPN}	B ₂ ts	FS < 60	B ₂₁ ts		
				FS > 60	B ₂₂ ts		
		tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 < VBS < 0,2	B₃ Graves silteuses...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₃₁
LA > 45 et MDE > 45	B ₃₂						

Classe **B** (suite)Tableau 2 - *Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines*

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS →									
← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME →									
Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	Paramètres de comportement	sous classe fonction du comportement		
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 mm ≤ 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	tamisat à 80 µm < 12% tamisat à 2 mm < 70% VBS > 0,2	B₄ Graves argileuses (peu argileuses)...	IPI ^(*) ≤ 7 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₄ th	LA < 45 et MDE < 45	B ₄₁ th		
				7 < IPI ^(*) < 15 ou 1,10 w _{OPN} < w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₄ h	LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ th		
				0,9 w _{OPN} < w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₄ m	LA < 45 et MDE < 45	B ₄₁ h		
						LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ h		
				0,6 w _{OPN} < w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₄ s	LA < 45 et MDE < 45	B ₄₁ m		
						LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ m		
				w _n < 0,6 w _{OPN}	B ₄ ts	LA < 45 et MDE < 45	B ₄₁ s		
						LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ s		
						LA < 45 et MDE < 45	B ₄₁ ts		
						LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ ts		
				tamisat à 80 µm compris entre 12 et 35% tamisat à 2 mm < 70% VBS < 1,5 ^(*) ou I _p < 12	B₅ Sables et graves très silteux...	IPI ^(*) < 5 ou w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₅ th	LA < 45 et MDE < 45	B ₅₁ th
		5 < IPI ^(*) < 12 ou 1,1 w _{OPN} < w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₅ h			LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ th		
	12 < IPI ^(*) < 30 ou 0,9 w _{OPN} < w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₅ m	LA < 45 et MDE < 45			B ₅₁ h			
			LA > 45 et MDE > 45			B ₅₂ h			
	0,6 w _{OPN} < w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₅ s	LA < 45 et MDE < 45			B ₅₁ m			
			LA > 45 et MDE > 45			B ₅₂ m			
			w _n < 0,6 w _{OPN}	B ₅ ts	LA < 45 et MDE < 45	B ₅₁ s			
					LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ s			
			tamisat à 80 µm compris entre 12 et 35% VBS > 1,5 ^(*) ou I _p > 12	B₆ Sables et graves argileux à très argileux	IPI ^(*) < 4 ou w _n < 1,3 w _{OPN} ou I _c < 0,8	B ₆ th			
	4 < IPI ^(*) < 10 ou 0,8 < I _c < 1 ou 1,1 w _{OPN} < w _n < 1,3 w _{OPN}	B ₆ h							
	10 < IPI < 25 ou 1 < I _c < 1,2 ou 0,9 w _{OPN} < w _n ^(*) < 1,1 w _{OPN}	B ₆ m							
0,7 w _{OPN} < w _n ^(*) < 0,9 w _{OPN} ou 1,2 < I _c < 1,3	B ₆ s								
				w _n ^(*) < 0,7 w _{OPN} ou I _c > 1,3	B ₆ ts				

Classe **C**Tableau 3 - *Classification des sols comportant des fines et des gros éléments*

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique et le comportement																																			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature																																				
D _{max} > 50 mm et tamisat à 80 mm > 12% ou si le tamisat à 80 mm < 12% la VBS est > 0,1	C	Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe A	C₁A_i Argiles à silex, éboulis, moraines, alluvions grossières...	Le sous-classement, en fonction de l'état hydrique et du comportement des sols de cette classe, s'établit en considérant celui de leur fraction 0/50 mm qui peut être un sol de la classe A ou de la classe B * <u>1^{er} exemple</u> : un sol désigné C₁A₂h est un sol qui est : <ul style="list-style-type: none"> ● soit entièrement roulé, ● soit entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction 0/50 représente plus de 60 à 80% de la totalité du matériau. Dans les deux cas, sa fraction 0/50 mm appartient à la classe A₂ avec un état hydrique h . * <u>2^{ème} exemple</u> : un sol désigné C₁B₄₂m est un sol qui est : <ul style="list-style-type: none"> ● entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction 0/50 mm représente moins de 60 à 80% de la totalité du matériau. 																																			
		Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe B	C₁B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...																																				
		Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm < 60 à 80% . La fraction 0/50 est un sol de classe A	C₂A_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...																																				
	Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm < 60 à 80% . La fraction 0/50 est un sol de classe B	C₂B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...																																					
	des gros éléments			La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B₄₂ se trouvant dans un état hydrique m . Les différents sous-classes composant la classe C sont : <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr> <td>C₁A₁</td> <td>C₁A₃</td> <td>C₂A₁</td> <td>C₂A₃</td> <td rowspan="2">Etat th, h, m, s ou ts</td> </tr> <tr> <td>C₁A₂</td> <td>C₁A₄</td> <td>C₂A₂</td> <td>C₂A₄</td> </tr> <tr> <td>C₁B₁₁</td> <td>C₁B₃₁</td> <td>C₂B₁₁</td> <td>C₂B₃₁</td> <td rowspan="2">Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique</td> </tr> <tr> <td>C₁B₁₂</td> <td>C₁B₃₂</td> <td>C₂B₁₂</td> <td>C₂B₃₂</td> </tr> <tr> <td>C₁B₂₁</td> <td>C₁B₅₁</td> <td>C₂B₂₁</td> <td>C₂B₅₁</td> <td rowspan="4">Etat th, h, m, s ou ts</td> </tr> <tr> <td>C₁B₂₂</td> <td>C₁B₅₂</td> <td>C₂B₂₂</td> <td>C₂B₅₂</td> </tr> <tr> <td>C₁B₄₁</td> <td>C₁B₆</td> <td>C₂B₄₁</td> <td>C₂B₆</td> </tr> <tr> <td>C₁B₄₂</td> <td></td> <td>C₂B₄₂</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	C ₁ A ₁	C ₁ A ₃	C ₂ A ₁	C ₂ A ₃	Etat th, h, m, s ou ts	C ₁ A ₂	C ₁ A ₄	C ₂ A ₂	C ₂ A ₄	C ₁ B ₁₁	C ₁ B ₃₁	C ₂ B ₁₁	C ₂ B ₃₁	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique	C ₁ B ₁₂	C ₁ B ₃₂	C ₂ B ₁₂	C ₂ B ₃₂	C ₁ B ₂₁	C ₁ B ₅₁	C ₂ B ₂₁	C ₂ B ₅₁	Etat th, h, m, s ou ts	C ₁ B ₂₂	C ₁ B ₅₂	C ₂ B ₂₂	C ₂ B ₅₂	C ₁ B ₄₁	C ₁ B ₆	C ₂ B ₄₁	C ₂ B ₆	C ₁ B ₄₂		C ₂ B ₄₂	
C ₁ A ₁	C ₁ A ₃	C ₂ A ₁	C ₂ A ₃	Etat th, h, m, s ou ts																																			
C ₁ A ₂	C ₁ A ₄	C ₂ A ₂	C ₂ A ₄																																				
C ₁ B ₁₁	C ₁ B ₃₁	C ₂ B ₁₁	C ₂ B ₃₁	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique																																			
C ₁ B ₁₂	C ₁ B ₃₂	C ₂ B ₁₂	C ₂ B ₃₂																																				
C ₁ B ₂₁	C ₁ B ₅₁	C ₂ B ₂₁	C ₂ B ₅₁	Etat th, h, m, s ou ts																																			
C ₁ B ₂₂	C ₁ B ₅₂	C ₂ B ₂₂	C ₂ B ₅₂																																				
C ₁ B ₄₁	C ₁ B ₆	C ₂ B ₄₁	C ₂ B ₆																																				
C ₁ B ₄₂		C ₂ B ₄₂																																					

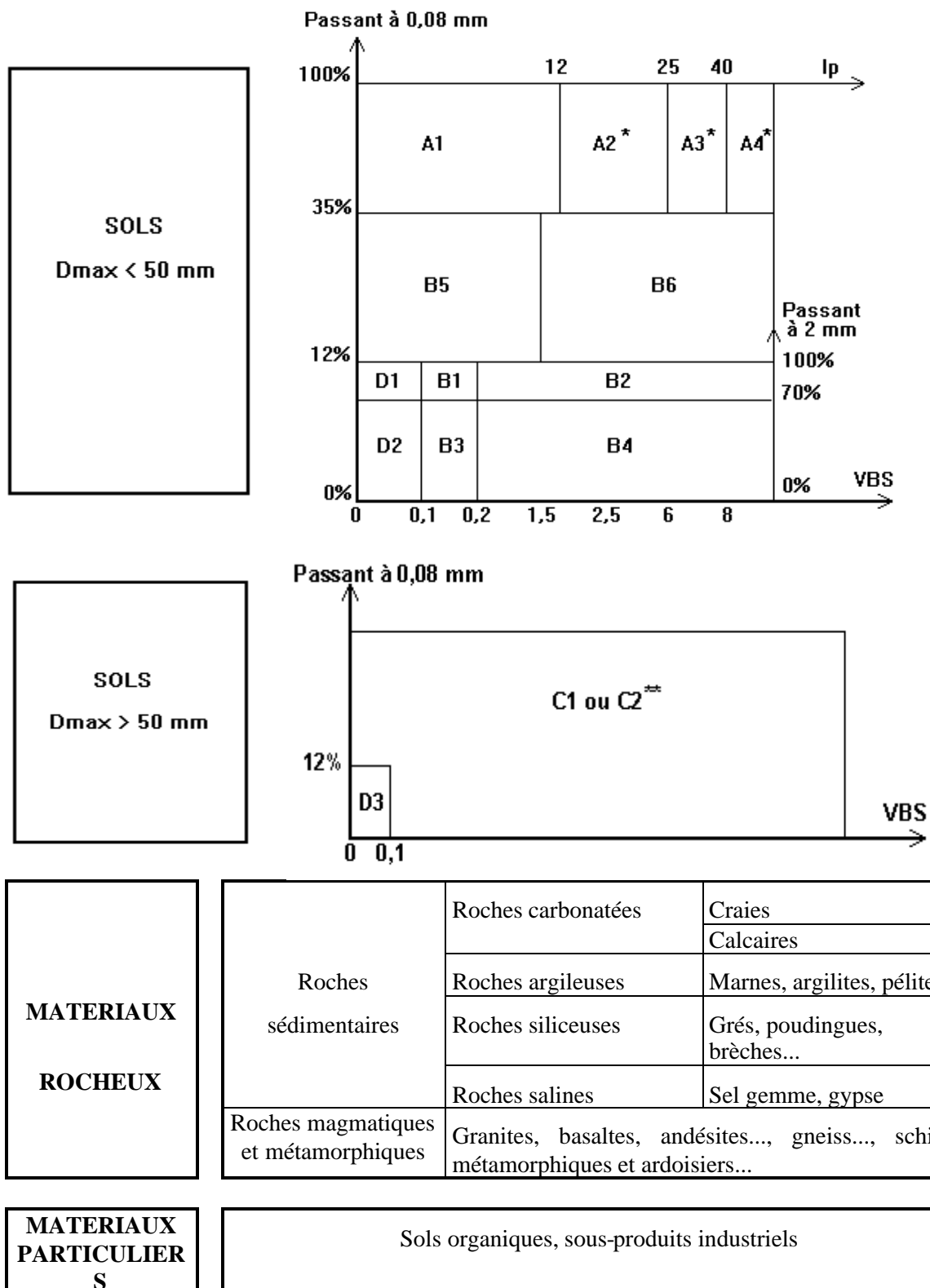
Classe **D**Tableau 4 - *Classification des sols insensibles à l'eau*

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS →

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME →

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Valeurs seuils retenues		Sous classe
VBS ≤ 0,1 et tamisat à 80 mm ≤ 12%	D Sols insensibles à l'eau	Dmax < 50 mm et tamisat à 2 mm > 70%	D₁ Sables alluvionnaires propres, sables de dune...	Matériaux insensibles à l'eau; mais leur emploi en couche de forme nécessite la mesure de leur résistance mécanique (Los Angelès - LA - et/ou Micro Deval en présence d'eau - MDE -) ou Friabilité des sables (FS).	FS ≤ 60	D ₁₁
					FS > 60	D ₁₂
		Dmax < 50 mm et tamisat à 2 mm ≤ 70%	D₂ Graves alluvionnaires propres, sables...		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₂₁
					LA > 45 et MDE > 45	D ₂₂
		Dmax > 50 mm	D₃ Graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires,...		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₃₁
					LA > 45 et MDE > 45	D ₃₂

Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature



* Matériaux pour lesquels la mesure de l' I_p est à retenir comme base de classement. Pour les autres matériaux on utilisera la **VBS**.

** C1 : matériaux roulés et matériaux anguleux peu charpentés ($0/50 > 60$ à 80%)

C2 : matériaux anguleux très charpentés ($0/50 \leq 60$ à 80)