



Ecole Nationale Polytechnique  
Département de Génie Civil  
Laboratoire Construction et Environnement

## Thèse

En vue de l'obtention du diplôme de  
**Doctorat en Génie Civil**

Présentée par

**KEBAILI Mustapha**

Ingénieur d'Etat en Génie Civil de l'USTHB  
Magister en Génie Civil de l'ENP d'Alger

## Thème

**GEOSYNTHETIQUES BENTONITIQUES  
CARACTERISTIQUES ET UTILISATIONS**

Soutenue publiquement le: 15/09/2016 devant le jury composé de:

<b>Présidente</b>	<b>MORSLI</b>	<b>Meriem</b>	<b>Pr.</b>	<b>ENP</b>
<b>Directeur de Thèse</b>	<b>BALI</b>	<b>Abderrahim</b>	<b>Pr.</b>	<b>ENP</b>
<b>Examineurs</b>	<b>KETTAB</b>	<b>Ratiba</b>	<b>Pr.</b>	<b>ENP</b>
	<b>BOUAFIA</b>	<b>Ali</b>	<b>Pr.</b>	<b>U. BLIDA</b>
	<b>HADDADI</b>	<b>Smail</b>	<b>Pr.</b>	<b>USTHB</b>
	<b>KAOUA</b>	<b>Farid</b>	<b>MCA.</b>	<b>USTHB</b>

**ENP - 2016-**





Ecole Nationale Polytechnique  
Département de Génie Civil  
Laboratoire Construction et Environnement

## Thèse

En vue de l'obtention du diplôme de  
**Doctorat en Génie Civil**

Présentée par

**KEBAILI Mustapha**

Ingénieur d'Etat en Génie Civil de l'USTHB  
Magister en Génie Civil de l'ENP d'Alger

## Thème

**GEOSYNTHETIQUES BENTONITIQUES  
CARACTERISTIQUES ET UTILISATIONS**

Soutenue publiquement le: 15/09/2016 devant le jury composé de:

<b>Présidente</b>	<b>MORSLI</b>	<b>Meriem</b>	<b>Pr.</b>	<b>ENP</b>
<b>Directeur de Thèse</b>	<b>BALI</b>	<b>Abderrahim</b>	<b>Pr.</b>	<b>ENP</b>
<b>Examineurs</b>	<b>KETTAB</b>	<b>Ratiba</b>	<b>Pr.</b>	<b>ENP</b>
	<b>BOUAFIA</b>	<b>Ali</b>	<b>Pr.</b>	<b>U. BLIDA</b>
	<b>HADDADI</b>	<b>Smail</b>	<b>Pr.</b>	<b>USTHB</b>
	<b>KAOUA</b>	<b>Farid</b>	<b>MCA.</b>	<b>USTHB</b>

**ENP -2016-**

تعرض الدراسة المنجزة التجارب الشائع إجراؤها على المواد الجيومركبة البنتونيتية (ج.م.ب.). تستعمل هذه المواد في ميادين الجيوتقنية والهندسة المدنية، تقليدا لتقنيات سابقة تتمثل في رص طبقات الغضار بغرض زيادة كتامة التربة.

يتم استعمال الجيومركبات البنتونيتية في البلدان المتقدمة تقنيا. تصنع هذه المواد بأنواع شتى حسب الظروف العامة لوظيفتها ولاستعمالها مع مراعات معامل نفاذيتها كمعيار أساسي، لكن دون إهمال بعض الخصائص الأخرى مثل مقاومات الخرق، القص الداخلي، الشد وكذا العوامل البيولوجية والكيميائية.

تستعمل الجيومركبات البنتونيتية بشكل أساسي في منشآت تخزين النفايات الحضرية والصناعية، في إنجاز منشآت الري المخزنة للمياه، وفي أنظمة النقاط مياه الأمطار. توضع قطع الجيومركبات البنتونيتية مائلة في أغلب أجزاء المنشآت السالفة الذكر، مما يقتضي مقاومة من طرف هذه المواد ضد للقص الداخلي و/أو الانزلاق. تهتم الدراسة المنجزة أساسا بهذا المحور من البحث.

تم إنجاز التجارب العامة المقدره لمقاومات القص المختلفة للجيومركبات البنتونيتية. من جانب آخر، تم تطبيق طريقة تحليلية لتصميم مواقع تثبيت الأبسطه. يمكن هذان الجزاءان من الدراسة التحديد الكافي للعوامل الأساسية لتصميم وتركيب هذه المواد على الميول.

الكلمات المفتاحية: ج.م.ب. - كتامة - إنزلاق - تصميم

### SUMMARY

The achieved study presents current tests applied on geosynthetic clay liners (GCL). The use of such materials in geotechnics and civil engineering fields derives directly from former techniques of implementation of compacted clay liners in the purpose to seal the soil.

GCL are, currently, widely used in developed countries. They are manufactured in several types according to the general conditions of use and operating. The hydraulic conductivity of the geo-material is the most significant parameter to consider. Yet, other characteristics, such as punching strength, internal shear strength, biological/chemical degradation resistance, and traction strength must, therefore, be taken into account.

GCL are mainly used in storage of urban and industrial waste achievement, in hydraulic facilities such as water retention equipment and collection of rain water systems. In most parts of these works, the liner fabrics are laid-out inclined. This disposition involves some internal and/or external sliding resistance. The present study is detailed just about this theme.

The customary tests quantifying the resistance of GCL against various types of shear are applied. Also, an analytical approach of dimensioning anchorages is used. Both parts allow enough study to make out potential design parameters and implementation of GCL on slope.

Key words: GCL - watersealing – sliding - design

### RESUME

L'étude réalisée présente les essais courants appliqués sur les produits géosynthétiques bentonitiques (GSB).

L'utilisation de tels matériaux dans le domaine de la géotechnique et du génie civil découle directement de techniques antérieures de mise en œuvre de couches compactées d'argile dans l'objectif d'étancher le sol.

Les GSB sont, actuellement, très utilisés dans les pays développés. Ils sont produits en plusieurs types selon les conditions générales d'utilisation et de fonctionnement, la perméabilité du matériau géo-synthétique étant le paramètre le plus important à considérer. Cependant, d'autres caractéristiques, telles que les résistances au poinçonnement, au cisaillement interne, à la dégradation biologique/chimique, et à la traction doivent, aussi, être considérées.

Les GSB sont principalement utilisés dans les ouvrages de stockage des déchets urbains et industriels, dans la réalisation d'ouvrages hydrauliques de rétention d'eaux et dans les systèmes de collecte des eaux pluviales. Dans la plupart des parties de ces ouvrages, les les bentonitiques sont disposés en pente, ce qui met à l'épreuve leur résistance aux glissements interne et/ou externe. La présente étude est détaillée autours de ce thème.

Les essais courants quantifiant la résistance des GSB aux divers types de cisaillements sont appliqués. De même, une approche analytique de dimensionnement des ancrages est utilisée. Ces deux parties d'étude permettent suffisamment de cerner les paramètres potentiels de conception et de mise en œuvre des GSB en pente.

Mots clés: GSB - étanchement – glissement – conception

## DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

- mes parents tout en les remerciant pour leur patience, soutien et invocations.  
J'espère avoir apaisé leur ambition si longtemps attendue,
- mes enfants, en leur espérant prospérité et succès dans leur vie, un savoir bienfaisant et une conduite modeste envers tout sujet.

## **REMERCIEMENTS**

En début de ce rapport de Thèse, je sens l'envie d'exprimer mes remerciements les plus distingués à mon Directeur de Thèse; Pr. Abderrahim BALI. J'en ai appris bien des notions de recherche. Qu'il trouve, au titre de cette thèse, l'expression de mon respect et reconnaissance.

Aussi, je remercie Pr. Saïd TAIBI (Université du Havre, France) et Pr. Nabil ABOU-BEKR (Université de Tlemcen) pour leurs orientations et précieuse aide à l'accomplissement de ce travail. Je ne remercierai jamais assez leur service.

Je remercie, de toute évidence, les membres du jury pour avoir accepté de composer ce dernier et donner occasion de soutenir cette Thèse dans les délais impartis. Certains parmi eux étaient mes propres enseignants, d'autres me sont considérés en tant que tel.

Mes remerciements vont à Pr. Ratiba KETTAB que j'admire pour son caractère sociable et pour son entendement si large. Je suis honoré par son nom écrit sur ma thèse.

De même, je suis très content et élu de voir Pr. Meriem MORSLI présider mon jury de soutenance comme dernier évènement de sa longue carrière professionnelle. Je lui suis reconnaissant pour avoir accepté et prodigué cette mission.

Je remercie, très particulièrement, Pr. Smail HADDADI que j'ai eu comme enseignant il y a 30 ans. C'est une coïncidence poly-émotionnelle de le rencontrer après ces longues années. Je lui dois des remerciements, au-moins pour sa contribution dans mon parcours de formation. J'ai inspiré de lui volonté, rigueur et large esprit.

Mes remerciements vont également à Pr. Ali BOUAFIA pour ses conseils et orientations en des moments difficiles. Qu'il trouve, ici, mon témoignage et haute considération de son âme généreuse et serviable, et pour ses opulents services pour la communauté universitaire.

Que Dr. Farid KAOUA trouve, au titre de cette thèse, l'expression de ma gratitude et haute reconnaissance pour s'être rendu disponible malgré ses charges pédagogiques et professionnelles.

J'exprime, à l'occasion, mon profond respect à Pr. Smain BELKACEMI. Ses enseignements, quoique lointains, m'étaient très utiles durant l'élaboration de cet œuvre. Puissent mes respects et considération compenser sa valeur scientifique et morale.

J'adresse, par ailleurs, mes salutations à Pr. Ahmed BOUTERFAIA, Recteur de l'Université KASDI Merbah (Ouargla) pour m'avoir dit (un jour) de reprendre mes efforts et courses pour élaborer, de nouveau, et obtenir mon Doctorat.

Merci à mes Collègues et Responsables à l'Université KASDI Merbah pour leur attitude envers mon cas et face aux conditions particulières et délicates auxquelles cette Thèse était sujette.

Mes remerciements s'adressent aussi, à tous les Collègues et Confrères qui ont convoité à ce que j'eu achevé ce travail. Un conseil de la part d'un compatissant peut, en effet, pousser les efforts déployés vers les objectifs ambitionnés.

Je remercie, enfin, tous ceux que je n'ai pas cité de nom, et qui d'une façon ou d'une autre m'ont apporté aide et encouragements en vue d'accomplir cette thèse.

## TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS  
 LISTE DES FIGURES  
 LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION..... 12

### **PARTIE I: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

**CHAPITRE 1** NOTIONS SUR LES PRODUITS GEOSYNTHETIQUES BENTONITIQUES..... 15

1.1 PREAMBULE..... 15

1.2 SPECIFICITES GENERALES DES GSB PAR RAPPORT AUX CCA..... 16

1.3 CONCEPTION DES GSB..... 17

1.4 COMPOSITION D'UN DEGB..... 18

    1.4.1 Généralités et Nomenclature..... 18

    1.4.2 Structure Support..... 19

    1.4.3 Structure d'Etanchéité..... 19

    1.4.4 Structure de Recouvrement..... 21

1.5 PROPRIETES DES GSB..... 21

    Propriétés physiques..... 21

        a) Type d'argile..... 21

        b) Epaisseur..... 22

        c) Masse surfacique..... 22

        d) Adhésion..... 22

        e) Revêtement..... 22

        f) Teneur en eau..... 22

    Propriétés Hydrauliques..... 22

        a) Hydratation..... 22

        b) Gonflement libre..... 23

        c) Pouvoir absorbant..... 23

        d) Perméabilité transversale..... 23

        e) Perméabilité au recouvrement..... 23

    Propriétés mécaniques..... 23

        a) Résistance à la traction en large bande..... 23

        b) Résistance à la traction axi-symétrique..... 23

        c) Résistance au cisaillement direct..... 24

        d) Résistance au poinçonnement..... 24

    Propriétés d'endurance..... 24

        a) Gel/dégel..... 24

        b) Gonflement/retrait..... 24

        c) Adsorption..... 25

        d) Rupture d'eau:..... 25

1.6 CONCLUSION..... 25

**CHAPITRE 2** CONEPTION D'UN DISPOSITIF D'ETANCHEITE PAR  
 GEOSYNTHETIQUE BENTONITIQUE..... 26

2.1 INTRODUCTION..... 26

2.2 CONCEPTION..... 26

    2.2.1 Cadre technique..... 26

    2.2.2 Paramètres à Prendre en Compte..... 26

        vis à vis des talus..... 26

vis à vis des conditions climatiques.....	27
via à vis des sous-pressions.....	27
vis à vis des tassements.....	27
vis à vis du poinçonnement.....	27
précautions pratiques.....	27
2.2.3 Caractéristiques Fonctionnelles du GSB.....	28
2.2.4 Mise en Œuvre.....	32
2.2.4.1 Fond de forme.....	33
2.2.4.2 Structure support.....	33
2.2.4.3 Structure d'étanchéité.....	33
2.2.4.4 Structure de confinement et de protection.....	37
2.2.5 Hydratation du GSB.....	38
2.3 PERFORMANCES MECANQUES D'UN GSB.....	38
2.4 FROTTEMENT SOL-GEOSYNTHETIQUE.....	39
2.5 CISAILLEMENT DANS LES DEGB.....	41
2.6 MODELE RHEOLOGIQUE DE KELVIN.....	46
2.7 CONCLUSION.....	47

**CHAPITRE 3 MISE EN ŒUVRE DE PRODUITS GEOSYNTHETIQUES EN CORPS DE PENTE**

3.1 INTRODUCTION.....	48
3.2 PROBLEMATIQUE.....	48
3.3 ANALYSE DE LA STABILITE.....	48
3.4 ASPECTS SPECIAUX.....	52
3.5 DETERMINATION DES PARAMETRES DE FROTTEMENT A L'INTERFACE.....	53
3.5.1 Réglementation.....	53
3.5.2 Conditions d'Essais de Frottement et Dispersion des Résultats.....	54
3.6 METHODES D'ANALYSE.....	55
3.7 DESEQUILIBRE DE FORCES DE FROTTEMENT.....	57
3.8 DIMENSIONNEMENT DES ENCRAGES.....	57
3.9 EQUATIONS D'EQUILIBRE.....	60
3.10 CONCLUSION.....	62

**PARTIE II: ETUDE EXPERIMENTALE**

<b>CHAPITRE 4 ESSAIS PRELIMINAIRES</b> .....	64
4.1 INTRODUCTION.....	64
4.2 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU MATERIAU.....	64
4.2.1 Masse Surfaccique et Epaisseur.....	64
4.2.2 Relation Epaisseur-Charge.....	54
4.3 ESSAIS DE GONFLEMENT.....	66
4.3.1 Définitions.....	66
4.3.2 Approche Expérimentale.....	67
4.3.3 Résultats.....	68
4.3.4 Calculs.....	70
4.4 ESSAIS DE PERMEABILITE.....	71
4.4.1 Théorie.....	71
4.4.2 Procédure Expérimentale.....	73
4.4.3 Résultats.....	73
4.5 PRESION DE GONFLEMENT.....	81
4.6 CONCLUSION.....	85

<b>CHAPITRE 5 ESSAI AU PLAN INCLINE</b> .....	86
---	----



5.1 INTRODUCTION.....	86
5.2 PRINCIPE DE L'ESSAI AU PLAN INCLINE.....	86
5.3 PREPARATION DE LA MANIPULATION.....	87
5.4 FAISABILITE.....	88
5.4.1 Glissement par Rapport au GSY non Tissé.....	88
5.4.2 Glissement par Rapport au GSY Tissé.....	91
5.4.3 Essai au Plan Incliné sur GSB Hydraté.....	92
5.4.3.1 Préambule.....	92
5.4.3.2 Méthodologie.....	92
5.4.3.3 Résultats de l'Essai Pré-hydraté.....	95
5.4.4 Glissement sur lé à un Géotextile Coupé.....	97
5.5 CONCLUSION.....	98
<b>CHAPITRE 6</b> CISAILLEMENT INTERNE AU GSB.....	99
6.1 CONTEXTE.....	99
6.2 APPROCHE EXPERIMENTALE.....	99
6.3 EXPERIMENTATION.....	99
6.4 RESULTATS.....	102
6.5 DISCUSSION.....	106
6.6 CONCLUSION.....	107
<b>CHAPITRE 7</b> RESISTANCE A L'ARRACHEMENT DES GSB.....	108
7.1 INTRODUCTION.....	108
7.2 SIMULATION DE L'ARRACHEMENT.....	109
7.3 MODE OPERATOIRE TYPE.....	111
7.3.1 Cadre Technique.....	111
7.3.2 Définitions.....	111
7.3.3 Principe de l'Essai.....	111
7.3.4 Préparation et Appareillage.....	112
7.3.5 Mise en Route de l'Essai.....	113
7.4 CONCLUSION.....	115
<b>PARTIE III: ETUDE ANALYTIQUE</b>	
<b>CHAPITRE 8</b> PRESENTATION DU MECANISME DE RUPTURE.....	116
8.1 INTRODUCTION.....	116
8.2 PROBLEMATIQUE ET HYPOTHESES.....	116
8.3 MISE EN EQUATIONS.....	117
8.3.1 Cadre Général.....	117
8.3.2 Stabilité de l'Ancrage.....	118
8.3.2.1 Ancrage par simple lestage.....	118
8.3.2.2 Ancrage en V.....	119
8.3.2.3 Ancrage en tranchée.....	119
8.3.2.4 Ancrage en fixation sur socle en béton.....	120
8.3.3 Stabilité au Glissement.....	121
8.4 CONCLUSION.....	122

<b>CHAPITRE 9</b> RESULTATS DES CALCULS ET INTERPRETATION.....	123
9.1 INTRODUCTION.....	123
9.2 STABILITE DE L'ANCRAGE PAR SIMPLE LESTAGE.....	123
9.3 STABILITE DE L'ANCRAGE EN V.....	126
9.4 STABILITE DE L'ANCRAGE EN TRANCHE.....	128
9.5 STABILITE DE LA COUCHE DE RECOUVREMENT.....	130
9.6 CONCLUSION.....	132
 CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.....	 133
 <b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	 138
<b>Annexe A: DEVELOPPEMENTS MATHEMATIQUES</b>	150
<b>Annexe B: VALEURS NUMERIQUES DES RESULTATS OBTENUS</b>	154
<b>Annexe C: PHOTOS D'ILLUSTRATION</b>	158

## LISTE DES FIGURES

1.1	Confection d'un GSB par collage et compression.....	17
1.2	Confection d'un GSB par aiguilletage ou par couture.....	17
1.3	Schématisation d'un DEGB.....	19
1.4	Croquis de GSB.....	20
2.1	Ancrage en tête par enfouissement dans une tranchée.....	34
2.2	Ancrage en tête par simple lestage.....	35
2.3	Ancrage intermédiaire en tranchée avec joint.....	35
2.4	Ancrage intermédiaire par lestage avec joint.....	35
2.5	Ancrage intermédiaire par lestage sans joint.....	36
2.6	Raccord horizontal en pied de talus.....	36
2.7	Raccord en tranchée avec apport de matériau étanche.....	36
2.8	Schéma de principe de fixation aux ouvrages annexes.....	37
2.9	Principe schématique de l'essai d'épluchage.....	41
2.10	Résistance au déchirement requise d'un GSB aiguilleté fonction de la pente et de la hauteur du sol couverture ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ).....	43
2.11	Modèle rhéologique de Kelvin.....	47
3.1	DEG en pente.....	50
3.2	Présentation éclatée du DEG indiquant les forces mises en jeu.....	50
3.3	Surfaces probables de glissement, coins glissants, forces motrices et stabilisatrices, polygones funiculaires.....	51
3.4	Coupe longitudinale d'un DEG illustrant les diverses forces impliquées.....	55
3.5	DEG en pente avec élément de renforcement (a): dispositif au-dessus de la décharge de déchets (b): dispositif en dessous de la décharge de déchets.....	56
3.6	Contraintes de cisaillement et de traction exercées sur le géosynthétique.....	57
3.7	Forme générale d'une tranchée d'ancrage.....	58
3.8	Ancrage fiché.....	59
3.9	Effondrement de l'ancrage par cisaillement du coin de butée.....	59
3.10	Ancrages élémentaires.....	60
3.11	Variation de la force d'ancrage en fonction de l'angle ( $\delta$ ) pour les divers types d'ancrage regroupés sur la figure 3.12.....	61
3.12	Dimensionnements couramment adoptés en référence.....	61
4.1	Prélèvements d'échantillons pour essais physiques.....	64
4.2	Masses surfaciques sèche et humide.....	65
4.3	Épaisseurs des spécimens sous $\sigma_v = 20 \text{ kPa}$ .....	65
4.4	Effet de la charge appliquée sur l'épaisseur du lé.....	66
4.5	Schéma de la cellule d'essai de gonflement et de perméabilité.....	67
4.6	Épaisseur réelle et épaisseur mesurée.....	68
4.7	Variation du volume absorbé d'eau par le GSB en fonction du temps.....	69
4.8	Cinétique de l'absorption 'Echelle logarithmique'.....	69
4.9	Simulation de l'absorption par régression linéaire.....	70
4.10	Bouteille de Mariotte.....	73
4.11	Variation des perméabilités des lés testés dans le temps.....	75
4.12	Entrée et sorties d'eau par rapport au GSB en test.....	78
4.13	Dispositif de mesure de la cinétique de la pression de gonflement.....	82
4.14	Cinétique de la pression de gonflement: (a) échelle arithmétique, (b) échelle logarithmique.....	82
4.15	Cinétique de l'absorption: (a) échelle arithmétique, (b) échelle logarithmique.....	82
4.16	Cinétique du gonflement dû à la déformabilité du capteur de force (a) échelle arithmétique, (b) échelle logarithmique.....	83
4.17	Déformation du capteur de force sous l'effet de la pression de gonflement.....	83

4.18	Variation de la pression de gonflement en fonction de la quantité d'eau absorbée.....	83
5.1	Dispositif nommé plan incliné	
	(a) Avant inclinaison du plan	
	(b) Rupture après inclinaison.....	86
5.2	Variation de la force de rétention du GSB en fonction de l'angle de frottement ( $\delta$ ) et la contrainte normale appliquée.....	88
5.3	Plan contrainte-déformation.....	89
5.4	Variation de la contrainte tangentielle appliquée sur le GSY et du déplacement du bac glissant en fonction de l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ).....	90
5.5	Forces appliquées au GSB.....	90
5.6	Variation de la contrainte tangentielle appliquée sur le GSY et du déplacement du bac glissant en fonction de l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ).....	91
5.7	Plan contrainte-déformation.....	92
5.8	Irrégularités de gonflement par contact rugueux.....	93
5.9	Mise à eau du spécimen à tester.....	94
5.10	Perfectionnement de la transmission des soulèvements.....	94
5.11	Fuseau granulaire adopté par EN 196-1.....	94
5.12	Evolution des soulèvements durant la phase d'hydratation.....	95
5.13	Disposition des capteurs de soulèvement.....	95
5.14	Variation de la contrainte tangentielle appliquée sur le GSY et du déplacement du bac glissant en fonction de l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ).....	96
5.15	Plan contrainte-déformation.....	96
5.16	Variation de la contrainte tangentielle appliquée sur le GSY et du déplacement du bac glissant en fonction de l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ).....	97
6.1	Plaquette clouée en bois: (a) vue en coupe – (b) vue en perspective.....	99
6.2	Assemblage avant mise en cellule.....	100
6.3	Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation.....	102
6.4	Variation de l'épaisseur des GSY testés en fonction de la déformation.....	103
6.5	Courbe de cisaillement.....	103
6.6	Cisaillement interne du GSB lié par rabattement collé (Schéma de principe).....	104
6.7	Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation.....	105
6.8	Variation de la hauteur apparente de l'échantillon en fonction de la déformation.....	105
6.9	Courbe de cisaillement du GSB testé.....	105
6.10	Contribution des filaments excentrés à la résistance au cisaillement.....	107
7.1	Schématisation des paramètres physiques en interaction.....	108
7.2	Schéma de principe d'arrachage d'une armature ancrée dans un massif de sol.....	109
8.1	Schéma général d'un DEGB en pente.....	117
8.2	Ancrage en lestage simple, forces mises en jeu et diagramme des contraintes.....	118
8.3	Ancrage en V. Forces mises en jeu et diagramme des contraintes.....	119
8.4	Ancrage en tranché. Forces mises en jeu et diagramme des contraintes.....	120
8.5	Profil d'un ancrage sur socle en béton. Forces développées et diagrammes des contraintes engendrées.....	121
8.6	Forces mises en jeu en situation de glissement d'un DEGB.....	122
9.1	Variation du rapport d'ancrage et fonction de la longueur de lestage, de l'angle d'inclinaison du talus, et des frottements aux interfaces.....	124
9.2	Variation du rapport d'ancrage en fonction de $\delta_L$ , $\beta$ et L.....	125
9.3	Variation du rapport d'ancrage en fonction de $\delta_U$ , $\beta$ et L.....	126
9.4	Variation du rapport d'ancrage en fonction de L, $\beta$ et $d_v$ .....	127
9.5	Variation de $R_A$ en fonction de $\delta_v$ , $\delta_U$ et $L_v$ .....	128
9.6	Variation du rapport d'ancrage en fonction de $\phi$ , $\gamma$ et $d_{AT}$ .....	129
9.7	Variation du facteur de sécurité du talus non renforcé par GSY.....	131
9.8	Variation du facteur de sécurité du talus renforcé par GSY.....	131

## LISTE DES TABLEAUX

1.1	Caractéristiques des GSB comparativement aux CCA. D'après Koerner et Daniel (1993), Trauger et Stam (1993), et Stief (1995) .....	16
1.2	Performances requises d'un GSB .....	18
2.1	Caractéristiques fonctionnelles .....	29
2.2	Caractéristiques de mise en œuvre .....	30
2.3	Caractéristiques de durabilité .....	30
2.4	Importants contrôles faisables sur un DEGB .....	32
2.5	Résultats d'essais de frottement selon divers auteurs (rapporté par Garcin 1997) ...	39
2.6	Résultats d'essais de cisaillement interne au GSY (rapporté par Garcin 1997) .....	40
2.7	Paramètres de cisaillement (d'après Garcin et al., 1998) .....	45
3.1	Actions et résistances à la rupture par glissement .....	50
3.2	Expressions de la force de traction pour divers types d'ancrage .....	62
4.1	Masses surfaciques et épaisseurs des échantillons .....	64
4.2	Epaisseurs sous charges .....	66
4.3	Données expérimentales .....	68
4.4	Perméabilités des échantillons testés .....	74
4.5	Effets de divers paramètres physiques du sol et du type d'équipement .....	77
4.6	Mesures en fin des essais .....	79
4.7	Résultats des essais effectués sur GSB humidifiés par trempage .....	80
4.8	Caractéristiques du spécimen testé .....	81
5.1	Caractéristiques physiques du GSB testé .....	86
5.2	Force tangentielle pré-estimée (kN) .....	88
5.3	Force de rétention (kN/dm) .....	88
5.4	Résultats de l'essai au plan incliné .....	89
5.5	Résultats de l'essai au plan incliné .....	92
5.6	Résultats de l'essai au plan incliné sur GSB Hydraté .....	96
5.7	Glissement à GTX coupé .....	97
6.1	Caractéristiques physiques du GSB testé .....	102
6.2	Caractéristiques physiques du second GSB testé .....	104
7.1	Résultats d'essais d'arrachement .....	114

## INTRODUCTION

La variété des sols rencontrés dans la nature est infiniment grande. Dans des cas de plus en plus fréquents, un terrain, devant impérativement être utilisé, présente des caractéristiques mécaniques et physico-chimiques assez médiocres. L'ingénieur est appelé à trouver des méthodes fiables visant à compenser les défauts recensés. Dans le cas où le terrain objet de réalisation et l'ouvrage-même projeté sont incompatibles d'un point de vue interaction mécanique, deux alternatives se présentent en solution éventuelle:

- 1- application de procédés de génie civil en vue d'adapter l'ouvrage aux capacités du terrain qui le supporte,
- 2- amélioration des caractéristiques physiques et mécaniques du sol support pour fin de le rendre constructible.

Lorsque le sol présente des caractéristiques vraiment distinctes par rapport à son utilisation technologique, les développements à apporter à l'ouvrage projeté sont reconnus insuffisants pour compenser l'inadéquation en question. De même, les réformes pouvant être apportées au sol support sont reconnues coûteuses et d'efficacité limitée face à la complexité du milieu sol et des mécanismes qui s'y manifestent.

A partir d'un niveau de difficulté et d'incompatibilité des mécanismes pouvant se produire entre sol et structure, une solution au problème posé devient impossible sous l'optique du résonnement ci-dessus indiqué (c.-à-d. adaptation du sol et/ou de l'ouvrage). Une idée géniale est apparue depuis presque un-demi siècle. C'est celle de mise en œuvre d'un matériau d'apport pour remplir une fonction telle que le système d'équations soit soluble. Depuis, une multitude de produits 'd'apport' s'est développée. Ceux-ci sont connus sous l'appellation produits géosynthétiques.

La faisabilité d'une telle alternative considère trois principales phases: la conception et fabrication du produit géosynthétique, l'étude des interactions mécaniques dans le triplet sol-structure-géosynthétique, et la mise en œuvre du procédé en question. D'autres aspects technologiques tels que contrôle des exécutions, étude économique et perfection des mises en œuvre sont tacites.

Pour le cas de la présente étude, le matériau proposé comme artifice de solution est un produit Géo-Synthétique Bentonitique (GSB) réputé pour être très faiblement perméable, voire étanche. La conception d'un GSB est assez simple. Elle repose sur la technologie de fabrication des géotextiles. Les conditions technologiques sont, donc, favorables pour l'utiliser comme produit d'apport au sol. L'esprit de l'ingénieur l'incite, d'ailleurs, à explorer et exploiter toute alternative dans le but d'apporter des solutions pratiques aux problèmes rencontrés.

Un GSB est un matériau constitué de mélange d'une argile et de produit géotextiles. C'est un composé faisant fonction de barrière hydraulique. C'est-à-dire servant à rendre le sol imperméable. De nos jours, les GSB sont largement manufacturés et en plusieurs variétés pour satisfaire les diverses conditions fonctionnelles. Les GSB se présentent généralement en tapis de 7 à 10 mm d'épaisseur, d'une largeur de 3m à 5m, et d'une masse surfacique d'environ 5kg/m<sup>2</sup>. Le rôle de la bentonite est de gonfler en s'humidifiant et former, ainsi, un élément barrière devant les traversées d'eaux ou d'autres matières fluides.

Dans les sujets qui ont trait à l'environnement, les GSB sont le plus fréquemment utilisés pour constituer une couche d'isolation contre la contamination de la nappe phréatique par des déchets urbains et/ou

ménagers. Ils peuvent être utilisés seuls ou en juxtaposition avec d'autres produits d'isolation tels que les géomembranes (GMB). Les structures telles que les réservoirs enterrés, les lieux de rejets d'eaux usées, les bassins de lagunage et les aires de stockage sont des exemples typiques pour l'utilisation des GSB. L'utilisation de ces produits a pris de l'ampleur et s'élargit de jour en jour pour concerner des structures civiles et industrielles, ainsi que des ouvrages d'art tels que les routes et les pistes d'aérodromes. Ceci pour protéger le sol et la nappe d'eau contre des déversements d'éventuels liquides industriels. De même, les GSB sont utilisables dans les ouvrages hydrauliques tels que les barrages, les retenues collinaires et les lacs artificiels.

En une dizaine d'années, les géosynthétiques de manière générale se sont développés, en termes d'importance technologique, depuis des produits secondaires et d'utilisation limitée à une industrie mondiale de chiffres d'affaire quasiment incalculables. Aucune classe de produits utilisés en génie civil et activités de construction n'a atteint un succès aussi impressionnant en une durée de temps aussi courte (Koerner, R.M., 1994).

La situation technologique actuelle des géosynthétiques est aussi bien passionnante du point de vue nouveautés et défis réalisés que dangereuse du point de vue mal-connaissances impliquées. Un développement aussi accentué laisse poser nombre d'interrogations parmi lesquelles:

- pourquoi ces produits n'ont-ils pas été développés et utilisés bien avant aujourd'hui?
- A qui revient l'initiative de conception et d'utilisation des géosynthétiques?
- Quel est le devenir de cette technologie et des industries s'y rapportant?

De part les possibilités d'utilisation des GSB, des secteurs de recherche s'y sont intéressés. Les sujets d'investigation et de recherche se sont accentués sur les comportements des GSB en termes d'humidification/séchage, de gonflement/retrait, et de la perméabilité/étanchéité sous l'effet des conditions environnementales telles que les gradients hydrauliques, les variations thermiques, les contraintes de chargement/confinement, les sollicitations statiques ou dynamiques, et les agressions mécaniques et/ou chimiques.

La jeune expérience scientifique et technique sur la manutention et l'utilisation des GSB prévoit des perspectives jugées positives et bien encourageantes pour le progrès technologique. Cependant, les variétés de GSB disponibles actuellement sur le marché mondial incitent les secteurs de planification, de gestion et de contrôle à veiller à l'adéquation de chaque produit au cas d'utilisation pratique. D'autre part, il faut reconnaître qu'il reste beaucoup à faire au sujet de l'exploration, l'étude et le développement de ces matériaux.

L'étude en cours repose principalement sur une analyse expérimentale visant la reconnaissance et l'appréciation de propriétés hydro-mécaniques de quelques GSB. La mise en œuvre réelle d'un GSB et l'observation des comportements dans le temps requièrent une assez longue durée de temps. Une telle étude est faisable dans un cadre de recherche appliquée ou d'étude spécifiques.

Le programme expérimental régissant l'idée évoquée plus haut est sommairement articulé autour de:

- 1- la reconnaissance des caractéristiques géométriques, physiques et hydrauliques du matériau GSB
- 2- l'étude du comportement du GSB en relation avec les conditions environnementales: humidification/séchage, chargement/décharge, qualité de l'eau d'infiltration, contraintes de fonctionnement, réseaux d'écoulement, ...

La présente thèse comprend deux parties distinctes. La première partie, comprenant trois chapitres, traite de la recherche bibliographique et présentation de quelques idées gouvernant la conception et fonctionnement des produits d'étanchéité, les GSB en particulier. Le chapitre premier rapporte une présentation et des définitions des GSB couramment utilisés en géotechnique, génie civil et travaux hydrauliques ayant relation avec l'environnement. Le chapitre 2 présente, plus en détail, la confection des GSB, leur conception, ainsi que la notion de dispositif d'étanchéité par géosynthétiques bentonitiques (DEGB). Le chapitre 3 met l'accent sur certains aspects de stabilité mécanique des GSB disposés en pente. Cette disposition est retrouvée dans la quasi-majorité des cas pratiques.

La seconde partie porte précisément sur une étude expérimentale de matériaux géosynthétiques bentonitiques choisis, arbitrairement, parmi d'autres. Cette seconde partie regroupe quatre principaux chapitres numérotés de 4 à 7. Le chapitre 4 fait l'objet d'essais d'identifications physiques et hydrauliques souvent nécessaires en reconnaissance géotechnique. L'accent est ponctuellement mis sur le pouvoir étanchéité du matériau en question. Puis vient le chapitre 5 traitant d'un aspect à conséquences souvent sous estimées. En effet, l'étanchéité des GSB ne doit pas être recherchée au détriment de la stabilité globale du DEGB. C'est pourquoi la résistance au glissement d'un GSB par rapport aux matériaux mis en contact est, justement, vérifiée. De plus, la résistance au cisaillement interne du GSB doit être suffisamment sécuritaire. C'est l'aspect exprimé au titre du chapitre 6. Un autre aspect, toujours lié à la résistance au glissement et particulièrement redouté car se manifeste en différé. Celui-ci est la résistance à l'arrachement (communément appelé pull-out test). C'est un état intermédiaire entre le glissement par cisaillement et la rupture par traction. Le chapitre 7 examine, de plus près, les conditions favorisant une rupture en pull-out, ainsi que le développement de ce mécanisme. Un dispositif expérimental est, justement, conçu à l'occasion de l'étude de cet aspect.

La troisième partie (étude analytique) de cette thèse comporte deux chapitres:

Le chapitre 8 est principalement une présentation de méthodes de calcul analytique de stabilité des DEGB en plan incliné. L'acheminement de la formulation analytique, en tenant compte des hypothèses de calcul, y est exposé.

Le chapitre 9 présente les résultats des calculs en faisant varier les paramètres potentiels de donnée. L'impact de chacun des paramètres, sur le résultat obtenu, est observé. Le chapitre 9 fait, aussi, objet d'analyse et discussion des résultats obtenus en conformité avec ceux trouvés antérieurement ou dans des travaux similaires. Le défaut de normalisation technique régissant les essais faisables s'avère un handicap faisant obstacle à la comparaison des résultats.

Enfin, le chapitre 10 exprime une conclusion pouvant être retenue au titre de la présente thèse, ainsi que des recommandations pratiques émises à l'issue de l'étude établie.

Les annexes A et B sont plutôt introduits pour mettre à disposition les résultats numériques des essais effectués de même, des développements mathématiques y sont déplacés pour ne pas encombrer les idées principales évoquées dans les textes des chapitres. Les développements mathématiques peuvent être repris en modifiant des hypothèses émises ou les techniques de résolution. Les valeurs numériques présentées en détail en annexe A sont disposées dans l'objectif d'être, éventuellement, exploitées autrement par autrui.

L'annexe C est un recueil de photographies illustratives et commentées de sites visités, et/ou de chantiers suivis tout au long de l'élaboration de ce travail.



## **CHAPITRE 1 NOTIONS SUR LES PRODUITS GEOSYNTHETIQUES BENTONITIQUES**

### **1.1 PREAMBULE**

L'idée de conception de couches d'argile servant de barrière contre les infiltrations à travers les structures civiles et hydrauliques relève de plusieurs siècles. Ce procédé d'imperméabilisation s'est développé ces vingt dernières années en qualité et en domaines d'utilisation. Compte tenu de leurs natures et formes, la Norme ASTM D4439 définit les Géosynthétiques Bentonitiques (GSB) comme étant 'des produits manufacturés en forme de nappe associant de la bentonite ou tout autre matériau de très faible perméabilité à des géotextiles (GTX) ou des géomembranes (GMB). L'ensemble est lié par couture, par aiguilletage, ou par adhésion via un liant chimique'. Le comité Français des géosynthétiques (CFG) définit ceux-ci comme des produits manufacturés en forme de nappe associant des géosynthétiques à de la bentonite, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil, et assurant une fonction d'étanchéité (Gisbert et Debattista, 1998). Le terme géosynthétique désigne à la fois des géotextiles et/ou des géofilms.

En termes de descendance, les GSB tirent leur origine des 'Couches Compactées d'Argile' (CCA), ou CCL comme Compacted Clay Liners. Les CCA ont, longtemps été réalisées dans la plupart des travaux en terre pour produire de l'étanchéité, et/ou pour éviter le développement et le transfert de micro-organismes origine de maladies. Elles sont, de moins en moins réalisées pour leurs faibles qualités par rapport aux GSB. Les CCA requièrent une maîtrise de l'utilisation d'engins appropriés de malaxage, de terrassement, de nivellement, et de compactage, sans oublier la recherche de carrières et les essais d'identification et de convenance nécessaires avant leur mise en œuvre. Si les CCA doivent être utilisées comme couche de recouvrement, le compactage devient, alors, assez délicat lorsqu'il s'agit de déchets à recouvrir. On rappellera que les déchets sont des matériaux peu denses et de grande compressibilité. L'épaisseur de la CCA à mettre en place varie de 30cm à 100cm pour garantir une perméabilité satisfaisante de l'ordre de  $10^{-9}$  m/s dans les meilleures conditions. De plus, les CCA sont très sensibles aux cycles humidification/séchage et/ou gel/dégèle. Koerner et Daniel (1993) apportent que les cycles répétitifs de gel/dégèle occasionnent des fissurations de craquement pouvant atteindre 1m de profondeur, ce qui est franchement inadmissible par rapport à la fonction principale escomptée d'une CCA; l'étanchéité. Ces fissures ne peuvent même pas se refermer à la suite d'apport d'eau car la plupart des argiles utilisées en corps de CCA ne sont pas (ou sont très peu) expansives.

Par ailleurs, les dépôts de déchets sont reconnus développer des tassements au bout d'une période de temps de moyen terme. Dans le cas où le tassement serait général, la couche d'argile de recouvrement s'affaisse en bloc, ce qui ne pose pas de problèmes notables. Cependant de sérieux problèmes techniques se posent lorsque le tassement des déchets, et par conséquent la couche d'argile de recouvrement, est différentiel. Ce dernier cas est le plus fréquent compte tenu de l'hétérogénéité structurelle des déchets. Le tassement différentiel occasionne la formation et le développement de micro-failles dans la masse d'argile. Dans les meilleurs cas, celles-ci ne peuvent supporter des déformations relatives excédant 1%. La recherche de carrières adéquates et, surtout, le transport des matériaux depuis la carrière jusqu'au site de construction se répercutent directement sur le prix de revient de réalisation de la CCA et peuvent l'augmenter vachement. La durée de réalisation est, elle aussi, un paramètre stratégique fonction de nombre de conditions. Les chutes de pluies, par exemple, obligent l'utilisation de moyens supplémentaires de mise en œuvre ainsi qu'un retardement des délais d'exécution. Les devis sont alors davantage augmentés.

## 1.2 SPECIFICITES GENERALES DES GSB PAR RAPPORT AUX CCA

Le tableau 1.1 résume les principales différences notées entre les GSB et les CCA. En ce qui est des caractéristiques de dessiccation et de perforation:

**Dessiccation:** Daniel et Bordman (1993) rapportent que la dessiccation des GSB développe un réseau de fissures qui se referment après ré-hydratation. En réalité la dessiccation d'une couche d'étanchéité ne constitue pas un problème en soi, car le dessèchement du milieu au voisinage de la couche d'étanchement suppose que cette dernière n'a même pas lieu d'exister. C'est, en fait la ré-hydratation brutale qui pourrait être préjudiciable. Les CCA sont relativement sensibles aux cycles humidification/dessiccation qui occasionnent des chemins préférentiels d'infiltrations.

**Perforation:** Les GSB sont assez sensibles aux poinçonnements et cicatrises. Les perforations de petites tailles peuvent être occasionnellement colmatées par de la bentonite durant son processus de gonflement. Cet aspect n'est pas redouté dans les CCA à cause de leurs épaisseurs suffisamment larges.

**Tableau 1.1: Caractéristiques des GSB comparativement aux CCA.  
D'après Koerner et Daniel (1993), Trauger et Stam (1993), et Stief (1995).**

PARAMETRE	Géosynthétique Bentonitique	Couche Compactée d'Argile
Matériaux	Géotextiles, géofils et bentonite	Sols naturels ou mélangés à la bentonite
Epaisseur	De 7 à 10 mm lorsque hydraté	30 à 90 cm
Coef. de perméabilité	$< 5.10^{-11}$ m/s	$< 10^{-9}$ m/s
Cadence de mise en œuvre	Rapide et simple	Lente et ± compliquée
Qualité de confection	Fournie par le fabricant	Naturellement hétérogène
Mise en œuvre	Relativement simple	Personnel qualifié + équipement lourd
Retrait et/ou dessiccation	Pas de dessiccation sans hydratation prématurée	Probabilité de dessiccation durant la phase de mise en œuvre
Disponibilité	Productible et transportable	Très reliée à l'emplacement du site
Coût d'installation	1 à 1.5 unité monétaire /m <sup>2</sup>	1 à 5.5 unité monétaires/m <sup>2</sup>
Expérience	Nouvelle et non encore maîtrisée	Bien maîtrisée par la pratique continue
Réglementation	Non encore disponible	Bien éditée et approuvée
Expérimentation	Pas de test sur site	Essais de laboratoire + suivi et contrôle
Stabilité fonctionnelle	A vérifier analytiquement	Variable mais maîtrisable
Préparation du site	Très importante	Moins exigeante
Durée de réalisation	Mise en œuvre rapide	Lente et conditionnée
Besoin en eau	Non nécessaire	Mise à eau impérative
Qualité de mise en œuvre	Facilement atteinte	Difficilement maîtrisable
Sensibilité au gel	Faible	Affecte étroitement la perméabilité
Réparation	Facile et rapide	Pose nombre de difficultés
Sensibilité aux tassements	Non préjudiciable	Assez redoutée

A cause de tous les arguments exposés ci-dessus, et bien d'autres exhaustivement non révélés, des recherches ont été poussées dans le but de remplacer les CCA par d'autres matériaux technologiquement meilleurs. Cependant, il faut reconnaître que, par rapport à leurs ancêtres, les GSY présentent des défauts d'adhésion lorsqu'entreposés en plan incliné. De même, et à cause de leur nature cohésive, les CCA présentent une faible perte de résistance à l'aval du pic de cisaillement.

### 1.3 CONCEPTION DES GSB

Les GSB, ou Geosynthetic Clay Liners (GCL), ont été conçus et substitués aux CCA pour leurs évidents avantages par rapports à ceux-ci. En tête de liste peut être citée la faible perméabilité des GSB. Elle est de l'ordre de  $10^{-11}$  m/s. En utilisant un code de calcul simulant hydrologiquement les champs d'écoulement dans une masse de sol à travers une paroi d'étanchéité, Schroeder trouve que les GSB sont 18 fois moins 'permittifs' que les CCA. La permittivité calculée par Schroeder (1989) est exprimée en litres/ha/h.

Les GSB sont généralement manufacturés en nappes de 4mm à 6mm d'épaisseur, de 2m à 5m de largeur et de 30m à 60m de long. Ceux-ci sont livrés sous forme de rouleaux protégés par des sacs étanches contre l'humidification. La quantité de bentonite (en poudre ou en granulats) contenue dans 1 m<sup>2</sup> de GSB varie de 3kg à 6 kg selon les fabricants et selon l'utilisation. Dans la plus part des GSB, le taux de bentonite est de 5kg/m<sup>2</sup>. Les figures 1.1 et 1.2 montrent sommairement le procédé de fabrication d'un GSB.

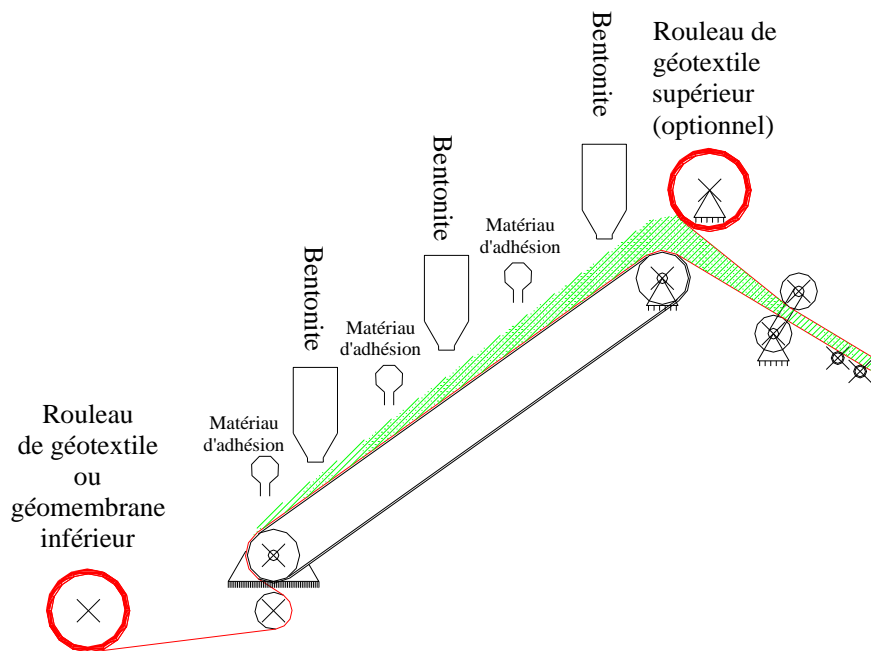


Figure 1.1: Confection d'un GSB par collage et compression.

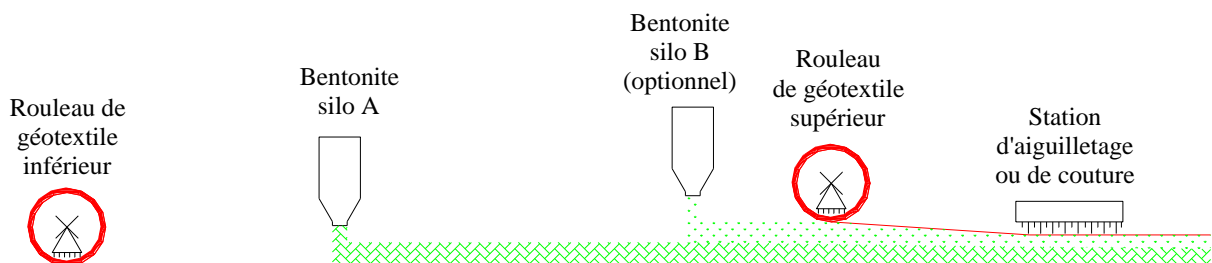


Figure 1.2: Confection d'un GSB par aiguilletage ou par couture.

De par leur fonction d'étanchéité, les GSB sont utilisés dans:

- les bassins de lagunage, de décantation d'eau ou de liquides pollués,
- les centres de stockage de déchets,
- ouvrages de protection de la nappe phréatique,
- les canaux,

- les ouvrages hydrauliques en terre tels que les barrages et leurs structures annexes,
- les routes et les ouvrages assimilés tels que les chaussées et les pistes d'atterrissage.
- les travaux de fondation, ...

Par ailleurs, les GSB montrent des tolérances bien appréciées aux tassements différentiels. Selon LaGatta (1992), les GSB peuvent supporter des déformations relatives allant jusqu'à 15% malgré une déformabilité de la bentonite n'excédant pas 3.4% (Koerner et Daniel, 1994).

De par leur manutention, les GSB sont plus maîtrisables et mieux contrôlables que les sols. Ils peuvent être mis en place pour une cadence allant de 4000m<sup>2</sup> à 8000m<sup>2</sup> par jour selon le cas. Ce qui induit, certes, une réduction notable des délais des travaux. Selon les spécificités de confection, le type de projet à réaliser et les conditions de mise en œuvre, les qualités requises d'un produit géosynthétique sont, plus ou moins, déterminées pour répondre aux exigences technico-économiques en question.

**Tableau 1.2: Performances requises d'un GSB.**

Les grandeurs les plus significatives des produits apparentés sont: la masse surfacique, l'épaisseur, la résistance et l'allongement sous contrainte de traction, et la perméabilité à l'eau. Le tableau 1.2 présente certaines grandeurs et valeurs des performances escomptées d'atteindre dans les cas courants. L'expérience et les travaux de normalisation sont des références capitales dans la quantification et l'encadrement des performances requises.

ELEMENT	UNITE	VALEUR REQUISE
<b><i>Bentonite</i></b>		
Teneur en eau	%	≤ 10
Indice de gonflement	ml	≥ 25
Absorption d'eau	%	≥ 600
<b><i>Géotextile</i></b>		
Masse surfacique	kg/m <sup>2</sup>	*
Epaisseur	mm	*
Résistance à la traction	N/m	*
Résistance au déchirement	kPa	*
<b><i>GSB</i></b>		
Masse surfacique	kg/m <sup>2</sup>	≥ 5
Epaisseur	mm	*
Résistance à la traction	N/m	*
Résistance au poinçonnement	N	*
Résistance au déchirement	kPa	*
Perméabilité	m/s	≤ 10 <sup>-11</sup>

\* Dépend du type de produit et des spécificités de mise en œuvre.

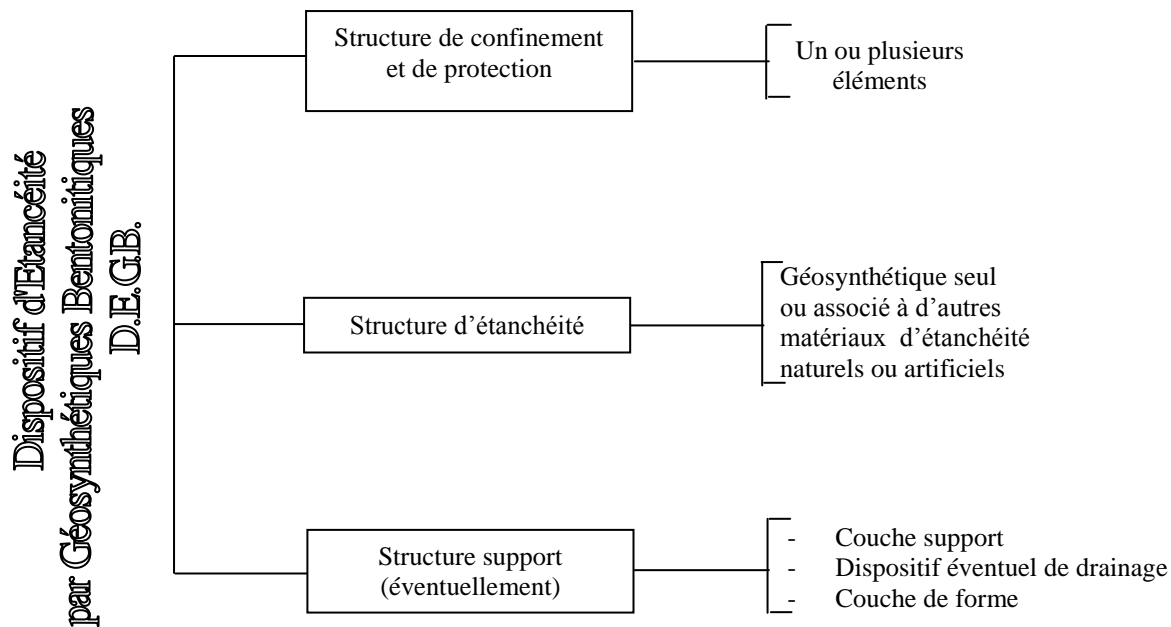
## 1.4 COMPOSITION D'UN DEGB

### 1.4.1 Généralités et Nomenclature

Pour remplir sa fonction principale, un GSB doit être mis en place en commun avec d'autres matériaux structuraux. L'ensemble des éléments mis en œuvre pour assurer au mieux l'étanchéité constitue le Dispositif d'Etanchéité par Géosynthétique Bentonitique (DEGB). Le DEGB est généralement constitué de trois ensembles d'éléments:

- La structure support,
- la structure d'étanchéité, et
- la structure de confinement et recouvrement.

Le nombre d'éléments constituant chaque ensemble peut être réduit selon le cas pratique d'utilisation. La figure 1.3 montre, schématiquement, les divers éléments pouvant constituer un GSB.



**Figure 1.3: Schématisation d'un DEGB.**

Les matériaux constituant un DEGB doivent satisfaire les critères:

- d'étanchéité du fait de la fonction principale que doit remplir un GSB
- de conditions géométriques et hydro-mécaniques de l'ouvrage à considérer
- d'interactions chimiques entre le sol, l'eau immobilisée et les constituants du GSB
- de rentabilité économique vis à vis de l'ouvrage projeté.

### 1.4.2 Structure Support

Le rôle de la structure support est de faciliter la mise en place du GSB. Lorsque le terrain est relativement accidenté ou irrégulier, une autre couche dite de forme doit être réalisée en matériaux naturels ou artificiels. Plus tard, lorsque l'ouvrage sera fonctionnel, la structure support servira pour répartir les contraintes appliquées au GSB de sorte à réduire au minimum les dommages pouvant en être occasionnés. La structure support doit être chimiquement résistante aux éventuelles agressions du sol, éviter le poinçonnement du GSB, et 'anéantir' toute sorte de végétation susceptible de se développer à leur voisinage, et ce aussi bien durant les travaux de mise en place qu'en phase de fonctionnement. Il importe de souligner aussi les conséquences néfastes dues aux sous-pressions hydrauliques ou gazeuses. Cet aspect est développé plus loin dans la section 2.2.1.

### 1.4.3 Structure d'Étanchéité

Le corps d'un GSB est constitué à base de bentonite réputée pour son caractère gonflant. Pour accomplir sa fonction d'étanchéité, un GSB doit être gorgé d'eau et sujet à un confinement. La bentonite désigne une famille d'argiles découvertes vers 1888 à Fort Benton dans le Wyoming (U.S.A.). Le principal minéral argileux constituant la Bentonite ( $\geq 60\%$ ) est la montmorillonite dont les premiers gisements furent découverts à Montmorillon en France. Le reste des constituants est assez varié et comprend le quartz, le mica, le feldspath, la pyrite, la goéthite, et la kaolinite. La couleur de la bentonite est étroitement liée aux types et quantités de minéraux constitutifs. Elle peut être verte, rouge, grise, blanche ou bariolée.

Selon le type de cations échangeables à la surface des mailles argileuses de la Bentonite ( $\text{Na}^{++}$ ,  $\text{Ca}^{+}$ ), celle-ci est dite sodique naturelle ou calcique naturelle respectivement. Le comportement vis à vis du gonflement entre ces deux familles de Bentonites est nettement différent: La Bentonite sodique naturelle ( $\text{Na}^{++}$ ) absorbe environ 4.5 fois plus d'eau que la Bentonite Calcique naturelle ( $\text{Ca}^{+}$ ). En présence d'eau, la première gonfle, systématiquement, plus que la seconde. Des procédés artificiels permettent de traiter une Bentonite calcique pour la rendre, en grande proportion, sodique. Cette dernière est alors dite 'calcique activée'.

Pour être soigneusement mise en place dans le GSB, la bentonite doit être contenue dans une structure lui permettant une répartition spatiale uniforme et une isolation par rapport au sol. Cette structure est couramment appelée géotextile. La figure 1.4 montre quelques modes de liaison des GSB.

Dans le cas général, les géotextiles sont des matériaux textiles constitués d'un ensemble de fibres synthétiques perméables à l'eau et à l'air, employés dans le domaine du génie civil et de la géotechnique, en contact avec des sols ou d'autres matériaux de construction. Dans le cas des GSB, les géotextiles se limitent aux fonctions de séparation, de renforcement, de protection et de contenance.

Les caractéristiques des géotextiles dépendront de la nature des fibres, fils, filaments, ou bandelettes utilisés, du type de polymère utilisé, des formes des constituants et de leurs modes d'assemblage. Les principaux polymères utilisés sont le polyester, le polyamide, le polyéthylène, le polypropylène et l'aramide.

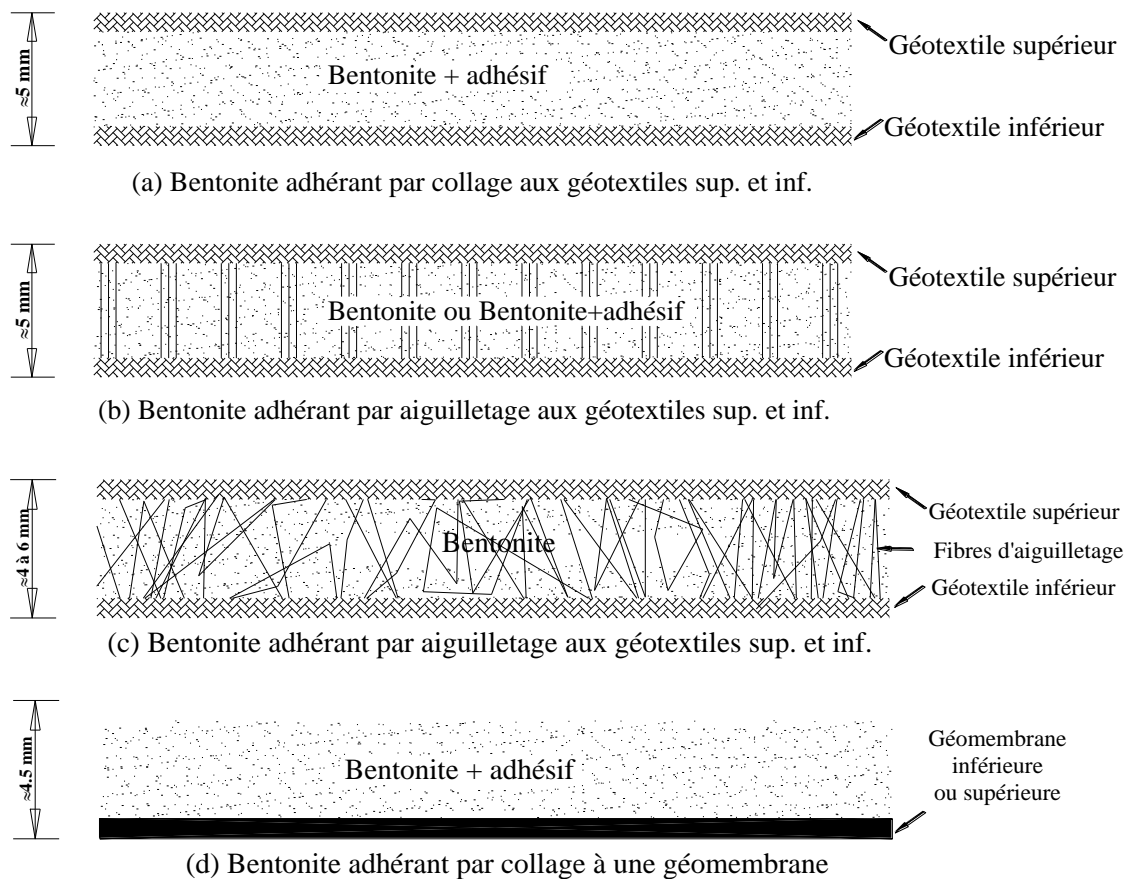


Figure 1.4: Croquis de GSB.

Les principales familles de géotextiles sont:

- les géotextiles tissés, constitués couramment par entrecroisement à angle droit de deux ou plusieurs systèmes de fils, fibres, filaments, bandelettes, ou autres,
- les géotextiles non tissés, constitués de courtes fibres ou de filaments répartis aléatoirement. La cohésion est assurée par un traitement spécial de liaison chimique, mécanique, ou thermique.
- Les géotextiles tricotés, composés de fibres d'armatures longitudinales déposées, perpendiculairement, sur des fibres d'armatures transversales. Ces fibres sont liées par fil de couture aux points d'intersection.

En outre, la structure d'étanchéité peut être constituée de géofilms. Ce sont des produits manufacturés en forme de nappe à base de polymères d'épaisseur inférieure à 1mm.

#### 1.4.4 Structure de Recouvrement

Dans le cas général, la structure de recouvrement est dite de confinement et protection. C'est par abus de langage et à cause du fait que les GSB étaient, jadis, entreposés horizontalement, que le terme recouvrement est encore (mais de mois en mois) utilisé. La protection peut se faire par le biais de matériaux naturels ou artificiels.

Les fonctions principales de la structure de confinement sont:

- répartition uniforme de la contrainte appliquée sur le GSB pour régulariser le gonflement et l'hydratation de la Bentonite. Ceci affectera directement l'état d'étanchéité,
- protéger le GSB contre les divers types d'agressions éventuelles,
- faire face aux éventuelles sous-pressions.

Dans le cas particulier de l'utilisation de matériaux artificiels pour le recouvrement, il est nécessaire d'en vérifier la continuité de l'étanchéité. Si, par contre, c'est des matériaux naturels du type granulaire qui sont mis en contact avec le GSB, les recommandations ci-dessous doivent être prises en compte afin d'assurer des contraintes de confinement les plus uniformes:

- Dimension des plus gros grains = 0.4mm.
- Coefficient d'uniformité du matériau supérieur à 10.
- Absence de particules angulaires susceptibles de nuire mécaniquement au GSB.

#### 1.5 PROPRIETES DES GSB

La venue des GSB dans le domaine du génie civil et de l'hydraulique fut rapide et intense. A l'heure actuelle, une normalisation de mesures des propriétés physiques et mécaniques des GSB n'est pas disponible malgré le grand éventail d'essais effectués dans plusieurs laboratoires. Les essais effectués sur les GSB sont inspirés ou reproduits de ceux effectués sur d'autres matériaux.

##### Propriétés physiques

**a) Type d'argile:** La diffraction aux rayons X (XRD) est l'essai donnant, avec précision, la composition minéralogique d'une argile. Cependant, la XRD est très coûteuse, et seulement quelques laboratoires sont habilités à l'effectuer. L'analyse au bleu de méthylène est nettement meilleur marché que la XRD, et peut être effectuée pour évaluer, sur la base de la capacité d'échange de cations, le taux de montmorillonite contenue dans un échantillon d'argile.

**b) Epaisseur:** La mesure de l'épaisseur d'un GSB pose, jusqu'à présent, des difficultés de faisabilité à cause de leur nature compressible et expansive. La norme ASTM D1777 propose de mesurer l'épaisseur des spécimens de GSB sous charge massique donnée.

**c) Masse surfacique:** La mesure des masses surfaciques d'un GSB (Masse surfacique de la bentonite et/ou des géotextiles) pose, elle aussi, des difficultés pratiques de faisabilité telles que:

- la délicatesse de coupure d'un spécimen sans déversement de la bentonite au niveau des bordures,
- la variabilité de la teneur en eau selon les conditions de stockage, ambiantes et de manipulation.
- la difficulté d'extraction de la bentonite du GSB.
- nature des matériaux géotextiles s'apprêtant à l'étirement.

La masse surfacique du GSB pourrait être déduite à partir d'un rouleau entier de matériau. Cependant, les résultats de la mesure seront très peu précis à cause de la taille du rouleau et de sa masse pouvant atteindre 1.3 tonnes. La norme ASTM D3776 donne les dispositions générales de mesure des masses surfaciques, cependant, beaucoup reste à faire dans ce contexte.

**d) Adhésion:** Des analyses chimiques appropriées peuvent être effectuées dans le but de reconnaître les types de liants chimiques mis en œuvre pour maintenir la bentonite en place. Ce type d'analyse est rarement effectué. C'est, plutôt, la résistance vis à vis du décollement qui est mise en relief. La bonne adhésion de la bentonite aux GTX et/ou aux GMB peut être appréciée sur la base d'observations de la perméabilité et du gonflement du GSB en question.

**e) Revêtement:** Désignant les géotextiles et les géomembranes, la qualité de ces matériaux est importante à considérer car ils affectent directement les performances du GSB en matière:

- d'uniformisation de la répartition de la bentonite,
- de résistance au cisaillement interne et sur chacune des faces externes du GSB,
- de résistance à la crevaisson,
- de perméabilité transversale, et
- de perméabilité aux zones de recouvrement.

Il importe de signaler, d'autre part, que les qualités mécaniques et physico-chimiques des GTX et GMB sont considérablement diminuées durant le procédé de manutention du GSB. A l'issue des opérations d'aiguilletage et de couture, par exemple, une bonne part de résistance à la traction des géotextiles est perdue.

**f) Teneur en eau:** C'est une propriété extrêmement importante à considérer car c'est elle qui gouverne le gonflement de la bentonite, et par là, l'état d'étanchéité. La bentonite est un matériau réputé pour être très absorbant. A l'état dit 'sec', la bentonite possède une teneur en eau de l'ordre de 15%. Selon l'état d'humidification, la teneur en eau de la bentonite peut atteindre et même dépasser les 300%.

### Propriétés hydrauliques

**a) Hydratation:** La bentonite est reconnue être le principal élément d'étanchéité. Le comportement gonflant de la bentonite est étroitement lié à la nature du fluide hydratant et à l'intensité de la charge mécanique de confinement. Parmi quelques fluides testés par Leisher (1992), l'eau distillée offre le gonflement le plus grand des bentonites. En contre partie, la bentonite humidifiée au kérosène ne gonfle pas. En outre, la bentonite semble ne pas être davantage affectée si l'eau distillée est la première à l'avoir hydraté.



**b) Gonflement libre:** Le gonflement libre de la bentonite est un essai standard dans lequel, 2g de bentonite sont laissés gonfler librement dans une éprouvette contenant 100ml d'eau durant 24h. Après stabilisation, la bentonite se dépose le long d'une tranche plus ou moins épaisse. Le gonflement libre peut être défini par le rapport de la hauteur occupée par la bentonite trempée et la hauteur totale occupée par l'eau.

**c) Pouvoir absorbant:** La norme ASTM E946 définit le pouvoir absorbant d'un matériau comme la variation du volume de celui-ci suite à la succion d'eau d'une source se trouvant au ras du matériau. De même, Heerten et al.(1995) considèrent le pouvoir gonflant comme la quantité d'eau retenue, par absorption, sur un matériau rapportée à la masse sèche de celui-ci.

**d) Perméabilité transversale:** Le terme 'perméabilité' est souvent utilisé dans la littérature bien que les termes 'conductivité hydraulique', 'permittivité', ou encore 'flux hydraulique' sont, techniquement, plus significatifs. Jusqu'à l'heure actuelle, les essais de perméabilité effectués sur les GSB sont quasi-identiques à ceux effectués sur les sols. Les essais de perméabilité peuvent s'effectuer aussi bien dans un oedo-perméamètre, ou dans une cellule triaxiale. Les valeurs des coefficients de perméabilité généralement obtenus sont de l'ordre de  $3 \cdot 10^{-10}$  cm/s à  $6 \cdot 10^{-9}$  cm/s. Les travaux de Heyer (1995) montrent que le coefficient de perméabilité d'un GSB est indépendant du gradient hydraulique pour des valeurs courantes de celui-ci. De même, un essorage de la bentonite à travers les géotextiles n'est pas à craindre.

**e) Perméabilité au recouvrement:** Cette grandeur est jugée importante à mesurer puisque dans la pratique, les lés GSB sont souvent enchaînés par simple recouvrement. La largeur de recouvrement est recommandée de 150mm au minimum. Par crainte d'infiltrations intensives dans le plan de recouvrement, une couche consistante de bentonite est mise en place entre les deux lés pour renforcer l'étanchéité. Il faudra aussi tenir compte que les GSB mis en place peuvent être soumis à de fortes sollicitations de traction ou en mouvements différentiels, ce qui nécessite de prévoir une plus large bande de recouvrement.

### Propriétés mécaniques

Les GSB mis en place sur les talus, soumis au cisaillement, en contact avec des surfaces rugueuses ou sous l'effet de contraintes thermiques sont dits mécaniquement excités. Leur fonctionnement hydraulique peut, alors, être sensiblement affecté.

**a) Résistance à la traction en large bande:** La résistance à la traction des GSB est essentiellement celle des géotextiles qui les composent. Ceci du fait de la faible résistance à la traction de la bentonite aussi bien à l'état sec que humide. Par conséquent, les essais de traction sont effectués sur les géotextiles ou géomembranes, non pas individuellement mais associés en GSB. La norme ASTM D4595 permet d'évaluer le comportement d'un GSB en large bande. Les résultats d'essais rapportés par Wilson et al. (1995) montrent que la résistance à la traction dépend effectivement, dans une large mesure, des géotextiles utilisés.

**b) Résistance à la traction axi-symétrique:** Des interrogations techniques bien fondées se posent au sujet du comportement des GSB vis-à-vis de la traction axi-symétrique, surtout lorsque ceux-ci sont utilisés comme produits de recouvrement. Jusqu'à l'heure actuelle, il n'existe malheureusement pas d'essais appropriés à ce type de sollicitation pour le GSB. Ceci à cause de la grande permittivité des géotextiles. L'idée de mettre une fine membrane flexible en dessous du GSB peut être exploitée de sorte à déduire les paramètres requis de la résistance à la traction axi-symétrique de celui-ci.

**c) Résistance au cisaillement direct:** Le cisaillement des GSB est possible via une boîte de dimensions convenables ressemblant à celle utilisée pour le cisaillement des sols. Les observations recensées dans plusieurs travaux dans le domaine attestent que:

- les GSB sont relativement plus résistants au cisaillement à l'état sec. Réciproquement, leur résistance au cisaillement s'affaiblit lorsqu'ils sont gonflés.
- l'aiguilletage augmente la résistance au cisaillement dans tous les cas de situation. Cependant, la rupture est atteinte pour de grandes déformations.
- le fluide d'hydratation affecte la résistance au cisaillement en faible proportion par rapport à d'autres paramètres.

En outre, la résistance au cisaillement des GSB doit être quantifiée en contact avec les géotextiles, les géogrilles (GGR), les géofillets (GNT), et les géomembranes (GMB).

**d) Résistance au poinçonnement:** Du fait de leur faible épaisseur par rapport aux couches de sols immédiatement juxtaposées, et des matériaux pouvant en être directement en contact, la résistance au poinçonnement des GSB doit être judicieusement vérifiée. Les essais effectués ici et là pour vérifier la résistance au poinçonnement utilisent divers outils de piquetage. L'aspect colmatant de la bentonite expansée est bienfaisant pour les cas de faibles déchirures.

### Propriétés d'endurance

L'élément le plus concerné par la notion d'endurance est la bentonite du fait de son rôle fondamental dans le GSB. Il convient, alors, de vérifier les quelques paramètres physiques qui suivent dans le but de garantir les meilleures performances.

**a) Gel/dégel:** Dans la littérature, cette propriété est faiblement exposée. Daniel et Boartman (1993) rapportent quelques aspects de comportement des GSB vis-à-vis du gel, cependant des investigations condensées doivent être entreprises. La perméabilité du GSB est, évidemment, la grandeur la plus visée à ce sujet.

**b) Gonflement/retrait:** L'exposition à des cycles intenses et répétitifs d'humidification/séchage est aussi un paramètre important dans la mesure où ceci peut occasionner des fissures de dessiccation dans le matériau GSB. Là aussi, peu de travaux sont rapportés. Des essais normalisés ne sont pas encore disponibles. Cette situation reflète, vraisemblablement, des cycles d'humidification/séchage où deux saisons hydrologiquement très différentes se succèdent. La mise à eau des spécimens GSB dans les essais de laboratoire se fait de façon instantanément brusque. L'humidification reste appliquée jusqu'à immersion de tout le matériau.

Dans la pratique, les choses se présentent différemment. L'humidification, ainsi que le séchage, du GSB s'effectuent progressivement compte tenu de la présence de matériaux de confinement. En outre, le début d'une période chaude ou pluviale induit, systématiquement, la rupture du processus d'humidification ou de séchage antérieur (respectivement). Des essais de perméabilité en phase non saturée sont indiqués dans l'objectif de mieux cerner cet aspect. Cependant, il faut observer les difficultés techniques de simulation physique de conditions environnementales.

Au-delà de plusieurs cycles humidification / séchage, la résistance au cisaillement d'un sol compacté augmente. La cohésion augmente par désordre de la structure de la matière, ce qui occasionne un

enchevêtrement supplémentaire (Allam et Sridharan, 1981). A mesure que le nombre de cycles humidification / séchage augmente, le retrait a tendance à se stabiliser, cependant le gonflement augmente sensiblement. Robert (1994) soupçonne que l'augmentation du gonflement est due aux fissures développées dans le sol à cause du retrait. Celles-ci permettent une introduction rapide et profonde de l'eau dans le sol. En fait, la présence et le développement de fissures dans les sols testés par Robert (1994) favorisent effectivement un gonflement rapide mais pas plus amplifié. Le pourcentage de gonflement est strictement lié à la quantité d'eau absorbée et adsorbée par le sol. Cet aspect peut être observé sur les résultats même de l'auteur. En effet, la durée des intervalles de temps humidification/séchage est relativement courte (02 jours) pour épuiser tout le potentiel de gonflement. C'est à dire au minimum 90% du gonflement total. Ce sont les gonflements finaux (anticipés par calcul prévisionnel) qu'il faut comparer plutôt que ceux en début du gonflement.

**c) Adsorption:** La capacité d'échange de cations est déterminée pour estimer le pouvoir absorbant du GSB. Ce paramètre est variable selon la nature des substances en contact avec le produit d'étanchéité. Ceux-ci peuvent être organiques ou minéraux.

**d) Rupture d'eau:** La plupart des travaux décrivant la perméabilité des GSB supposent le matériau bentonitique à l'état saturé. Ceci n'est pas toujours évident, et l'eau en contact du GSB peut être coupée pour une quelconque raison. La structure du matériau bentonitique peut, alors, être modifiée en termes d'étanchéité. De même, la variabilité de la concentration du fluide retenu est à considérer pour la même raison.

## 1.6 CONCLUSION

Ce premier chapitre est une introduction générale à la culture et connaissances élémentaires sur les produits géosynthétiques. Un peu d'histoire et quelques définitions de base sont nécessaires pour appréhender le langage technique utilisé.

Les GSB sont, en fait, une perfection technologique de la pratique des CCA. L'ingéniosité des chercheurs aboutit à ce que plusieurs disciplines concourent pour l'obtention d'un tel produit. Jusqu'à un passé proche, le couplage entre géotechnique et industrie était peu vraisemblable. Cependant, les contraintes d'urbanisation et les développements des recherches incitent à tenter des dispositions souvent non théoriquement démontrables. C'est une première raison pour laquelle les équations mathématiques ne peuvent être à hauteur des conceptions à adopter.

Le chapitre met l'accent sur le niveau de maîtrise du savoir faire. La bonne mise en œuvre est une condition incontournable pour garantir le fonctionnement optimal et normal de l'étanchéité par GSB. Les caractéristiques physiques, hydrauliques et mécaniques des différents GSB sont assez nombreuses, ce qui devrait permettre de cerner les types requis parmi la multitude de ceux fabriqués.

## **CHAPITRE 2 CONEPTION D'UN DISPOSITIF D'ETANCHEITE PAR GEOSYNTHETIQUE BENTONITIQUE**

### **2.1 INTRODUCTION**

Pour concevoir un dispositif d'étanchéité par géosynthétique bentonitique (DEGB), il importe de considérer les conditions de mise en œuvre et les sollicitations futures. La conception d'un DEGB est fonction:

- des conditions topographiques du site,
- de la destination fonctionnelle de l'ouvrage,
- de la nature chimique du produit à retenir ou à stocker,
- des conditions de réalisation, d'exploitation et d'entretien.

Il existe donc plusieurs DEGB, et l'étude de conception d'un DEGB doit viser un objectif technico-économique reposant sur des essais de laboratoire et sur l'expérience de travaux similaires. L'étude de conception doit, en outre, optimiser les coûts de fabrication et de mise en œuvre.

### **2.2 CONCEPTION**

#### **2.1.1 Cadre Technique**

La conception d'un DEGB est une opération itérative comprenant plusieurs étapes. Les principales phases de conception d'un DEGB sont:

- 1- l'identification des paramètres à prendre en considération,
- 2- l'identification de l'emploi du DEGB,
- 3- l'identification des caractéristiques fonctionnelles, de mise en œuvre et de durabilité du DEGB, et
- 4- l'examen des caractéristiques spécifiques à un ouvrage donné.

#### **2.2.2 Paramètres à Prendre en Compte**

Les paramètres à prendre en considération sont fruits de la synthèse prospective du site, des conditions de réalisation, et du fonctionnement de l'ouvrage. La conception du DEGB ne doit tolérer en aucun cas le développement d'efforts de traction ou de cisaillement importants. Le GSB ne doit pas remplir la fonction de renforcement. Celui-ci assure la fonction d'étanchéité une fois suffisamment hydraté et en présence d'une structure de confinement. En règle générale, les dispositions à prendre en compte sont dictées par la nature de l'ouvrage à réaliser. Dans tous les cas, le DEGB est appelé à épouser la forme de l'ouvrage à étancher. Il est conseillé d'adopter des formes simples pour l'ouvrage pour en faciliter la mise en place.

#### *vis à vis des talus*

Le GSB ne doit avoir aucune fonction stabilisatrice à l'égard des pentes naturelles ou artificielles (remblais, déblais) sur lesquelles il est placé. La stabilité d'un talus fait l'objet d'une étude de mécanique des sols. Celle-ci n'a rien à voir avec les GSB. Néanmoins, les faibles pentes facilitent la mise en place et la réalisation correcte des DEGB du point de vue accès du personnel et assemblages. L'étude de mise en place du DEGB doit tenir compte:

- des pentes et hauteurs du talus,
- des caractéristiques de cisaillement interne du GSB en comparaison avec les contraintes de service,
- des paramètres de cisaillement du sol et des diverses interfaces,

- de la présence de la nappe phréatique, de sources d'eaux et des divers états hydriques, et
- des contraintes de mise en service.

#### vis à vis des conditions climatiques

En général, les GSB sont entreposés recouverts lors de la mise en œuvre. L'incidence néfaste des intempéries et des rayons solaires n'est pas envisagée. La pose des GSB par temps de pluie est déconseillée car le GSB serait mis en place déjà gonflé, ce qui réduit nettement ses performances au service. Si les conditions climatiques rendent impossible la mise en œuvre des matériaux de confinement sans dommage, les travaux devront être arrêtés.

#### vis à vis des sous-pressions

Les sous-pressions peuvent, elles aussi, nuire au bon fonctionnement du DEGB. Celui-ci étant conçu pour imperméabiliser le sol, les écoulements doivent, donc, y être arrêtés. La circulation de fluides dans le GSB risque d'occasionner l'entraînement de la bentonite. Si des sous-pressions générées par des liquides ou des gaz sont à craindre, il conviendra:

- d'équilibrer la sous-pression par une épaisseur adaptée de la structure de confinement, ou
- d'atténuer les sous-pressions par un dispositif de drainage adéquatement dimensionné tenant compte des caractéristiques de perméabilité des sols et matériaux à utiliser, et des niveaux extrêmes de la nappe phréatique. Dans tous les cas, l'affluent drainé doit être évacué.

#### vis à vis des tassements

La souplesse des GSB permet, de manière générale, une bonne adaptation aux déformations courantes du sol. Cette déformation doit, cependant, être vérifiée lors du dimensionnement. Une déformation exagérée du GSB peut facilement induire des déchirures indésirables. A ce titre, il est important:

- de réaliser une structure support limitant les effets de ces déformations, notamment les mouvements différentiels.
- de substituer localement les matériaux compressibles ou gonflants.
- d'augmenter l'épaisseur de la couche support.

Les structures rigides d'un DEGB, telles que les drains, reposant sur une assise déformable, doivent faire objet d'une étude à part. De même, l'érosion et l'instabilité hydraulique des sols environnants au GSB doit faire objet d'un examen à part.

#### vis à vis du poinçonnement

Le DEGB doit aussi être conçu de sorte à éviter un éventuel poinçonnement au GSB. Les poinçonnements éventuels du GSB peuvent être du type mécanique (temporaires ou permanents) ou du type hydraulique tels que les pressions hydrostatiques localisées. Des expérimentations en laboratoire ou sur site permettent d'optimiser le dimensionnement du GSB vis-à-vis du poinçonnement. Ceci pour définir une ou plusieurs dispositions adéquates entre la structure d'étanchéité et la structure support et de protection.

#### précautions pratiques

Tenant compte de la fonction principale d'un GSB, il importe de tenir compte de tout ce qui trait à la stabilité mécanique, et physico-chimique des matériaux. Les paramètres ci-dessous sont, notamment, soulignés:

- Protection contre les sollicitations dues aux écoulements, en particulier lorsque ceux-ci provoquent des efforts tangentiels ou des turbulences. Il faut bien s'assurer que ces fluides en écoulement ne viennent pas en contact direct avec le GSB.
- Les vagues ou le batillage créent sur la berge des sollicitations hydrodynamiques alternées. Les structures support, de confinement et de protection doivent être dimensionnées en tenant compte de ces efforts.
- Le DEGB doit être protégé contre les agressions de produits chimiques stockés, retenus ou transportés. Le GSB utilisé doit être judicieusement choisi selon les produits à manipuler.
- Les racines venant en contact du GSB peuvent percer ce dernier et occasionner, par conséquent, des passages préférentiels de fuites pouvant se développer dans le temps. C'est pourquoi il est impératif de
  - débarrasser la structure support de toute végétation,
  - mettre le GSB hors d'atteinte des racines en choisissant une couche de protection et de confinement d'épaisseur et de nature adaptées,
  - sélectionner des espèces végétales de courtes racines,
  - entretenir régulièrement l'ouvrage pour maîtriser le développement de la végétation.
- Le dimensionnement des structures de confinement et de protection doivent être dimensionnées en considération du trafic routier éventuel.

### 2.2.3 Caractéristiques Fonctionnelles du GSB

De part leurs conceptions et leur mode de fonctionnement, les GSB peuvent être employés:

- en **étanchéité simple** lorsque ceux-ci assurent seulement la fonction d'étanchéité.
- en **étanchéité combinée** lorsque l'étanchéité de l'ouvrage est assurée principalement par un autre géosynthétique ou un produit naturel. Le GSB participe de façon passive à l'étanchéité. Il peut, occasionnellement, assurer les fonctions de réparation et/ou de protection. La fonction de réparation est définie comme l'aptitude du GSB à colmater et limiter une fuite ponctuelle dans l'élément principal d'étanchéité.

Pour être exploité de façon optimale, le GSB doit être conçu en considérant deux critères d'analyse:

- Critère fonction: C'est à dire destination ou emploi du GSB dans l'ouvrage.
- Critère tenant compte des caractéristiques sur la base des fonctions retenues. Ces caractéristiques sont de trois types:
  - Fonctionnelles: ce sont les caractéristiques minimales nécessaires pour que le GSB assure ses fonctions dans l'ouvrage,
  - De mise en œuvre: ce sont les caractéristiques minimales requises pour que les conditions de réalisation, plus ou moins sévères, ne puissent altérer les capacités fonctionnelles du matériau.
  - De durabilité: C'est l'ensemble des caractéristiques minimales que le GSB doit présenter pour que sa fonction soit assurée durant toute la vie de l'ouvrage.

Les tableaux 2.1 à 2.3 résument les caractéristiques générales citées dans la présente section.

Les essais énumérés dans les tableaux 2.1, 2.2, et 2.3 sont relativement qualitatifs dans la mesure où, à l'état actuel des connaissances, il est invraisemblable de quantifier ces grandeurs de façon standard pour des raisons de:

- manque de retour d'expérience. L'utilisation des produits géosynthétiques date de quelques années seulement. Des expériences notables ne semblent pas être évidentes.
- non disponibilité d'essais standards dans le domaine. Ceci est conséquence directe du jeune âge des géosynthétiques. La majorité des travaux actuels sont à caractère recherche et observation. La normalisation des essais nécessitera beaucoup de travaux de synthèse.
- Diversité des matériaux pouvant être introduits sous le titre géosynthétiques.

**Tableau 2.1: Caractéristiques fonctionnelles.**

Elément	FONCTIONS		
	ETANCHEITE	REPARATION	PROTECTION
<b>GSY</b>	Ouverture de filtration		
<b>Bentonite</b>	- Granulométrie à sec - Valeur de bleu - Absorption d'eau - Pouvoir de gonflement - Minéralogie	- Pouvoir de gonflement	
<b>GSB</b>	- Retrait - Auto-cicatrisation - Masse de bentonite par unité de surface du GSB - Masse surfacique du GSB - Epaisseur - Perméabilité sous contrainte - Gonflement sous contrainte de confinement - Frottement - Cisaillement interne - Pelage - Perméabilité des joints - Traction - Conteneurisation	- Souplesse	- Poinçonnement statique
<b>DEGB</b>	- Stabilité sur pente - Conteneurisation	- débit de fuite sur perforation amorcée	- Poinçonnement statique - Poinçonnement dynamique

**Tableau 2.2: Caractéristiques de mise en œuvre.**

ELEMENT	FONCTIONS		
	ETANCHEITE	REPARATION	PROTECTION
<b>GSY</b>	Ouverture de filtration		
<b>Bentonite</b>	Teneur en eau	Teneur en eau	
<b>GSB</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Traction</li> <li>- Dommages durant la mise en œuvre</li> <li>- Frottement</li> <li>- Cisaillement interne</li> <li>- Poinçonnement dynamique</li> <li>- Traction sur les joints</li> <li>- Conteneurisation</li> </ul>	Conteneurisation	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poinçonnement dynamique</li> <li>- Dommages durant la mise en œuvre</li> <li>- Perforation dynamique</li> </ul>
<b>DEGB</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Stabilité sur pente</li> <li>- Conteneurisation</li> <li>- Percement par granulat sur support rigide</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poinçonnement statique</li> <li>- Poinçonnement dynamique</li> <li>- Percement par granulat sur support rigide</li> </ul>

**Tableau 2.3: Caractéristiques de durabilité.**

ELEMENT	FONCTIONS		
	ETANCHEITE	REPARATION	PROTECTION
<b>GSY</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Résistance chimique</li> <li>- Résistance U.V.</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Résistance chimique</li> <li>- Résistance aux U.V.</li> </ul>
<b>Bentonite</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Teneur en eau</li> <li>- Vieillissement</li> <li>- Minéralogie</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pouvoir de gonflement</li> <li>- Teneur en eau</li> </ul>	
<b>GSB</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Traction</li> <li>- Cisaillement interne</li> <li>- Conteneurisation</li> <li>- Résistance aux dégradations chimiques, climatiques et biologiques</li> </ul>	Conteneurisation	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poinçonnement à long terme</li> <li>- Résistance aux dégradations chimiques et biologiques</li> </ul>
<b>DEGB</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Stabilité sur pente</li> <li>- Poinçonnement statique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- débit de fuite sur perforation amorcée</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poinçonnement à long terme</li> </ul>

Dans le but de s'assurer de la bonne adéquation du GSB utilisé et des travaux effectués pour la réalisation d'un DEGB, des contrôles sont entrepris par le maître de l'ouvrage, dans le cadre de ses préoccupations pratiques, et/ou par le maître d'œuvre, de part sa mission fonctionnelle.

Les contrôles de mise en œuvre d'un DEGB peuvent être effectués sur la structure support, sur la structure d'étanchéité, sur la structure de confinement, et/ou sur les ouvrages civils concernés. Un contrôle de mise en œuvre se traduit, généralement, par des valeurs quantitatives à respecter et/ou par des recommandations techniques à entreprendre. Le tableau 2.4 donne l'essentiel des contrôles effectués sur un DEGB.

Parmi les contrôles cités dans le tableau 2.4, certains sont nécessairement faisables (N), d'autre sont applicables (A) selon le cas étudié.



La fréquence des contrôles à effectuer sur les différents constituants d'un DEGB dépend principalement de la durée de vie de l'ouvrage, des quantités de matériaux mis en place, de l'homogénéité des matériaux utilisés en structure support et en structure de confinement et de protection, et du risque que pourrait entraîner un dysfonctionnement du DEGB. En matière de mise en place du DEGB, il est question de maîtriser la circulation des engins de chantier, l'implantation des zones de stockage des produits, et la qualification des personnels.

Ces essais sont réalisés lors de la fabrication du GSB, à la réception sur site, et après sa mise en œuvre. Ceux-ci s'intègrent, globalement, dans deux familles d'essais:

- *Essais d'identification* permettent de caractériser le(s) produit(s) via des modes opératoires non nécessairement représentatifs des conditions réelles d'emploi.
- *Essais de performance* déterminant le comportement des produits dans des conditions reproduites de celles réelles.
- *Essais de convenance* in-situ pouvant substituer ou compléter les essais de performance.

La stabilité des DEGB est vérifiée via une étude géotechnique de toutes les interfaces de celui-ci. La stabilité de l'ensemble des structures mises en œuvre doit être vérifiée à court et à long terme.

**Tableau 2.4: Importants contrôles faisables sur un DEGB.**

Réception de la structure existante	Réception des produits avant mise en œuvre	Mise en œuvre	Réception de la Structure
<b>STRUCTURE SUPPORT</b>			
Réception du fond de forme: - géométrie (N) - végétation (N) - accessibilité (N)	Contrôle visuel (N): - nature des matériaux	Densité sèche (A)	Géométrie (N)
		Épaisseur des couches (A)	Portance et déformabilité (A)
	Caractéristiques des matériaux (A)	Teneur en eau (A)	Contrôle visuel (N): - état de surface - angle vif
		Géométrie (N)	
Points singuliers (N)			
Réception des matériaux manufacturés (N): - reconnaissance - décharge et stockage	Ancrage (N): - géométrie - état de surface des tranchées d'ancrage		
		Perméabilité (A)	
<b>STRUCTURE D'ETANCHEITE</b>			
Réception de la structure support: - géométrie (N) - portance et déformabilité (A)	Contrôle visuel (N): - conditionnement - stockage	Essais de performance (A)	Etat de surface (A): - déchirure - décollement - propreté - plis
		Essais d'identification (A)	
		Conditions de manutention (N)	
Contrôle visuel: - état de surface - angles vifs	Réception des produits (N)	Conditions climatiques (N)	
	Essais d'identification (A)	Assemblages (N)	
	Essai de performance (A)	Respect du plan de pose	Assemblages (A)
Planche d'essai (A)		Raccordements (N)	Etat de raccordement (A)
		Lestage provisoire (A)	Contrôle visuel des points singuliers (A): - dimensions - emplacement - dispositions constructives
		Contrôle visuel de l'état de surface (N): - déchirure - décollement - propreté - plis	
		Points singuliers (A) - dimensions - emplacement - dispositions constructives	
<b>STRUCTURE DE CONFINEMENT ET DE PROTECTION</b>			
Réalisation de la structure d'étanchéité (N)	Contrôle visuel (N): - nature des matériaux	Densité sèche (A)	Réception de la structure de confinement: - géométrie (N) - portance (A)
Planche d'essais (A)		Épaisseur des couches (N)	
	Caractéristiques des matériaux (A)	Teneur en eau (A)	
	Réception des matériaux manufacturés (N): - reconnaissance - décharge et stockage	Géométrie (N)	Épaisseur finale (N)
	Points singuliers (A)		
		Respect de la procédure de mise en œuvre	

### 2.2.4 Mise en Œuvre

La mise en œuvre d'une DEGB est une opération de grande importance car le fonctionnement de celui-ci est étroitement lié à sa mise en place. Une véritable organisation de chantier doit être préalablement établie pour mener à bien cette opération de mise en œuvre. Le plan organisationnel des travaux doit

expliciter les phases préparatoires du chantier, les différentes phases des travaux et, éventuellement, les phases d'arrêt et de reprise des travaux selon, principalement, les conditions climatiques.

En outre, le plan de pose du DEGB doit indiquer clairement le sens de déploiement des géosynthétiques en tenant compte de la géométrie de l'ouvrage et des points de raccordement. Un suivi de chantier est, évidemment, nécessaire.

#### 2.2.4.1 Fond de forme

La couche de forme, comme son nom l'indique, est réalisée pour permettre une harmonisation des irrégularités du terrain tout en respectant la forme géométrique escomptée. Pour être réalisé dans les règles de l'art, le fond de forme doit être:

- entièrement dégagé de toute végétation, terre végétale, ou dépôts de matières organiques susceptibles de pousser. Ceci pour éviter des poinçonnements différés du GSB et les dégagements de gaz souvent nuisibles.
- compacté selon les procédés courants connus en mécanique des sols. Ce compactage est nécessaire dans le but d'éviter des tassements ultérieurs, ainsi que d'éventuelles érosions.

#### 2.2.4.2 Structure support

La structure support assure la fonction de support au produit d'étanchéité proprement dit. Celle-ci est constituée:

- éventuellement d'une couche de forme pour compléter celle du fond de forme, et pour assurer portance et régularité de surface adaptées à la couche support.
- d'une couche support en matériaux doux sur laquelle viendra se poser le GSB.

La structure support est généralement constituée de matériaux tels que le sable fin, matériau lié, GSY, ... Ceux-ci confèrent une interface adaptée au GSB, et sont mécaniquement non agressifs. Les matériaux pulvérulents, sensibles au ravinement, à la circulation du chantier et au batillage pourront être stabilisés par un liant approprié. En outre, la couche support peut comprendre des géotextiles drainants ou filtrants. Cependant elle doit être exempte de flaques d'eau lors de la mise en œuvre de la structure d'étanchéité. De même, les engins de chantier ne doivent pas altérer l'état de surface de la couche support.

#### 2.2.4.3 Structure d'étanchéité

De part sa nature fonctionnelle, la structure d'étanchéité (GSB) doit être soigneusement manipulée. Les caractéristiques d'étanchéité et de gonflement sont les critères de base régissant toute opération de mise en œuvre. Dans le contexte de mise en œuvre d'un GSB, il importe de considérer le:

- conditionnement: Les GSB doivent être livrés en rouleaux enveloppés dans un emballage étanche et portant une notice d'identité.
- transport et stockage: Les GSB sont transportés sur place et éventuellement temporairement stockés avec un soin suffisant. L'aire de stockage doit être plane, drainée et débarrassée de tout élément agressif. Les rouleaux entreposés sont disposés les uns sur les autres dans une même direction. Une protection complémentaire, contre les intempéries, est prévue en cas de stockage prolongé.
- plan de pose et récolement: Le plan de pose des GSB doit indiquer le sens de déploiement, les lieux et modes de raccordement en tenant compte de la nature et géométrie de l'ouvrage, le sens du

drainage, les découpes particulières, et le mode d'assemblage des lés. Lors de la mise en place réelle du GSB, le plan de pose et de récolement est corrigé en tenant compte du positionnement réel des lés, des réparations, des points singuliers et les prélèvements éventuels d'échantillons.

- **mise en place:** La mise en place du GSB comprend: approvisionnement et stockage, déroulage et positionnement, mise en recouvrements, ancrage, raccordement aux ouvrages et aux points singuliers. Les rouleaux sont manipulés grâce à des engins équipés d'un système de levage/déroulage. Les opérations de manutention doivent éviter l'abîmât de l'état de surface des structures support. De même, les rouleaux de GSB ne doivent pas être traînés sur le sol. Au déroulage, il faudra respecter la largeur minimale de recouvrement ainsi que la conception des ancrages. Dans le cas particulier d'un talus, le déroulage s'effectue du haut vers le bas et suivant la ligne de plus grande pente. Ceci pour faciliter la mise en œuvre et éviter la dégradation de la structure support. Les recouvrements horizontaux sont évités, sauf exception où une étude de faisabilité est menée.
- **recouvrement:** Pour assurer la continuité de l'étanchéité, et une adaptation du GSB à la structure support, des lés sont souvent utilisés. Le recouvrement dans le sens de la longueur des lés est généralement compris entre 15cm et 30cm, et est souvent de 20cm. Aux extrémités des rouleaux, le recouvrement est d'au moins 40cm. Ceci pour compenser les éventuels défauts d'extrémité. En règle générale, pour assurer la continuité de l'étanchéité au droit du recouvrement, il faudra que:
  - tous les lés soient parfaitement tendus de façon à éviter les plis et irrégularités.
  - les lés soient plaqués les uns sur les autres aux endroits de recouvrement.
  - la zone de recouvrement soit exempte de corps étrangers.

Pour une assurance fiable de l'étanchéité au droit des zones de recouvrement, de la bentonite en poudre ou granulaire est mise en place entre les lés (figures 2.3 et 2.4 ).

- **ancrage:** L'ancrage du GSB est une opération nécessaire pour garantir une stabilité vis-à-vis des glissements globaux ou partiels. Celui-ci peut être réalisé par enfouissement ou par simple lestage. Les figures 2.1 à 2.8 montrent divers cas d'encrage de GSB.

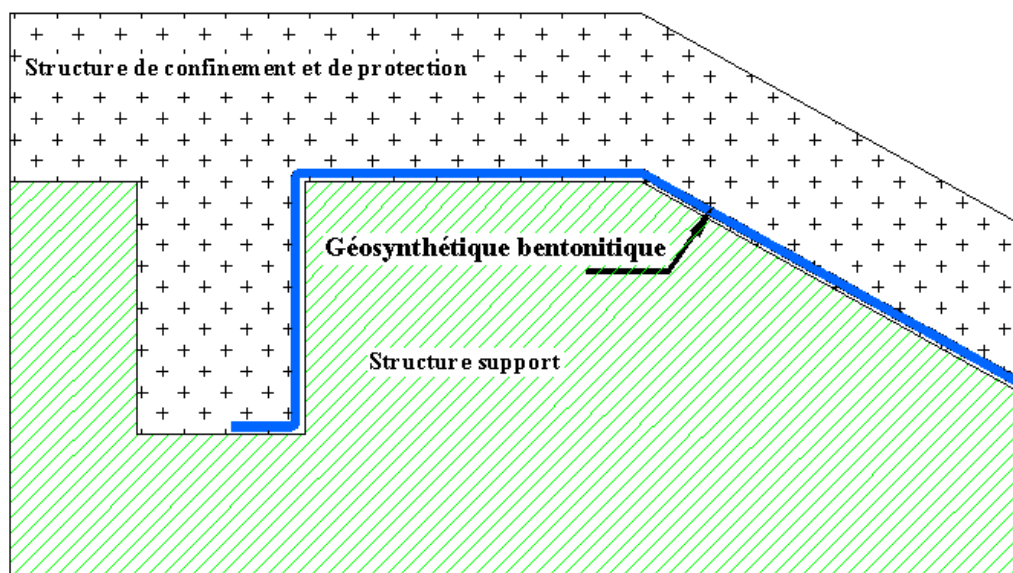


Figure 2.1: Ancrage en tête par enfouissement dans une tranchée.

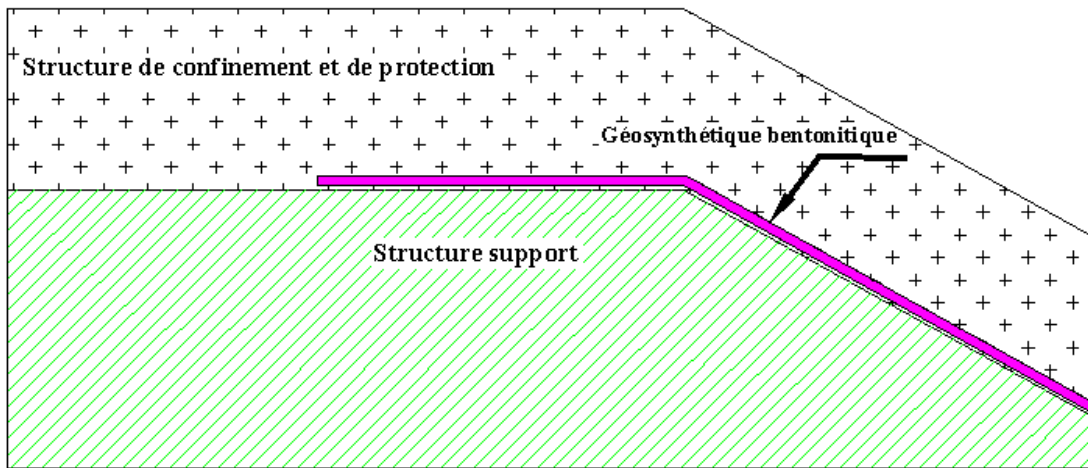


Figure 2.2: Ancrage en tête par simple lestage.

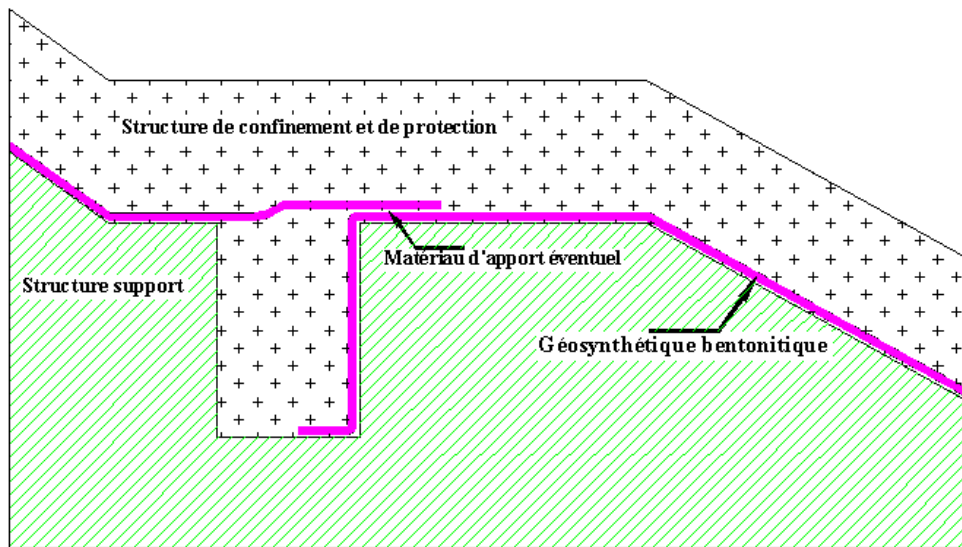


Figure 2.3: Ancrage intermédiaire en tranchée avec joint.

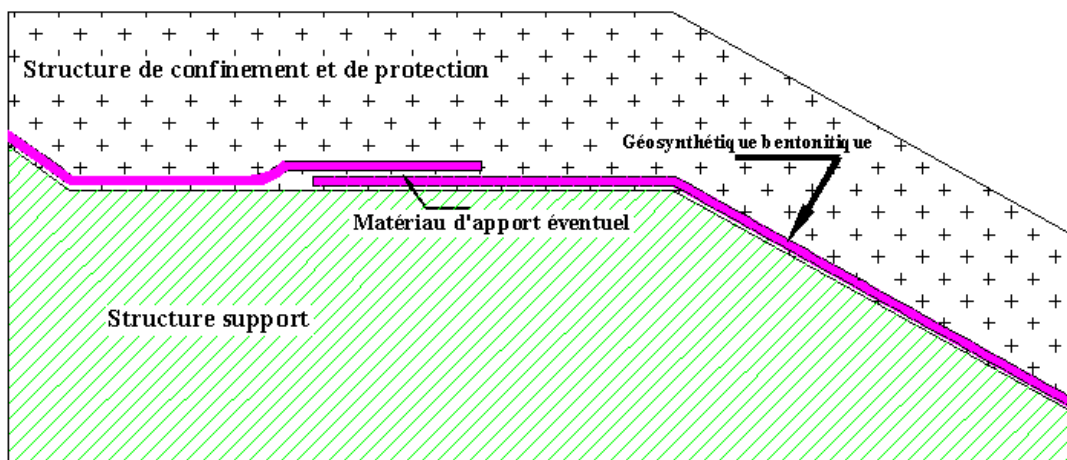


Figure 2.4: Ancrage intermédiaire par lestage avec joint.

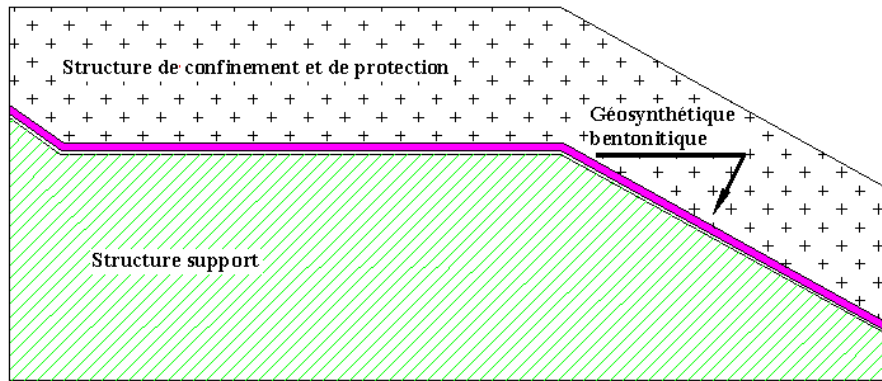


Figure 2.5: Ancrage intermédiaire par lestage sans joint.

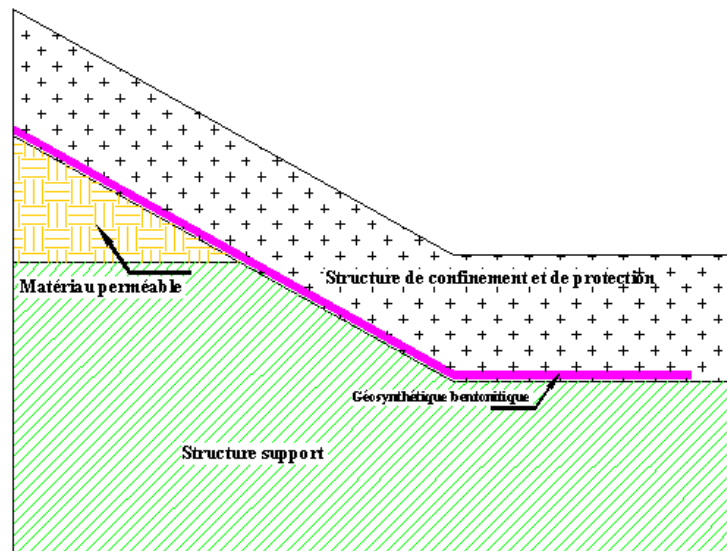


Figure 2.6: Raccord horizontal en pied de talus.

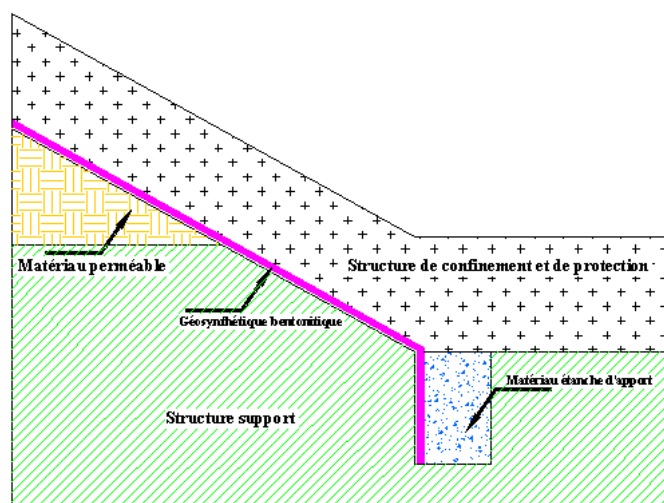
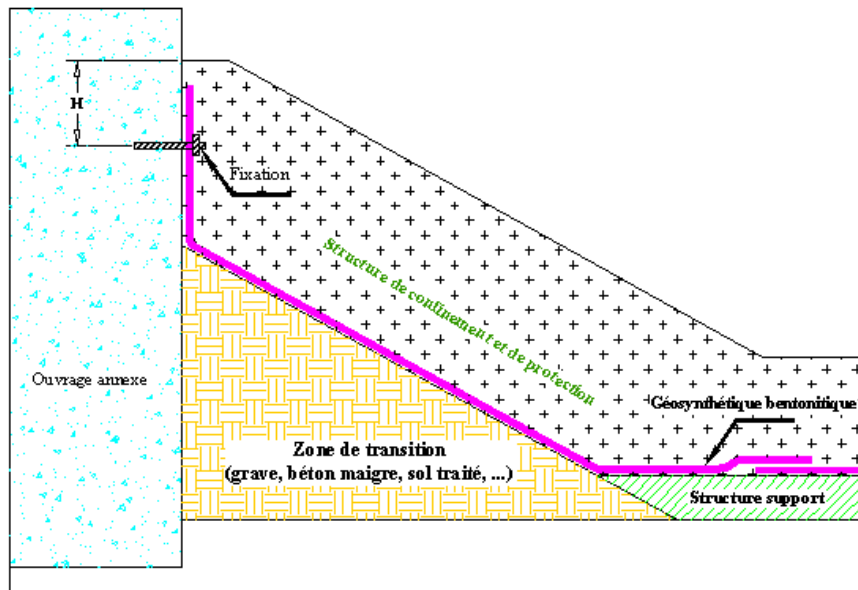


Figure 2.7: Raccord en tranchée avec apport de matériau étanche.



**Figure 2.8: Schéma de principe de fixation aux ouvrages annexes.**

➤ raccordement aux ouvrages: La fixation des GSB par simple compactage s'avère insuffisante. Aussi, un système fiable de fixation est exécuté. Les ouvrages auxquels le GSB est relié sont souvent des structures civiles ou hydrauliques construites en béton, en maçonnerie, en terre, en plastique ou autres.

L'étanchéité au droit des raccordements est assurée par serrage d'un réglet inoxydable chevillé, résistant à l'arrachement. La zone de fixation du GSB à l'ouvrage doit être spécialement traitée pour s'assurer de l'étanchéité. La profondeur à laquelle est fixé le GSB est d'environ 50cm. La figure 2.8 montre un schéma typique du principe général de fixation

#### 2.2.4.4 Structure de confinement et de protection

La protection et confinement du GSB est une opération aussi importante que la mise en place du GSB même. Un GSB non-protégé ne pourra remplir sa fonction d'étanchéité. La structure de protection doit être mise en œuvre au fur et à mesure de l'avancement de la pose du GSB. Dans le cas particulier d'un talus, la pose de la structure de protection et confinement est mise en place du bas vers le haut. Elle peut être butée au pied et/ou ancrée en tête. Les structures de confinement peuvent être classées en deux grandes catégories:

**A] Les structures à base de matériaux naturels:** Ces matériaux peuvent être cohésifs ou pulvérulents, et d'une épaisseur constante ou variable. La couche de confinement doit, dans tous les cas, être auto-stable. Si non, un dispositif adéquat de renforcement est réalisé.

Les engins d'approvisionnement en matériaux (sable, limon, argile, ...) ne sont permis de déplacer que sur des passages préalablement réservés à cette fin. Ces engins doivent être aussi légers que possible, ne possédant pas d'éléments coupant ou perforant, et ne doivent décharger que sur des parties déjà recouvertes. Leur circulation est permise seulement de façon rectiligne (marche arrière pour décharger et marche avant pour évacuer).

Les matériaux sont généralement mis en œuvre par couche de 30cm. L'épaisseur totale de la structure de confinement est définie en fonction de la nature des matériaux et des engins utilisés. L'épaisseur minimale de recouvrement peut être définie par une expérience similaire ou par une planche d'essai. Le

bouteur pousse les matériaux par séquences linéaires. Toute manœuvre brutale, telle que le blocage des chenilles ou l'appui sur le GSB, est proscrite.

**B| Les structures préfabriquées ou coulées sur place:** Pour minimiser le risque d'endommagement du GSB, des matériaux préfabriqués peuvent être substitués aux matériaux naturels. Ceux-ci sont soigneusement jointés de sorte à assurer une continuité du confinement, assurer la protection du GSB contre les écoulements, et contre les agressions thermiques (rayon ultraviolets, pluies, ...).

### 2.2.5 Hydratation du GSB

Après la mise en œuvre de la structure de confinement, le GSB doit être humidifié pour assurer sa fonction d'étanchéité. L'humidification du GSB est poussée jusqu'à atteindre un stade avancé de saturation. L'hydratation peut être effectuée:

- par arrosage, ou aspersion, à eau douce avant la mise en service de l'ouvrage
- par transfert d'humidité au contact de la couche support ou la couche de confinement.

La durée d'hydratation du GSB sous confinement dépend du mode d'hydratation, de la géométrie de l'ouvrage et de la contrainte de confinement appliquée. Cette durée est de:

- quelques heures si arrosage excédentaire
- quelques jours si par transfert d'humidité au contact d'un sol humide (ex. sable où  $\omega \cong 15\%$ ).
- plusieurs semaines par transfert d'humidité au contact d'un sol peu humide.

En cas d'arrêt de pose du GSB pour forte ou imprévisible raison, certaines dispositions sont prises afin d'éviter au mieux la dégradation du GSB. Celles-ci se résument en:

- le respect des règles de terrassement concernant la mise hors eau des endroits sensibles du chantier
- la mise en œuvre de la structure de protection sur l'ensemble du GSB en ne laissant découvert que les extrémités des lés sur environ une largeur de recouvrement.
- la protection des extrémités des lés par des produits bien étanches de sorte à éliminer le mieux possible toute source d'humidification.
- la protection des rouleaux de GSB, entamés ou non, contre l'humidification, et les ranger judicieusement.
- la vérification de l'état des matériaux à la reprise du chantier. Les parties humidifiées sont considérées non conformes, et doivent faire objet d'un traitement spécial.

## 2.3 PERFORMANCES MECANIQUES D'UN GSB

Dans la majorité des types d'utilisation, l'étanchéité est l'objectif principal visé par la mise en place d'un GSB. Le principe de fonctionnement est simple: la bentonite gonfle, obture les vides inter-granulaires, par conséquent le GSB devient quasi-imperméable. La structure de confinement permet, en outre, d'empêcher le gonflement libre de la bentonite, ce qui offre un serrage ferme des interstices du GSB sous l'effet du gonflement.

Cette fonction est parfaitement assurée si les conditions de mise en œuvre sont satisfaites. Le GSB doit être protégé contre toute sorte d'agression chimique, ou mécanique. Les agressions chimiques couramment rencontrées peuvent résulter des déchets ménagers ou industriels. Cependant (Didier et Comeaga, 1997) lorsque le GSB est préalablement humidifié à l'eau douce, l'effet des contacts ultérieurs avec des déchets polluants est sans danger notable.

En ce qui est de la stabilité mécanique, l'effort le plus désigné est l'effet de cisaillement et les déchirures. L'adhésion GSB- confinement doit être conçue de sorte à éviter:



- l'arrachement du GSB par traction
- l'érosion dans la structure de confinement et protection, ce qui occasionne une découverte du GSB, d'où altération
- la déchirure du GSB sous l'effet de contraintes de traction
- le cisaillement dans le plan du GSB
- le glissement de la structure de confinement relativement au GSB
- le glissement du GSB et de la structure de confinement par rapport à la structure support.

Les types de rupture cités ci-dessus sont directement liés à la nature du GSB utilisé et au mode de fonctionnement de l'ouvrage étanché. Le GSB peut être du type cousu ou aiguilleté. Le maître d'œuvre doit, par conséquent, choisir le type le mieux approprié pour l'ouvrage à réaliser. Les structures planes horizontales ne constituent, généralement, pas de difficultés de mise en œuvre d'un GSB. Par contre, les structures à plans inclinés induisent, passivement, des contraintes tangentielles dans le plan du GSB. De ce fait, il est primordial d'étudier les aspects mécaniques du GSB en relation avec les cas de rupture cités ci-dessus.

Les barrages en terre, les retenues collinaires, les canaux trapézoïdaux à ciel ouvert, et les petits lacs artificiels peuvent être cités comme exemples de structures civiles et hydrauliques à plans inclinés pouvant être étanchées par GSB.

## 2.4 FROTTEMENT SOL-GEOSYNTHETIQUE

Si le GSB est supposé suffisamment rugueux de part et d'autre, les glissements de terrains par-dessus et par dessous le GSB sont peu probables. La déchirure du GSB est un cas ultime qui met en évidence des contraintes de traction inférieures à la contrainte d'adhésion mais supérieures à la résistance du GSB à la traction.

Les essais effectués pour estimer les frottements dans les géosynthétiques (GSY) et sur leurs interfaces sont assez diversifiés du point de vue méthodologie. Les paramètres fixés comme données pour divers auteurs sont bien nombreux pour que les résultats obtenus puissent être comparés. Peuvent être cités comme exemples de paramètres de donnée au sujet étudié: le type de matériau, le sens de sollicitation, la face concernée par l'étude, la contrainte verticale appliquée, la teneur en eau durant l'essai, la nature et granulométrie des matériaux en contact, la procédure expérimentale envisagée, et les conditions environnementales. Le tableau 2.5 donne quelques résultats, concernant le frottement sol-GSY, obtenus par divers auteurs. De même, le frottement des GSY aux interfaces ne doit pas être vérifié au détriment de la résistance interne au frottement au sein du matériau géosynthétique. Le tableau 2.6 résume quelques résultats d'essais élaborés à ce titre.

**Tableau 2.5: Résultats d'essais de frottement selon divers auteurs (rapporté par Garcin, 1997).**

Référence	Produit	Dim. (mm)	V (mm/min)	$\sigma_N$ (kPa)	Interface	C (Pa)	$\phi$ (°)
EPA (1990) GCE	CLX	300x300	0.50	5 à 24	Sable	2700	17
EPA(1990) JLT	BMT	100x100	0.24	7 à 21	GSB sec / sable	4000	28
					GSB humide / sable	500	35
					GSB sec / argile	5000	31
					GSB humide / argile	4000	41
					GSB / sable	4000	20
DIDIER (1992)	BMT	100x100	0.20	5 à 25	GSB humide /sable humide	3000	30

\* **GCE:** Geoservices Consulting Engineers

**JLT:** J&L Testing Compagny

**Tableau 2.6: Résultats d'essais de cisaillement interne au GSY(rapporté par Garcin 1997).**

Réf.	Produit	Dim. (mm)	V (mm/min)	$\sigma_N$ (kPa)	Consistance ou $\omega$ (%)	C (Pa)	$\phi$ (°)
EPA (1990) GCE	CLX	300x300	0.50	5 à 24	Humide	240	12
EPA (1990)	CLX	-	1.10	10 à 83	Humide	12000	16
CN (1991)	CLX	-	$3.10^{-3}$	10 à 83	Humide	2000	14
Shan et Daniel (1991)	CLX	$\phi = 60$	0.26	28 à 140	Sec	26000	28
			$3.10^{-4}$	28 à 140	Saturé	4000	9
Daniel et al. (1993)	GDL	$\phi = 60$	0.26	28 à 140	17	13000	36
			$3.10^{-4}$		17	10000	22
			$3.10^{-4}$		50	15000	7
			$3.10^{-4}$		100	8000	7
			$3.10^{-4}$		145	5000	9
EPA (1993)	GDL	100 x 100	0.90	0 à 70	Sec	50000	26
					Humidifié sous contrainte	5000	18
					Humidifié libre	3000	0
EPA (1993)	CLX	100 x 100	0.90	0 à 70	Sec	7000	37
					Humidifié sous contrainte	3000	18
					Humidifié libre	3000	0
Bressi et al. (1995)	CLX	316 x 316	1.00	25 à 200	Saturé sous 5 kPa	5000	3

### NOTA

- Dans les essais réalisés par Chen et Nortén (CN, 1991), les échantillons à tester furent hydratés de 2 à 3 jours.
- Les échantillons testés par Shan et Daniel (1991) sont hydratés durant 2 à 3 semaines. Les essais sont considérés drainés car durent de 2 jours à 5 jours.
- L'hydratation chez Daniel et al. (1993) dure jusqu'à stabilisation du gonflement, et le cisaillement s'effectue sous la même contrainte de consolidation.
- EPA (1993): L'hydratation s'effectue sur un bâti de consolidation, puis les lés sont introduits dans la cellule de cisaillement.

Les travaux de Daniel et al. (1993) menés à sec indiquent que la vitesse de cisaillement est un paramètre important à observer. L'angle de frottement interne des matériaux testés chute de  $36^\circ$  à  $22^\circ$  lorsque la vitesse de cisaillement diminue de  $0.26\text{mm/min}$  à  $3.10^{-4}\text{mm/min}$ . En analyse de cette observation, il semble que l'essai à vitesse relativement rapide ne donne pas suffisamment le temps aux filaments d'aiguilletage pour se dé-accrocher du GTX. Ce qui veut dire que durant l'essai de cisaillement, les filaments se déconnectent du GTX, entre autres, par arrachement. Plus la vitesse de cisaillement est faible, plus l'arrachement des filaments s'effectue sans peine. La résistance à la rupture est, par conséquent, moins amplifiée.

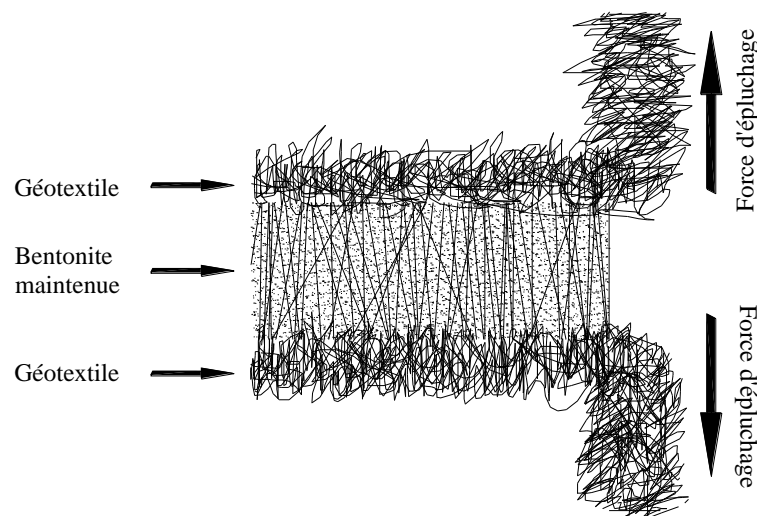
La revue de travaux similaires atteste que la résistance au cisaillement interne des GSB est plutôt dominée par la résistance à la traction des filaments d'aiguilletage, ainsi que par leur disposition au décrochement. Le cisaillement de la bentonite seule dans des conditions drainées puis non drainées ne semble pas être différent. Les résultats exposés au tableau 2.5 montrent que, globalement, la résistance au cisaillement chute dès que commence l'hydratation. Ceci appuie bien l'hypothèse de décrochement des filaments d'aiguilletage car, en effet, le gonflement de la bentonite sous l'effet de l'hydratation affaiblit la fermeté d'aiguilletage des filaments. A ce titre, il importe d'observer aussi l'influence de la contrainte de consolidation.

## 2.5 CISAILLEMENT DANS LES DEGB

La caractéristique la plus observée dans les produits géosynthétiques bentonitiques est leur faible perméabilité. La bentonite est réputée pour avoir la plus faible perméabilité parmi les minéraux argileux. De ce fait, elle est utilisée en rôle de scellement et d'étanchéité. En matière de fonctionnement des GSB, un aspect aussi important que l'étanchéité doit être considéré: la résistance au cisaillement. Cette grandeur a été investiguée par nombre de chercheurs.

Les essais de cisaillement devant être effectués sur les produits géosynthétiques sont d'une importance capitale pour l'estimation de leur adéquation en recouvrement incliné. Le DEGB ne peut être conçu sécuritaire vis-à-vis du glissement sans l'appui ferme d'une bonne résistance au cisaillement de l'élément noyau d'étanchéité. Il importe, de ce fait, d'imposer des qualités mécaniques de plus en plus sévères aussi bien aux concepteurs qu'aux fabricants.

En matière de manutention des géosynthétiques bentonitiques, les organismes de suivi et contrôle de manutention sont appelés à inspecter de près chaque lot de production. Du fait de la rapidité de production des GSB, conséquente de la technologie industrielle et du génie de conception, les essais de cisaillement ordinaires sont remarquablement lents pour donner des résultats synchronisés avec la production. Pour vérifier leurs productions accrues, les manufacturiers ont dû inventer un test rapide dit d'épluchage. L'essai consiste, comme montré sur la figure 2.9, à tirer en sens opposés les lèvres géotextiles du GSB, et de déterminer la force maximale développée. En matière de réglementation (CETCO 1998), la résistance à l'épluchage couramment requise est de l'ordre de 65N pour une bande GSB de 100mm. Pour une contrainte normale en cisaillement égale à 9.6 kPa, une faible corrélation entre la force d'épluchage et la résistance au cisaillement a été trouvée par Olsta et Crosson (1999).



**Figure 2.9: Principe schématique de l'essai d'épluchage.**

Malgré les faibles corrélations obtenues par Olsta et Crosson (1999), ces derniers affirment que pour une contrainte normale de l'ordre de 9.6kPa, la résistance au cisaillement des GSB tissés ou non-tissés est de 24kPa et la résistance à l'épluchage est de 65N/10cm conformément à la norme ASTM D4632. Ceci leur a permis de dire que pour le cas de faibles charges normales appliquées au géocomposite (GCO), une consistante résistance au cisaillement n'est pas indispensable. Une résistance à l'épluchage supérieure ou égale à 65kN peut suffire comme témoin d'une bonne ténacité, et garantie, dans la plus part des cas, un angle de frottement interne au GSB supérieur à celui aux interfaces extérieures.

En fait, l'observation d'Olsta et Crosson est tout à fait évidente du moment que pour de faibles contraintes normales appliquées, les défauts de résistance au cisaillement ne sont pas dévoilés. C'est, certainement, les performances aux grandes contraintes qu'il s'agit de mettre à l'épreuve et de pouvoir estimer par corrélation. Il importe aussi de d'observer que l'aiguilletage dense peut réduire sensiblement la résistance à l'épluchage par dégradation de fibres pré-aiguilletées, et influe aussi le taux de gonflement possible.

Contrairement à la cadence des concepteurs, les essais de cisaillement effectués sur les géosynthétiques selon diverses normes (ASTM D6243 par exemple) sont réalisés durant des périodes de temps relativement courtes par rapport aux réalisateurs. La durée des essais couramment réalisés dépasse rarement quelques heures. Par conséquent, ceux-ci sont considérés comme essais à court terme, voir instantanés. Le comportement à long terme du GSY, et particulièrement des fibres d'aiguilletage, peut être nettement différent compte tenu de deux aspects distincts: la dégradation chimique du polymère constituant les fibres, et le phénomène de fluage sous l'effet des contraintes imposées.

Madsen et Nüesch (1995), et Egloffstein (1997) rapportent que la résistance au cisaillement d'une bentonite:

- est d'autant plus faible que sa teneur en eau est augmentée,
- varie selon la nature du fluide hydratant,
- augmente avec la contrainte normale appliquée,
- dépend de la vitesse de cisaillement: plus la vitesse de cisaillement est faible, plus la résistance au cisaillement est faible. En fait, à long terme, d'autres facteurs tels que le fluage, les tassements généraux et la dissipation de l'excès de pression interstitielle interviennent.

A l'issue d'études expérimentales et de simulation numérique du comportement de géotextiles non-tissés, Bauer et Bräu (1999) attestent qu'il est meilleur d'entreprendre les essais mécaniques sur les géosynthétiques en présence de sols pour mieux simuler la réalité.

Rankilor et Heiremans (1996) apportent que l'intuition technique, concernant les frottements développés dans les géosynthétiques ou entre ceux-ci et les sols, est souvent mal conçue. Compte tenu des réflexions basées sur les concepts de mécanique des sols, l'opinion apportée au sujet des frottements de cisaillement tend à considérer que:

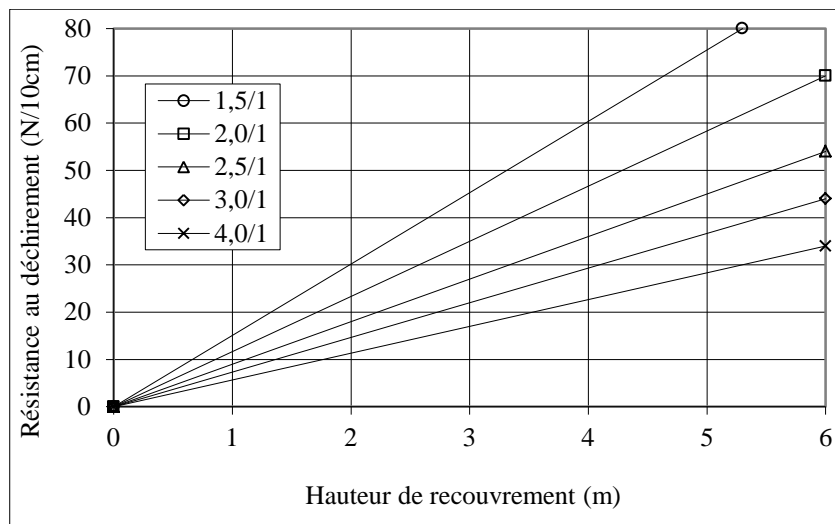
- un géotextile donné possède un seul coefficient de frottement ( $\tau_{\max}/\tau_{\text{rés}}$ ),
- le frottement géotextile-géotextile est généralement plus faible que le frottement géotextile-sol,
- le frottement géotextile-géotextile est plus faible à l'état humide qu'à l'état sec à cause de la lubrification apportée par l'humidification.

Les mêmes auteurs apportent que le coefficient de frottement d'un géosynthétique ne peut être résumé en une seule valeur car il dépend:

- 1- de l'état des surfaces géosynthétiques mises en contact.
- 2- de la relativité des déformations entre deux surfaces. Deux lés d'un même géotextile peuvent être frottés l'un contre l'autre en faisant varier, d'une part, la compatibilité des surfaces (haut contre haut, bas contre bas, et haut contre bas), et d'autre part le sens du déplacement relatif (sens trame, sens chaîne, et sens croisé). Ainsi, neuf combinaisons de déformation relative sont possibles. Il importe, donc, de bien marquer les faces des tapis réceptionnés (haut, et bas) de sorte à ne pas les confondre.

Les frottements les plus prononcés sont mis en évidence lorsque la déformation s'effectue dans le même sens pour les deux éléments (sens chaîne ou sens trame).

- 3- l'amplitude des contraintes appliquées sur la surface en mouvement. La variation du coefficient de frottement en fonction de la contrainte normale appliquée n'est pas la même pour tous les types de géotextiles utilisés. Les différences des comportements sont surtout observées dans la plage 0 kPa à 50 kPa des contraintes normales. En outre, Heeten et al. (1995) apportent que l'intensité de la contrainte normale appliquée affecte, entre-autres, la localisation du plan de rupture. Lorsque la contrainte appliquée est faible par rapport à la résistance du GSB au déchirement axi-symétrique, la rupture par cisaillement s'effectue à l'extérieur du plan médian du GSB. Si la contrainte normale est assez intense, alors la rupture se manifeste dans le GSB en présentant une allure typique de rupture fragile dans le plan  $\tau$ - $\varepsilon$ . Convertis en format plus explicite, les résultats des travaux de Heeten et al. (1995) sont présentés comme montré sur la figure 2.10.



**Figure 2.10: Résistance au déchirement requise d'un GSB aiguilleté fonction de la pente et de la hauteur du sol couverture ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ).**

- 4- de l'état de propreté des surfaces. Une quantité infime, faible ou moyenne de sable peut se trouver sur l'interface de frottement. Lorsque la quantité de sable entreposé entre deux géotextiles est très faible (les grains de sable ne se touchent pas), ceux-ci jouent le rôle de roulette et contribuent nettement à la chute de la résistance au frottement surtout en cas de faibles contraintes de chargement. Au-delà d'une couche de sable d'épaisseur un centimètre, le frottement est redressé car tout le potentiel de frottement du sable est mis en jeu. Les travaux de Rankilor et Heiremans (1996) montrent que l'hypothèse disant de la grandeur des frottements dans les sables par rapport à celui entre deux géotextiles (ou entre sol-géotextile) n'est pas évidente. Les géosynthétiques à utiliser doivent être maintenus aussi propres que possible jusqu'à mise en place. Cette précaution est soulignée en particulier pour les régions où des poussières, ou des vents de sables peuvent se produire.
- 5- de l'état d'humidité du matériau en question. Plusieurs essais effectués sur nombre de matériaux GSY donnent des résultats tels que le frottement est plus prononcé à l'état humide par rapport à l'état sec, ce qui met en péril l'hypothèse de la chute de résistance au cisaillement avec l'humidification.

Pour un même géotextile, la valeur du coefficient de frottement peut varier du simple au septième multiple selon la combinaison des paramètres ci-dessus indiqués. Ce rapport est surprenant car il peut induire des sous-estimations de la résistance au frottement. Les conséquences conceptuelles et fonctionnelles sont évidentes.

La contrainte de cisaillement développée à la surface des géotextiles est d'une importance capitale à considérer car ceux-ci font partie intégrante des DEGB. Les travaux de synthèse de la GGS (German Geotechnical Society) recommandent une mise au point sur les procédures d'essais appliqués en Europe concernant, en particulier:

- le type de matériels utilisés et leurs composants, la méthodologie pratique à suivre, le mode de chargement, le système de fixation et conditions de mise en place des géosynthétiques, et le temps de consolidation. Les résultats des essais doivent montrer les variations du triplet charges - déformations - temps.
- les particularités observées sur site ou pour des conditions spéciales.
- la traduction des résultats d'essais en significations pratiques pour en tenir compte dans les conceptions d'ouvrages et dans les calculs de stabilité.

La stabilité vis à vis de la rupture par cisaillement doit être vérifiée sur tous les matériaux entrant en jeu dans le DEGB. La rupture peut avoir lieu:

- sur l'interface GSB - structure support,
- sur l'interface GSB - structure de confinement,
- au sein du GSB même, ou
- sur l'interface GSB- géotextile si, éventuellement, ce dernier est mis en place pour des raisons pratiques.

Il importe donc de déterminer les paramètres de cisaillement ( $C$ ,  $\phi$ ) de chaque couple de matériaux. La plus grande probabilité de rupture par défaut de résistance au cisaillement correspond au couple ( $C$ ,  $\phi$ ) le plus faible.

Une fois la contrainte de résistance au cisaillement du GSB déterminée, sa prise en compte dans les designs doit considérer nombre de paramètres en termes de coefficients de sécurité. Ceux-ci peuvent être considérés en termes de:

- facteur de sécurité relatif au fluage,
- facteur de sécurité représentant les altérations durant le transport, la mise en place et le recouvrement/compactage,
- facteur de sécurité émanant de la jonction et liaison aux divers éléments structuraux,
- facteur de sécurité traduisant l'agressivité des conditions environnementales, des produits chimiques en contact, des micro-organismes et des végétations,
- facteur de sécurité représentant tous les autres paramètres éventuellement non quantifiables.

Les travaux de Garcin et al. (1998) montrent que pour des contraintes normales de 25kPa à 150kPa, les cohésions entre GSB et divers matériaux est négligeable. Par contre, au sein du GSB aiguilleté, la cohésion est assez grande pour des déformations n'excédant pas 10mm. Les résultats des essais effectués par Garcin et al. (1998) sont résumés sur le tableau 2.7.

Le tableau 2.7 montre que pour le cas des GSB aiguilletés, la rupture par cisaillement dans le corps du GSB ne peut pas se produire compte tenu de la forte cohésion de celui-ci. Pour de faibles déformations, la résistance au cisaillement est prédominée par la cohésion, et pour les grandes déformations, c'est la friction qui prédomine par rapport à la cohésion. Ce résultat est tout à fait prévisible compte tenu de la déchirure et retraitage des filaments d'aiguilletage en grandes déformations de cisaillement.

**Tableau 2.7: Paramètres de cisaillement (d'après Garcin et al., 1998).**

INTERFACE	$\sigma$ (kPa)	C (kPa)	$\phi$ (°)	
Géotextile – GSB	25 – 100	0	15	
Sable silteux – GSB	25 – 100	2	26	* en faible déformation
Gravier – GSB	25 - 75	0	41	
GSB à sec (*)	25 - 100	175	8	** à contrainte résiduelle
GSB à sec (**)	25 - 100	0	29	

La contribution des filaments d'aiguilletage à la résistance au cisaillement est considérablement déterminante. La cohésion interne du GSB, à l'état sec ou humide, est décisivement liée:

\* pour les GSB aiguilletés, à:

- la résistance à la rupture par traction des filaments d'aiguilletage,
- la nature et la qualité de scellement des filaments sur le géotextile 'd'arrivée'.

\* pour les GSB cousus, à:

- la résistance à la traction des coutures,
- la densité de couture par unité de surface et le pas de couture.

Shan observe que les paramètres de cisaillement ( $c$  et  $\phi$ ) des GSB cousus sont légèrement supérieurs à ceux des GSB aiguilletés. Cependant, les angles de frottement résiduels des deux familles de matériaux sont comparables.

Il importe, en outre, de tenir compte de la teneur en eau du GSB. Celle-ci est très importante à considérer car elle gouverne le taux de gonflement de la bentonite. Lorsque la bentonite gonfle, elle acquiert un aspect pâteux et visqueux, ce qui fait diminuer le frottement interne par friction. De même, la cohésion décroît par étirement et retraitage des filaments d'aiguilletage. Au début de la déformation par cisaillement interne du GSB, la cohésion devrait être très faible lorsque le GSB est gonflé. En début de déformation, la cohésion ne découle que de la bentonite. La contrainte de confinement est, elle aussi, un paramètre important pouvant régir la résistance au cisaillement. En outre, la vitesse de cisaillement doit être ajustée car elle affecte l'état de drainage de la bentonite en conformité avec sa perméabilité.

Par ailleurs, les résistances au cisaillement développées entre le GSB et les autres matériaux, naturels ou manufacturés, doivent être examinées en détail pour mettre en relief leur influence sur la stabilité au glissement.

Les travaux de mise en œuvre de GSB sur terrains inclinés (Garcin et al., 1996) montrent que la stabilité vis à vis du glissement est d'autant plus assurée que la pente est faible, la longueur du talus est faible et le matériau de recouvrement est de faible épaisseur. L'utilisation d'un géotextile de fixation du matériau de recouvrement réduit remarquablement le risque de glissement de celui-ci sur le GSB.

En matière de stabilité fonctionnelle des GSB entreposés en pente, ceux-ci présentent deux aspects avantageux par rapport aux GMB.

- 1- L'état d'enchevêtrement GSB-sol conséquent de la qualité de surface des GSB. Un glissement relatif à l'interface des deux matériaux est moins probable comparativement aux GMB. L'hydratation du GSB n'affecte pas vraiment les qualités de frottement à l'interface. Cette qualité est complètement indisponible chez les GMB. Bien au contraire, l'hydratation des matériaux en contact d'un GMB favorise la rupture par perte de frottement.
- 2- Le recouvrement des lés GSB est beaucoup plus étanche que celui des GMB. A cause de leur aspect physique relativement lisse et solide, les GMB sont difficilement mécaniquement raccordables.

## 2.6 MODELE RHEOLOGIQUE DE KELVIN

En se basant sur le modèle 'chaîne de Kelvin', Koerner et al. (2001) estiment les contraintes appliquées aux GSB à long-terme. La chaîne de Kelvin consiste en une série d'unités telles que montrées sur la figure 2.11. La relation (1) donne la déformation à long terme du matériau simulée par le modèle de Kelvin.

Le modèle de Kelvin est d'autant plus fiable que le module élastique du ressort (i) est inversement proportionnel à la viscosité de l'amortisseur correspondant (Koerner et al., 2001). C'est à dire pour l'unité ayant un grand module élastique et une faible viscosité.

Les temps de ralentissement sont choisis de sorte à satisfaire la raison  $[\Delta \log(\tau_i) = 1]$ . Ceci permet d'obtenir des courbes de fluage suffisamment harmoniques (Bazant et Xi, 1995). Si, par exemple, le temps de ralentissement le plus petit est choisi  $10^{-3}$  heures, les temps de ralentissement adjacents sont choisis:  $10^{-2}$ h,  $10^{-1}$ h,  $10^0$ h,  $10^1$ h,  $10^2$ h, etc. Le modèle de Kelvin doit comporter autant d'unités nécessaires pour atteindre le temps de retardement  $\tau_i$  qu'il est escompté d'extrapoler dans le temps. A titre d'exemple, si une extrapolation du mécanisme en étude pour  $10^3$  heures est projetée pour  $10^4$  heures, une unité additionnelle à  $\tau = 10^4$  est nécessaire dans la série de Kelvin.

Le modèle de Kelvin permet d'estimer les déformations du GSY à long-terme, cependant il importe de tenir compte de la variabilité des caractéristiques physiques introduites dans le modèle. Les altérations mécaniques telles que la rouille, la variation de la teneur en eau et les vibrations de service, ainsi que les agents chimiques et biologiques sont déterminants à long-terme.



$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{E_i} \left( 1 - e^{-\frac{t}{\tau_i}} \right) \quad (1)$$

Où

$E_0$ : Module élastique du ressort libre, représentatif du module de raideur du matériau (kPa/m)

$E_i$ : Module élastique du ressort de l'unité  $i$  (kPa/m)

$\eta_i$ : Viscosité de l'amortisseur ( $i$ ), représentatif du frottement (C,  $\phi$ )

$\varepsilon$ : Déformation à l'instant ( $t$ ) (m)

$\varepsilon_0 = 1/E_0$ : Déformation élastique (occasionnée immédiatement après application d'une contrainte unité ( $\sigma_0=1$ ))

$\tau_i = \eta_i/E_i$ : Temps de ralentissement (ou de retardement) de l'unité  $i$

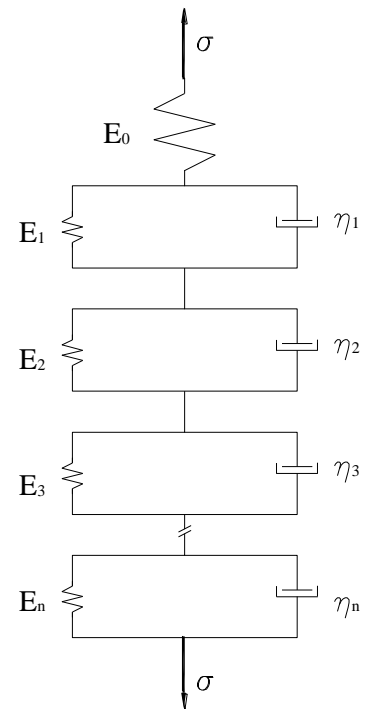


Figure 2.11: Modèle rhéologique de Kelvin.

## 2.7 CONCLUSION

Ce second chapitre donne les outils de base de conception d'un DEGB. Cette dernière repose sur l'application de simples équations mathématiques d'équilibre des forces, et sur d'assez nombreuses dispositions constructives. L'aspect forfaitaire de la plupart des consignes à prendre en charge prouve le caractère technique dépassant la hauteur de l'analyse académique.

Les diverses consignes techniques sont répertoriées par catégories de sorte à servir de guide pour les nouveaux techniciens, et pour permettre un planning assez organisé des tâches à réaliser.

Beaucoup reste à faire sur les plans caractérisation et modélisation des GSB. Le premier plan concerne les essais à développer et à normaliser en vue de situer, assez correctement, les performances mécaniques et fonctionnelles du produit. Cette étape est nécessaire pour prétendre à un choix convenable, voire judicieux, du matériau requis. Pourtant, une étude d'analyse théorique est, tout aussi bien, nécessaire pour optimiser les conditions d'ingénierie et gagner, ainsi, sur le plan économique en tous ses aspects.

## **CHAPITRE 3 MISE EN ŒUVRE DE PRODUITS GEOSYNTHETIQUES EN CORPS DE PENTE**

### **3.1 INTRODUCTION**

La stabilité des pentes est un vieux sujet assez bien étudié en mécanique des sols classique. Nombre de méthodes analytiques, graphiques et numériques ont été développées concernant la stabilité des talus. Cependant, la complexité et l'interaction de plusieurs paramètres mécaniques et chimiques impliqués dans un dispositif d'étanchéité par géosynthétiques (DEG) incliné ont nécessité davantage de développements conceptuels et analytiques du sujet. Bien que la littérature technique présente bon nombre de procédures d'étude et d'approches analytiques, une méthodologie de calcul bien claire et judicieusement fondée n'est pas encore disponible. Le développement des techniques de mise en œuvre et des dispositions constructives semble être plus rapide que de pouvoir être évalué et maîtrisé à temps. Dans tous les cas d'analyse, il importe de distinguer entre la stabilité générale d'une digue et la stabilité de la couche de recouvrement consistant en un DEG.

Avec l'accroissement des pentes recouvertes de système d'étanchéité à multi-couches, plusieurs glissements et problèmes de l'instabilité durant la réalisation même ont été recensés. Cependant, peu parmi ces échecs ont été publiés tels que ceux par Seed et al. (1969), Mitchell et al. (1972) ou Stamatopoulos et Kotzias (1996).

### **3.2 PROBLEMATIQUE**

La stabilité à long terme des DEG sur pente raide est assez mal estimée compte tenu du faible nombre de résultats d'essais disponibles, des limites inhérentes des méthodes d'essais de laboratoire en matière de cisaillement, de l'appréciation confuse du pic de résistance lorsque le comportement est résiduel, de la nouveauté des produits géosynthétiques, et de la faible expérience pratique avec les GSB. Le calcul de stabilité ne constitue pas un problème de fond. La formulation mathématique du processus global de rupture non plus. C'est, plutôt, la détermination fiable des grandeurs physiques entrant en jeu qu'est d'une importance capitale. Malgré la finesse des calculs effectués, une rupture de pente peut bien survenir si les caractéristiques de résistance au cisaillement sont sous-estimées. Celles-ci sont le plus souvent déterminées sur la base d'essais de laboratoires dont les conditions sont différentes des cas pratiques. La perfection des essais de mesure de paramètres de frottement est souvent recherchée car les valeurs des résultats obtenus seront confrontées à celles requises ou celles devant être prises en compte pour le calcul de stabilité. Le défaut de maîtrise des méthodes géotechniques et des principes de mécanique des sols peut, aussi, induire des problèmes d'instabilité des systèmes d'étanchéité en pente.

Par ailleurs, le défaut de coordination des activités entre les cadres d'études, les consultants, les experts, les autorités publiques, les compagnies de réalisation, les contractants, les fournisseurs, les organismes de contrôle et de suivi, etc., ainsi que les défauts de clarté de définitions des devoirs et responsabilités, des coûts de différents articles du projet, et des différentes informations concernant tous les aspects du projet contribuent tous à la problématique de rupture. Dans un souci de réduire les défaillances ci-dessus exposées, les cadres, faisant fonction de conception, étude et réalisation des DEG en pente, doivent davantage s'impliquer et s'imprégner en la question de stabilité. Aussi bien les états limites ultimes que de service doivent être largement investigués et maîtrisés.

### **3.3 ANALYSE DE LA STABILITE**

De par leur fonction principale d'étanchéité, les produits GSY sont souvent mis en œuvre inclinés. La disposition inclinée permet une évacuation rapide des eaux collectées, ainsi que leur récupération.

Lorsque l'inclinaison du plan de pose est relativement faible, la stabilité mécanique de l'ensemble du DEG vis-à-vis du glissement est largement assurée. Cependant, lorsque la pente de mise en œuvre du DEG est relativement raide, pour des considérations imposées par la topographie du site ou par la fonctionnalité de l'ouvrage, la stabilité du DEG vis-à-vis du glissement doit être vérifiée. Sur un plan incliné, un DEG peut contenir nombre d'éléments tels que la couche de base, le matériau d'étanchéité, une GMB, un géotextile de protection, une GGR, une couche de drainage, et un filtre. Dans tout cet ensemble d'éléments, c'est, en vérité, le frottement aux interfaces qui régit la stabilité au glissement. En plus de sa fonction principale de protection mécanique, la couche de confinement doit assurer une bonne protection contre les intempéries climatiques telles que les contraintes thermiques et les vents préjudiciables.

Lorsqu'il s'agit de mettre en place un DEG en pente raide, un matériau granulaire assez frottant est préconisé comme couche support ou en recouvrement pour compenser les défauts d'adhésion et maintenir le DEG en place. Il importe, dans ce cas, de vérifier les juxtapositions du géosynthétique de sorte à éviter les agressions mécaniques. En réalité, c'est le frottement entre le géosynthétique et le(s) matériau(x) en contact qui est important de vérifier. Le défaut de résistance au cisaillement dans les matériaux d'assise ou de recouvrement ne peut être rapporté au système en entier. Il concerne seulement le matériau en question. Ceux-ci, ainsi que les matériaux support peuvent être de diverses natures. Ils varient depuis une argile tendre jusqu'aux sables drainants et graviers de grande perméabilité.

Les pentes 2H/V se sont avérées trop raides pour être stables vis-à-vis du glissement des DEG. Des talus à pente 3H/V sont suffisamment sécuritaires. La stabilité des talus recouverts de géosynthétiques est exprimée en termes de coefficient de sécurité. Ce dernier est, généralement, défini comme le rapport des forces contrariant le glissement sur les forces engendrant le glissement.

Selon David et al. (1988), les géotextiles non tissés juxtaposés au sol développent, généralement, une résistance au cisaillement plus grande que ceux tissés. De plus, la rupture par glissement, si elle parvient, est le plus souvent localisée à l'interface entre le géotextile tissé (du GSB) et le matériau adjacent. Dans les GSB à géotextiles tissés, la bentonite a tendance à s'échapper à travers les petites ouvertures de tissage, et à occasionner une lubrification de l'interface considérée.

L'étude de stabilité des systèmes d'étanchéité en pente, en vue de déterminer le coin glissant, repose sur le principe des tranches d'Euler. Si les éléments de formulation du mécanisme de rupture ne peuvent être fournis pour diverses raisons, le sens du génie impose d'examiner toutes les alternatives de rupture en faisant varier les surfaces potentielles de glissement probable. Les interfaces entre les différentes couches, ainsi que les ruptures au sein même des couches doivent être vérifiées vis-à-vis de la rupture. Le mécanisme de rupture peut constituer une chaîne cinématique de plusieurs blocs glissants. L'équilibre d'un bloc glissant délimité par une surface quelconque est mis en équation en considérant les actions (S) favorisant le glissement et les résistances (R) à ce glissement. L'équilibre est dit satisfait lorsque:

$$\sum R - \sum S \geq 0$$

Le tableau 3.1 montre quelques exemples des actions et des résistances les plus connues et usuellement prises en compte dans les conceptions de talus. Les valeurs des paramètres tels que la pression des terres, la friction et les caractéristiques de cisaillement dépendent de la quantité de déplacement. De même, les grandeurs dépendant du temps, telles que la consolidation et le vieillissement des matériaux doivent être considérés.

En règle générale, les conditions mentionnées sur le tableau 3.1 sont tenues compte dans leurs états respectifs les plus défavorables. De plus, les actions sont prises en compte dans leurs valeurs maximales, alors que les résistances sont prises en compte dans leurs valeurs minimales. Enfin, les valeurs prises en

considération dans le calcul dérivent de celles réellement déterminées modulo des coefficients de sécurité spécifiques à chaque cas de situation.

**Tableau 3.1: Actions et résistances à la rupture par glissement.**

ACTIONS	RESISTANCES
- Poids propre du bloc en glissement	- Résistance au cisaillement des sols et des déchets en stock
- Charges permanentes et temporaires sur le bloc	- Effort de frottement entre le sol ou les déchets et les composants structurels
- Pressions hydrauliques, pressions interstitielles, et pression d'écoulement	- Forces de résistances aux interfaces dues à des éléments structuraux tels que les géogrilles, les ancrages et les renforcements
- Poussées des terres	- Butées des terres
- Forces dynamiques	

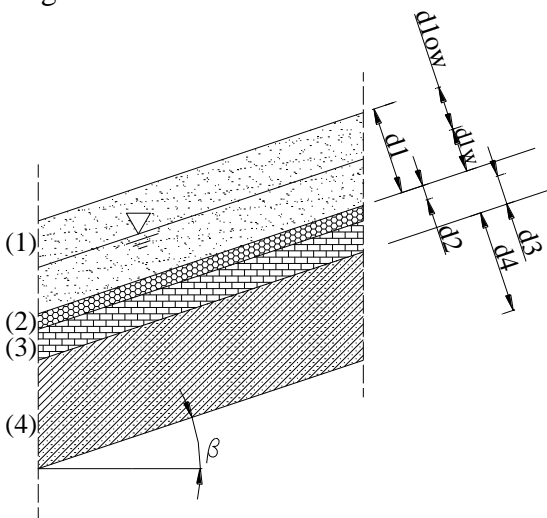
La contrainte tangentielle développée dans le sol peut être exprimée par la relation de Coulomb:

$$\tau_f = C' + \sigma' \tan \varphi'$$

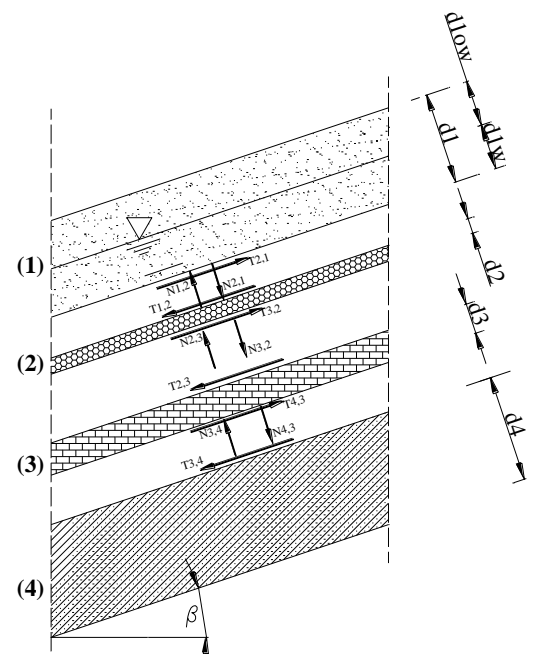
La contrainte de frottement tangential entre le sol et le géosynthétique ou entre deux géosynthétiques peut être représentée par une équation similaire en substituant les paramètres cohésion et angle de frottement, soit:  $\tau_f = a + \sigma' \tan \delta$

Giroud et al. (1993) et Jones et al. (1997) rapportent que, pour le cas du frottement sol-géosynthétique et géosynthétique-géosynthétique, la relation entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale n'est pas tout à fait linéaire.

La figure 3.1 montre, schématiquement, les parties essentielles d'un système d'étanchéité géosynthétique multicouche. La figure 3.2 est une présentation éclatée de la figure 3.1 montrant les forces développées aux interfaces. La stabilité de l'ensemble peut être appréciée via une méthode d'analyse en 'blocs glissants' où le glissement de chaque couche par rapport à la couche adjacente par-dessous est supposé possible. La figure 3.3 illustre les plans possibles de glissement, les blocs relatifs, ainsi que les forces actives et résistantes aux mouvements et leurs diagrammes funiculaires.



**Figure 3.1: DEG en pente.**



**Figure 3.2: Présentation éclatée du DEG indiquant les forces mises en jeu.**

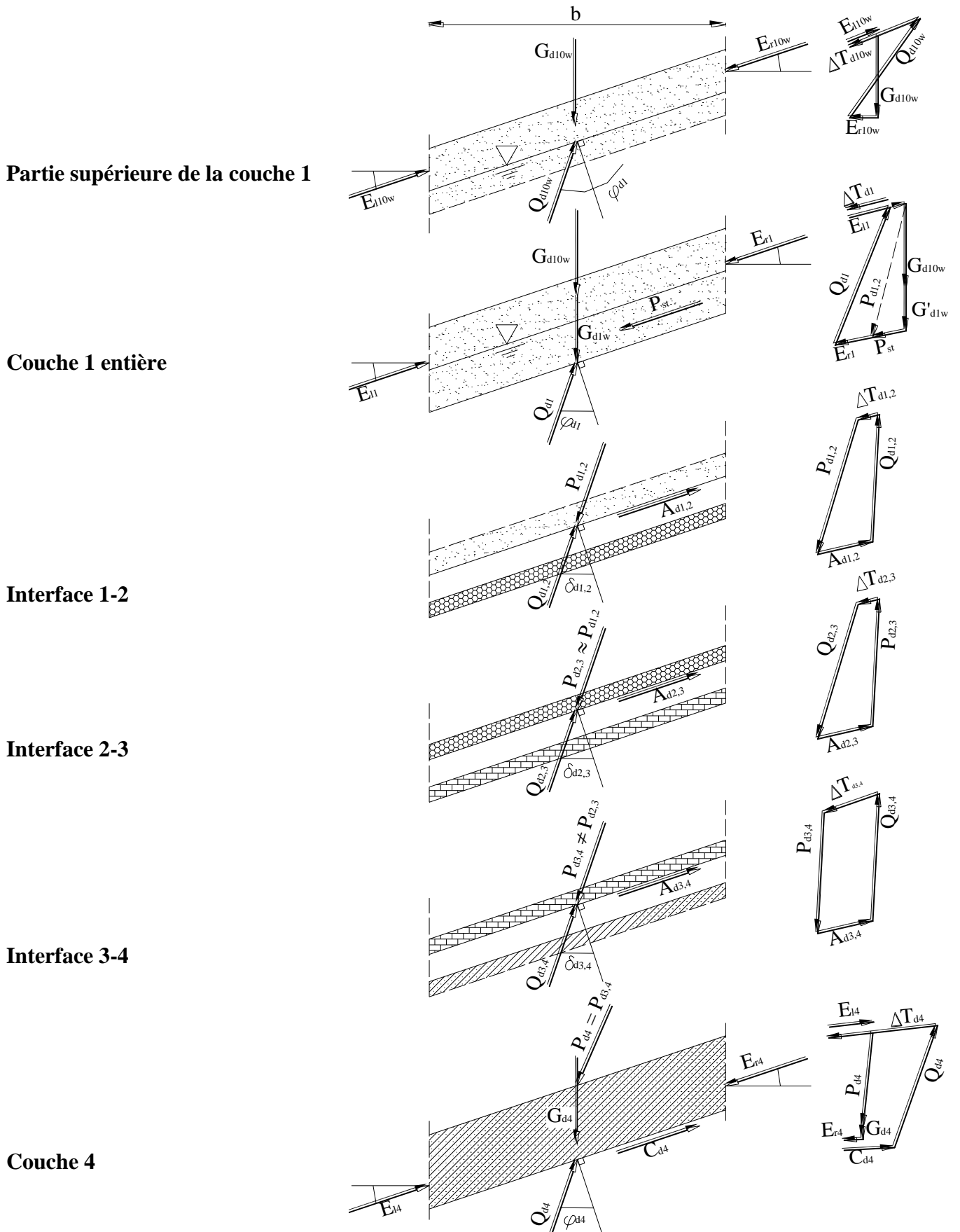


Figure 3.3: Surfaces probables de glissement, coins glissants, forces motrices et stabilisatrices, polygones funiculaires.

En rappel, la résistance au cisaillement des géosynthétiques est supposée largement supérieure aux contraintes de cisaillement développées. De ce fait, des surfaces de glissement à l'intérieur de ces matériaux ne sont pas envisagées. En outre, le poids propre des géosynthétiques est suffisamment faible pour pouvoir être négligé.

A partir des relations d'équilibre ( $\Sigma V=0$ , et  $\Sigma H=0$ ) et des diagrammes funiculaires, ressort une force  $\Delta T$  parallèle au plan de glissement considéré. Si  $\Delta T$  est orientée vers le bas, la rupture n'a pas lieu pour les conditions adoptées. Si, par contre,  $\Delta T$  est orientée vers le haut, il y a rupture. Dans ce dernier cas, la situation peut être redressée en diminuant la pente d'inclinaison du talus, en choisissant des matériaux de plus grande friction, ou en intercalant des éléments résistant à la traction tels que les géogrilles.

$\Delta T$  peut aussi être analytiquement déterminée. De même, le problème peut être résolu en considérant une chaîne cinématique plus ou moins complexe de masses glissantes. Les charges externes (permanentes ou d'exploitation) peuvent être prises en compte dans la formulation de l'analyse. Les symboles et indices utilisés sur les diagrammes de la figure 3.3 sont définis tels que:

Symb.	Désignation	Symb.	Désignation
<b>A</b>	Force d'adhésion entre le sol et le géosynthétique ou entre deux géosynthétiques	<b>A</b>	Adhésion
<b>C</b>	Force de cohésion	<b>B</b>	Largeur de la bande considérée
<b>G</b>	Poids propre de la couche glissante	<b>c'</b>	Cohésion du sol
<b>H</b>	Force horizontale	<b>D</b>	Profondeur
<b>N</b>	Force normale	<b><math>\beta</math></b>	Angle d'inclinaison du talus
<b>P</b>	Surcharge appliquée sur la couche en glissement	<b><math>\phi'</math></b>	Angle de frottement interne du sol
<b>P<sub>st</sub></b>	Force d'écoulement hydraulique	<b><math>\delta</math></b>	Angle de frottement sol-géosynthétique ou entre deux géosynthétiques
<b>Q</b>	Force de frottement (friction)	<b><math>\sigma</math></b>	Contrainte normale totale
<b>R</b>	Force de résistance	<b><math>\sigma'</math></b>	Contrainte normale effective
<b>S</b>	Force d'action (favorise le glissement)	<b><math>\tau</math></b>	Contrainte de cisaillement ou de frottement
<b>T</b>	Force de cisaillement (friction + cohésion)	<b><math>\Delta u</math></b>	Excès de pression interstitielle
<b><math>\Delta T</math></b>	Force additionnelle s'exerçant sur le bloc glissant	<b>V</b>	Force verticale
<b>LES INDICES</b>			
<b>D</b>	Valeur prise en compte pour le calcul	<b>r et l</b>	Droite (right) et gauche (left)
<b>F</b>	Etat de rupture	<b>W</b>	Couche au-dessus de la nappe phréatique
<b>W</b>	Couche en dessous de la nappe phréatique	<b>0w</b>	Couche au-dessus de la nappe phréatique

### 3.4 ASPECTS SPECIAUX

En dehors des cas courants d'analyse de stabilité des dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques (DEG), l'état et le degré de consolidation des sols en apport doivent être considérés dépendamment des charges exercées, en particulier lorsque les sols mis en place sont considérés cohésifs et saturés. A la dissipation de la pression interstitielle, le sol se consolide. L'excès de pression interstitielle initiale doit, donc, être préalablement évalué de façon à en tenir compte dans les calculs de stabilité. Les pressions interstitielles excédantes dépendent du degré de saturation du sol, de l'intensité des charges appliquées, de la vitesse de chargement et du temps écoulé après chargement. Selon le principe de Terzaghi, si le sol est entièrement saturé et le chargement est appliqué de façon instantanée, la quantité d'excès de pression interstitielle est égale à l'intensité de la charge appliquée. Lorsque le drainage est permis, cet excès de pression interstitielle est dissipé dans le temps. Cependant, si un géosynthétique étanche est mis en lit (ou en couverture) au sol, le drainage n'est plus autorisé, ce qui maintien des pressions interstitielles élevées à

l'interface. Cet aspect doit être tenu compte car il affecte directement le frottement effectif entre le sol et le géosynthétique.

Les forces d'infiltration sont considérées comme forces motrices vis-à-vis de la stabilité. Dans l'estimation des forces de courant, les fluctuations de la nappe, dans la couche drainante ou dans d'autres couches, doivent être cernées. L'eau interstitielle située au-dessus du géosynthétique d'étanchéité peut appliquer sur les grains de sol des forces hydrostatiques significatives. Celles-ci contribuent à l'affaiblissement des contraintes effectives, et par conséquent la résistance au cisaillement du sol qui est à la base de la stabilité des pentes. De même, en présence d'eau, le poids des couches au-dessus du matériau d'étanchéité est augmenté. Du point de vue étude, ça revient à remplacer la couche immergée d'eau en multipliant l'épaisseur de la couche immergée d'eau par le poids de l'eau et par la porosité de la couche.

Si des géotextiles ou des géodrains sont directement entreposés sur la couche d'étanchéité conçue en sol cohésif, la consistance de ce dernier peut varier en raison de l'augmentation de teneur en eau. La chute de consistance du sol est, directement, traduite par une réduction de la résistance au cisaillement à l'interface, d'où la cause de beaucoup de problèmes de stabilité. Aussi, par mesure de sécurité de conception, c'est la résistance au cisaillement non drainée associée à une grande teneur en eau qui est tenue compte dans les calculs.

Dans des cas spéciaux, une analyse tridimensionnelle doit être envisagée selon la géométrie du talus. Les forces dynamiques telles que les tremblements de terre, les forces de freinage engendrées par les engins de remblayage peuvent influencer négativement la stabilité du DEG. Les forces de freinage peuvent, empiriquement constituer quelque 30% du poids des engins qui les engendrent (Blümel et al., 1997). Les travaux de Yegian et Lahlaf (1992), sur le frottement entre les géosynthétiques, ne montrent pas une baisse significative de résistance au cisaillement en présence de forces dynamiques. Cependant, davantage de travaux sont nécessaires pour mieux cerner le sujet.

### **3.5 DETERMINATION DES PARAMETRES DE FROTTEMENT A L'INTERFACE**

#### **3.5.1 Réglementation**

Les paramètres de frottement GSY-GSY (G-G), ou GSY-sol (G-S), sont le plus souvent déterminés au laboratoire sur un dispositif inspiré de la boîte de Casagrande. A cause de l'étendu des éléments GSY utilisés en pratique, des lés de dimension minimale de 30x30 cm<sup>2</sup> sont utilisés au laboratoire pour y effectuer les essais de cisaillement. Cependant, pour l'étude des frottements entre des matériaux fins en contact avec des géosynthétiques à surface 'tendre', de plus faibles dimensions sont acceptées.

Le type d'équipements, les procédures d'essai et les conditions aux limites affectent sensiblement les résultats obtenus des essais de cisaillement sur géosynthétiques. Jusqu'à présent, seulement quelques réglementations concernant les essais préliminaires sont disponibles (ASTM, 1992 – BS, 1992 – CEN, 1997). Les aspects de frottements complexes issus de systèmes d'étanchéité en sol cohésif multicouche, des divers géosynthétiques, et des effets de l'eau ne sont pas encore formulés en règlements. La diversité des types de géosynthétiques ayant différentes épaisseurs, résistances, allongements et caractéristiques surfaciques a rendu cette mission difficile. Dans le monde, particulièrement aux USA et en Allemagne, des travaux de normalisation sont en cours. Des travaux de commissions sont penchés, entre autres, sur:

- la définition des dimensions minimales et maximales des boîtes de cisaillement,
- les aspects de dimensionnement des spécimens d'essais,
- le type de fixation du géosynthétique dans le dispositif d'essai,
- les conditions de mise à eau de l'échantillon sous contraintes,

- les types de fluides pouvant servir aux tests,
- l'incrémentation massive et temporelle,
- le type de cisaillement: à taux de contrainte contrôlé ou à taux de déformation contrôlé,
- la vitesse d'application du cisaillement,
- la teneur en eau et les conditions de drainage durant l'application du cisaillement,
- la durée totale de l'essai,
- le nombre d'essais à répéter pour différentes contraintes appliquées, et
- la linéarité de la courbe enveloppe de rupture.

Le nombre de variantes mises en jeu justifie, en partie, les difficultés de normalisation.

### 3.5.2 Conditions d'Essais de Frottement et Dispersion des Résultats

Les travaux de normalisation ci-dessus indiqués doivent définir clairement les conditions d'essai de sorte à réduire au mieux la dispersion des résultats pouvant être obtenus. Les conditions aux limites, qui semblent être de faible importance telles que le mode de fixation d'un GSB dans la boîte de cisaillement, peuvent étroitement affecter l'allure de la courbe  $\tau = f(\varepsilon)$  et, ainsi, la valeur mesurée du frottement. Aussi, les conditions aux limites des essais à effectuer doivent être discutées et définies en commun entre les ingénieurs chargés de l'étude en conformité avec le DEG projeté. Toutefois, il semble que la plus grande part de réglementation est accordée aux essais de laboratoire au détriment de la confection.

En outre, les conditions de chargement, les vitesses de cisaillement, et la mise à eau des spécimens GSY en test sont, aussi, importants à définir. Des conditions d'essais non drainés ne peuvent être obtenues sur des boîtes ordinaires de cisaillement, de même que la mesure de la pression interstitielle durant le cisaillement nécessite des moyens performants d'essai. La vitesse de cisaillement affecte largement les résultats escomptés, en particulier lorsqu'il s'agit de la mesure du frottement entre un sol cohésif et une GMB. Les vitesses élevées de cisaillement engendrent un développement de pressions interstitielles. La vitesse optimale de cisaillement dépend du type de sol investigué. Dans le cas où le sol en présence est cohésif, la vitesse de cisaillement dépend de l'épaisseur de l'échantillon testé et de sa perméabilité. Pour un essai de cisaillement sur un échantillon de sol cohésif, drainé des deux frontières, et d'épaisseur inférieure ou égale à 2.5cm, l'Eau (1990) propose une vitesse de cisaillement allant de 1.8mm/h à 6mm/h. Une plus faible vitesse de cisaillement est prévue pour les sols très fins. Les résultats d'essais de cisaillement sur les interfaces GTX-GMB et sable-GMB sont, généralement, non affectés par la vitesse de cisaillement (Blümel et al., 1997).

Un temps suffisamment long doit être alloué pour la consolidation d'un sol cohésif avant de procéder à la phase de cisaillement. Cet aspect est, parfois, négligé alors qu'une consolidation non achevée engendre, le plus souvent, des surpressions interstitielles pouvant affecter les paramètres mesurés.

Enfin, l'intensité de la contrainte normale appliquée lors de l'essai de cisaillement affecte l'éparpillement des résultats. Plus la contrainte normale est grande, moins la dispersion des résultats est prononcée. Phillip (1990) rapporte une variance de résultats d'essais de cisaillement de 17% pour une contrainte normale de 1 bar. Cette variance n'est que de 10% si la contrainte normale atteint 6 bars.

Pour une mesure fiable de paramètres de cisaillement sur produits géosynthétiques, la variance des résultats obtenus d'essais doit être examinée. Les essais effectués doivent être en nombre suffisant pour pouvoir être exploités. Un minimum de trois essais est préconisé pour des conditions similaires. L'essai pour lequel les conditions sont les plus proches du cas pratique doit être deux fois répété. De plus, une reproduction des mêmes essais par deux institutions indépendantes est vivement recommandée dans les



limites offertes. Les ingénieurs chargés de l'étude de stabilité auront à discuter les résultats obtenus, à analyser les dispersions recensées, et à définir les valeurs à prendre en compte.

### 3.6 METHODES D'ANALYSE

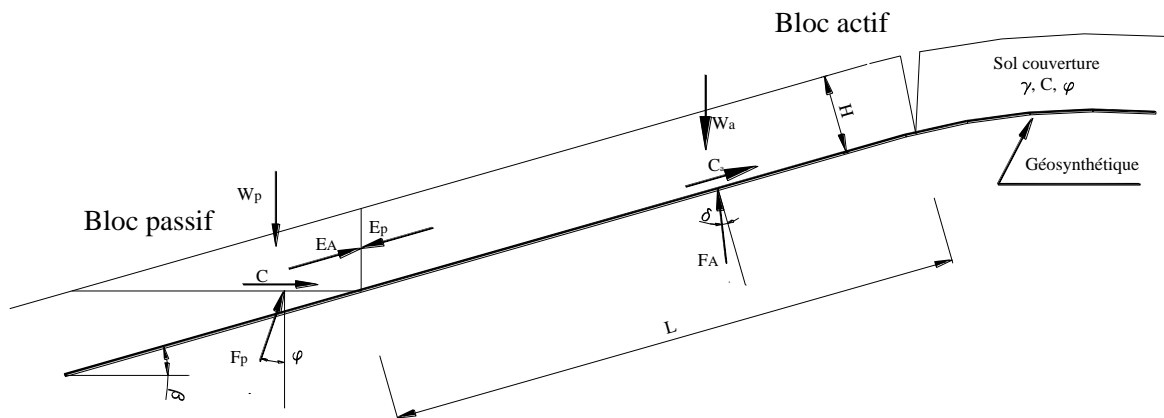
Les méthodes d'analyse de la stabilité d'un DEG peuvent être nombreuses et variées. Les différences entre les méthodes d'analyse sont, généralement, observées au niveau des visions phénoménologiques, des hypothèses simplificatrices, des formulations mathématiques, et plus rarement dans la fondation philosophique du mécanisme.

La méthode de superposition de diagrammes de contraintes est bien connue depuis longtemps, et peut s'adapter au cas d'un DEG. La juxtaposition de plusieurs géocomposites constituant un DEGB incite tout à fait l'utilisation d'une méthode de composition de contraintes. Cette méthodologie est directement inspirée des techniques de calcul de stabilité de talus en terre. Ceci est, d'ailleurs, escompté du fait de l'évidence du plan de rupture selon le géosynthétique. Par conséquent, les calculs numériques de détermination de la surface à plus faible coefficient de sécurité sont inutiles. La surface de rupture est décidée linéaire plutôt que circulaire ou autre forme plus complexe.

Soit un sol limoneux, sableux, ou graveleux recouvrant un géosynthétique en pente d'inclinaison  $\beta$ . Comme montré sur la figure 3.4, le coin glissant peut être réparti en deux zones distinctes:

- un massif de grande taille dit coin actif. C'est celui sur lequel s'appliquent les forces favorables au glissement,
- un petit coin au raz du talus faisant fonction de cale bien qu'il soit entraîné par le coin actif.

A la crête du talus, ou un peu plus bas, se distingue une zone de déchirement où le coin glissant actif se décolle du massif situé à l'amont. Les forces s'opposant au glissement sont celles engendrées par la cohésion du sol et/ou la friction de celui-ci. Les paramètres  $C$ ,  $\varphi$ ,  $C_a$ , et  $\delta$  sont expérimentalement déterminés au laboratoire. L'épaisseur de la couche glissante, ainsi que le poids volumique du sol sont supposés constants malgré la rupture structurelle du coin induite par le mouvement.



**Figure 3.4: Coupe longitudinale d'un DEG illustrant les diverses forces impliquées.**

En vertu des notations indiquées sur la figure 3.4, et du développement mathématique donné en annexe A, une équation du second degré en  $F_s$ ; ( $a.F_s^2 + b.F_s + c = 0$ ) est obtenue. Où:

$$a = 0,5 \cdot \gamma \cdot L \cdot h \cdot \sin^2 2\beta$$

$$b = -[\gamma \cdot L \cdot h \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \delta \cdot \sin 2\beta + C_a \cdot L \cdot \cos \beta \cdot \sin 2\beta + \gamma \cdot L \cdot H \cdot \sin^2 \beta \cdot \tan \varphi \cdot \sin 2\beta + 2 \cdot C \cdot H \cdot \cos \beta + \gamma \cdot H^2 \cdot \tan \varphi]$$

$$c = (\gamma \cdot L \cdot H \cdot \cos\beta \cdot \tan\delta + C_a \cdot L)(\tan\phi \cdot \sin\beta \cdot \sin 2\beta)$$

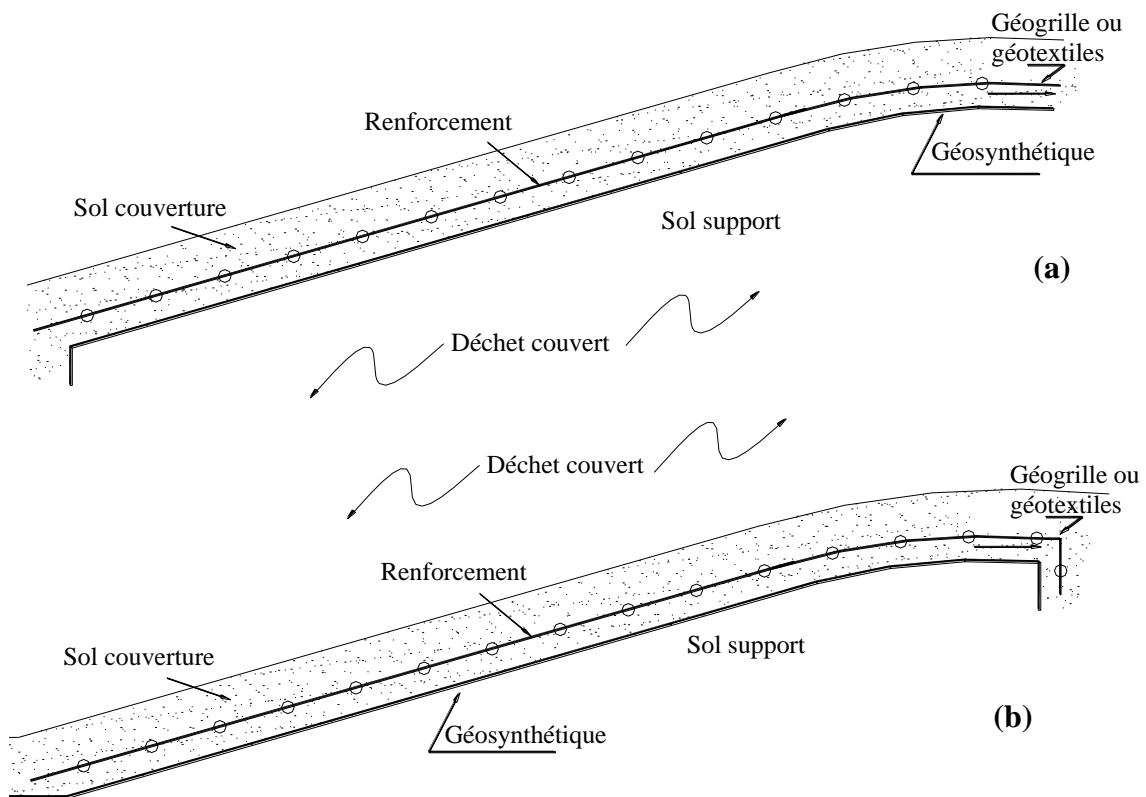
Le coefficient de sécurité recherché est la solution physique de:  $F_s = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$

Si la valeur trouvée de  $F_s$  est inférieure à l'unité, une rupture du DEG est prévue. Faut-il rappeler que les forces de courants d'eau, les forces dynamiques et celles développées durant les travaux de construction n'ont pas été introduites dans cette analyse. Celles-ci contribuent à l'affaiblissement de la stabilité, donc à la réduction de la valeur quantitative du coefficient  $F_s$ .

Lorsque la valeur calculée du coefficient de sécurité  $F_s$  est faible, ce qui prévoit, vraisemblablement, un rupture, un renforcement de la stabilité doit être mis en place. Les GGR et des géotextiles spécifiques sont souvent désignés pour renforcer le frottement dans le DEG. La figure 3.5 montre un cas de renforcement par GGR ancrée en crête. L'ancrage du renforcement peut être confondu ou distinct de l'ancrage du GSY. Lorsque le renforcement est une GGR, elle est entreposée à l'intérieur du sol, au sein de la couche support ou de recouvrement. Ceci pour éviter tout risque d'agression mécanique du GSY. Quand, par contre, c'est un géotextile qui fait fonction de renforcement, il peut être entreposé directement sur le GSY. L'effet du renforcement peut atteindre les deux frontières de la couche enceinte si celle-ci est de faible épaisseur.

La contrainte de traction par unité de largeur, développée dans l'élément de renforcement, est calculée en mettant  $E_a = E_p$  et en supposant un cas limite où  $F_s = 1$ . La force de traction obtenue, à l'issue de cela, est dite tension requise et est notée  $T_{req}$ . Le développement mathématique en est présenté en annexe A. L'expression finale de la tension requise est:

$$T_{req} = \frac{\gamma \cdot L \cdot H \cdot \sin(\beta - \delta)}{\cos\delta} - C_a L - \frac{\cos\phi \left[ \frac{C \cdot H}{\sin\beta} + \frac{\gamma \cdot H^2}{\sin\beta} \tan\phi \right]}{\cos(\phi + \beta)} \quad (**)$$



**Figure 3.5: DEG en pente avec élément de renforcement.**

**(a):** dispositif au-dessus de la décharge de déchets – **(b):** dispositif en-dessous de la décharge de déchets.

La valeur de la tension issue de la relation (\*\*\*) est comparée à la tension disponible ( $T_{disp}$ ) pouvant être fournie par la géogridde ou le géotextile compte tenu de leurs caractéristiques intrinsèques. Par ailleurs,  $T_{disp}$  retenue doit être relativement minorée par rapport à ses caractéristiques de fabrication de sorte à tenir compte des altérations de long terme, des agressions de mise en place, du fluage et des dégradations chimiques et/ou biologiques. Le coefficient de sécurité est, enfin, donné par:  $F_s = T_{disp}/T_{req}$

### 3.7 DESEQUILIBRE DE FORCES DE FROTTEMENT

Les forces de cisaillement développées par le sol situé au-dessus du géosynthétique sont dirigées vers le bas à l'interface. Par principe d'équilibre, des forces de cisaillement dirigées vers le haut sont développées en-dessous du géosynthétique au niveau de l'interface. La figure 3.6 illustre ce cas de situation. Trois scénarios d'équilibre sont envisageables:

$\tau_u = \tau_L$ : le géosynthétique est sollicité en cisaillement pure où les contraintes tangentielles sont égales de part et d'autre. Ce cas n'attire pas l'attention des études car est particulièrement théorique.

$\tau_u < \tau_L$ : le géosynthétique est sollicité en cisaillement, et est stable par excès à  $\tau_L - \tau_u$  près.

$\tau_u > \tau_L$ : le géosynthétique est sollicité en cisaillement pure d'intensité  $\tau_L$ . La différence ( $\tau_u - \tau_L$ ) doit être reprise par le géosynthétique en traction.

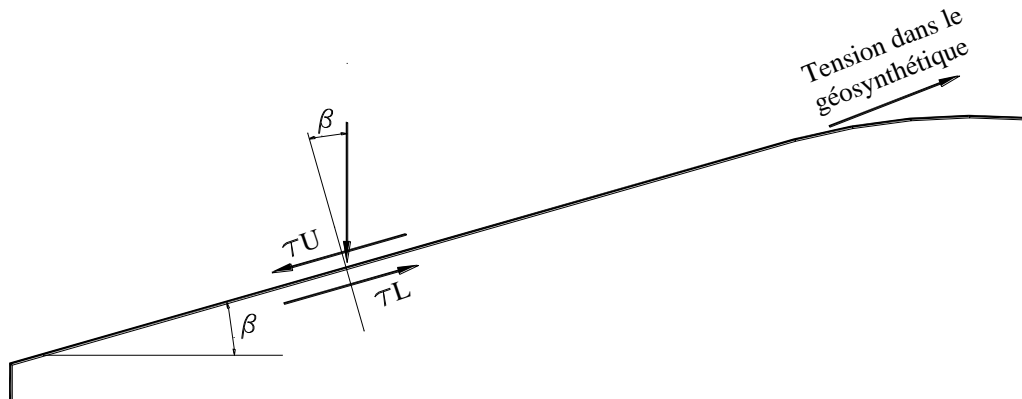


Figure 3.6: Contraintes de cisaillement et de traction exercées sur le géosynthétique.

C'est le dernier cas ( $\tau_u > \tau_L$ ) qui doit être étudié car ici réside toute la problématique. Ce cas de situation se produit généralement lorsque le matériau au-dessus du GSY est un sable grossier ou un gravier, alors qu'en-dessous, c'est un matériau fin à faible frottement tel que les argiles molles. La grandeur  $T_b$  est exprimée en unité de force par unité de largeur du talus. D'où l'on trouve (développement en annexe B):

$$T_b = [(Ca_U - Ca_L) + \gamma H \cdot \cos\beta \cdot (\tan\delta_U - \tan\delta_L)]L$$

L'entité  $T_b$  est, alors, comparée à la tension disponible ( $T_{disp}$ ) du géosynthétique obtenue au laboratoire.

De même, le coefficient de sécurité est donné par:  $F_s = T_{disp}/T_b$

Le coefficient de sécurité peut être augmenté par réduction de la pente d'inclinaison du talus, ou par utilisation de couches de matériaux ayant de meilleurs caractéristiques de frottement ( $C$ ,  $\Phi$ ).

### 3.8 DIMENSIONNEMENT DES ENCRAGES

Lorsque les frottements, de part et d'autre du géosynthétique (GSY), sont insuffisants pour conférer une stabilité vis-à-vis du glissement, une technique de stabilisation du dispositif doit être mise au point. Celle-ci se traduit par un dispositif d'ancrage du GSY dans la partie haute de la pente. Cette technique permet

une reprise des tensions induites par la couche de recouvrement. Le type d’ancrage est directement lié à l’importance des contraintes engendrées dans le GSY.

Le calcul de dimensionnement des ancrages peut être effectué selon deux méthodes. Les résultats obtenus par les deux méthodes sont, largement, distincts:

- une première méthode consiste à considérer uniquement les frottements à l’interface GSY-sol,
- une seconde méthode tient compte, en plus du frottement GSY-sol, les efforts d’ancrage dans la tranchée d’ancrage.

Trois types d’ancrage en tête de pente sont recensés dans la littérature (Briançon et al., 2001). La figure 3.7 montre, schématiquement, les trois types courants d’ancrage:

- le recouvrement simple sur la longueur L,
- l’ancrage partiel ou fichage vertical sur (L+D),
- l’ancrage complet sur la trajectoire (L+D+B).

Au-delà de trois travées d’ancrage, l’efficacité de celui-ci n’est plus augmentée. De plus, la mise en œuvre d’un tel système d’ancrage ne serait simple.

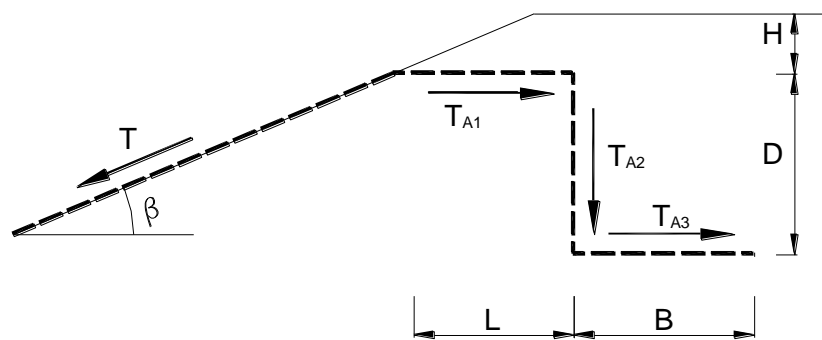


Figure 3.7: Forme générale d’une tranchée d’ancrage.

Pour un ancrage complet en tranchée, et en supposant que:

- la reprise des efforts au niveau de l’ancrage se fait uniquement par frottements sans aucun effet d’angle
- le sol en présence est sans cohésion,
- la couche de sol reposant sur la longueur L se déplace avec le GSY,

les équations suivantes sont présentées par Koerner (1994):

$$T_{A1} = \gamma \cdot H \cdot L \cdot \tan \varphi_{s,GSY}$$

$$T_{A2} = 2 \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot D \cdot (D/2 + H) \cdot \tan \varphi_{s,GSY}$$

$$T_{A3} = 2 \cdot \gamma \cdot B \cdot (D + H) \cdot \tan \varphi_{s,GSY}$$

Avec:

$\gamma$  : poids volumique du sol

$\varphi_{s,GSY}$ : angle de frottement à l’interface sol-GSY

$k_0 = (1 - \sin \varphi)$ : coefficient de poussée des terres au repos

La capacité d’ancrage de la tranchée étudiée est la somme des trois forces de tension.

L’effet de l’inclinaison de la pente est important à considérer, cependant difficilement introduisible dans la formulation. Pour le cas d’un recouvrement simple, Koerner (1991 et 1994) propose l’équation ci-dessous en estimant que la traction exercée sur le GSY le long de la pente apporte un supplément de

contrainte normale appliquée sur le lé de longueur L. Cet accroissement de la contrainte appliquée sur le lé (L) y induit une augmentation de la force de frottement. Ainsi réfléchi, la capacité d’ancrage s’écrit:

$$T = \gamma \cdot H \cdot L \cdot \tan \varphi_{s,GSY} \left( \frac{1}{\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \varphi_{s,GSY}} \right)$$

D’autres méthodes de calcul proposent la prise en compte de l’angle ( $\lambda$ ) de changement de direction entre les lés L et D. Cet artifice de calcul est inspiré du modèle d’un fil enroulé sur un cylindre de révolution. A chaque inclinaison ( $\lambda$ ) du fil enroulé, par rapport à une direction repère, correspond un effort de traction déduit via le facteur multiplicatif:

$$e^{\lambda \cdot \tan(\varphi_{s,GSY})}$$

A titre d’exemple, pour le cas de la figure 3.8 où ( $\lambda = \pi/2$ ), T est donné par:

$$T = T_{A1} + T_{A2} \cdot e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi_{s,GSY}}$$

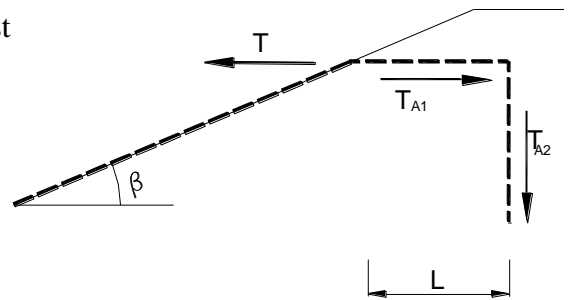


Figure 3.8: Ancrage fiché.

Les travaux de Briançon et al. (2001) montrent que la force de traction appliquée sur le GSY augmente avec la pente du talus. De même, la prise en compte de l’angle ( $\lambda$ ) proposé par Koerner (1994) surestime les résultats de calcul par rapport à l’observation. Les essais de traction par fichage (L+D) mettent en évidence une rupture du sol par enlèvement du coin délimité par L et D. C’est pourquoi il importe d’éviter un angle aigu, ou même droit entre L et D. Le meilleur serait d’avoir les deux parties (L et D) raccordées ou, à la limite, chanfreinées. De toutes les façons, l’expérience montre que l’angle délimité par L et D tend à s’arrondir au cours de la mise en tension du GSY. Les mêmes auteurs confirment, par

expérimentation, que la force de traction appliquée sur le GSY requise pour occasionner une rupture de l’ancrage par effondrement est inférieure à celle nécessaire pour extraire le GSY par cisaillement pur. Ce qui revient à dimensionner l’ancrage pour une capacité de rétention au maximum égale à la résistance au cisaillement du massif de sol en rupture (figure 3.9).

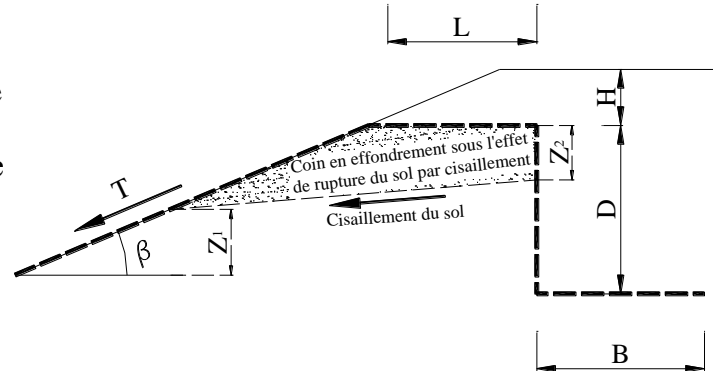


Figure 3.9: Effondrement de l’ancrage par cisaillement du coin de butée.

Par ailleurs, les parties D et B sont reconnues les plus importantes dans la reprise de l’effort de traction exercé. Briançon et al. (2001) attestent que plus de 80% de la capacité d’ancrage sont reprises par les parties D et B. Par conséquent, les paramètres géométriques essentiels à tenir compte pour le dimensionnement de la tranchée d’ancrage sont la fiche (D), et l’elongation (B) du fond de la tranchée. La longueur (L) est plutôt considérée dans la stabilité du massif situé entre la tranchée et la pente de surface.

Le concepteur de l'ancrage doit dimensionner celui-ci de sorte à résister à des efforts de traction légèrement supérieurs à la résistance productible par le GSY. De la sorte, si les contraintes de sollicitation du GSY viennent à augmenter anormalement, un arrachement de celui-ci se produirait plutôt qu'une déchirure. En outre, les contraintes appliquées le long du GSY en pente (poids des terres sus-jacentes, contraintes hydrauliques, et tassement des matériaux retenus) doivent rester faibles comparativement aux performances du GSY. Un design tenant compte de tous ces aspects, et faisant d'en sorte à ce que les contraintes au-dessus du GSY soient comparables à celles en dessous, permettra un fonctionnement du GSY en 'libre-contraintes'. Les imperfections de manutention et les éventuelles contraintes parasites doivent, aussi, être considérées dans le design.

Le dimensionnement d'une tranchée d'ancrage est, le plus souvent conditionné par la résistance requise, l'espace disponible, l'accès, et les moyens de réalisation. Le dimensionnement 'par défaut' pouvant servir de référence, et

devant être adapté selon le cas est: 0.5 à 0.7 m de large et 1m de profondeur. La figure 3.10 montre les types d'ancrage les plus élémentaires et, peut-être, les plus couramment exécutés. La figure 3.11 présente quelque dimensionnements de référence.

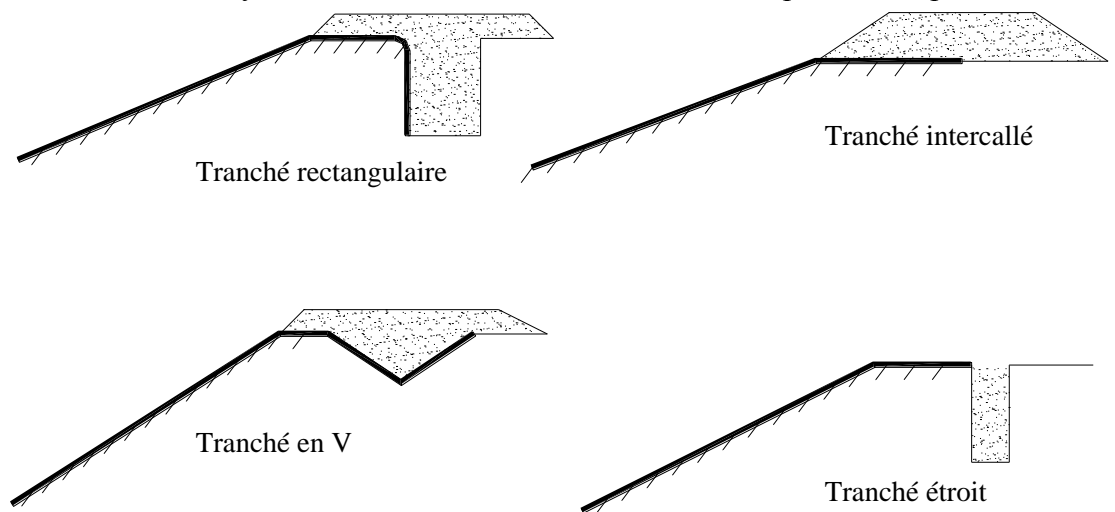


Figure 3.10: Ancrages élémentaires.

### 3.9 EQUATIONS D'EQUILIBRE

#### Tranché intercalé

La force de tension par unité de largeur pouvant être fournie par la couche de sol recouvrant le GSY est égale au produit du poids des terres sus-jacentes par la tangente de l'angle de frottement sol-GSY:

Soit:  $T_A = L.H.\gamma_{sol} \cdot \tan(\delta_L)$

#### Tranché en V

Bien que mathématiquement non rigoureuse, l'équation (2a) exprime de façon satisfaisante la force fournie par le coin en V par unité de largeur. L'équation (2a) assume que le coin en V reste indéplaçable si, toutefois, le GSY venait à être arraché, ce qui tient compte du frottement par-dessus et par-dessous le lé. Si le coin de sol est supposé mouvant, seule le frottement en dessous du GSY est pris en compte, cependant, le poids du sol sus-jacent est tenu compte comme chargement extérieur (équation 2b).

$$T_A = L.H.\gamma_{sol} \cdot \tan(\delta_L) + \left[ L_2.H_1 + \frac{L_2.D}{2} \right] \cdot \gamma_{sol} \cdot (\tan \delta_L + \tan \delta_U) \quad (2a)$$

$$T_A = L.H.\gamma_{sol} \cdot \tan(\delta_L) + \left[ L_2.H_1 + \frac{L_2.D}{2} \right] \cdot \gamma_{sol} \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \delta_L + \sin \alpha) \quad (2b)$$

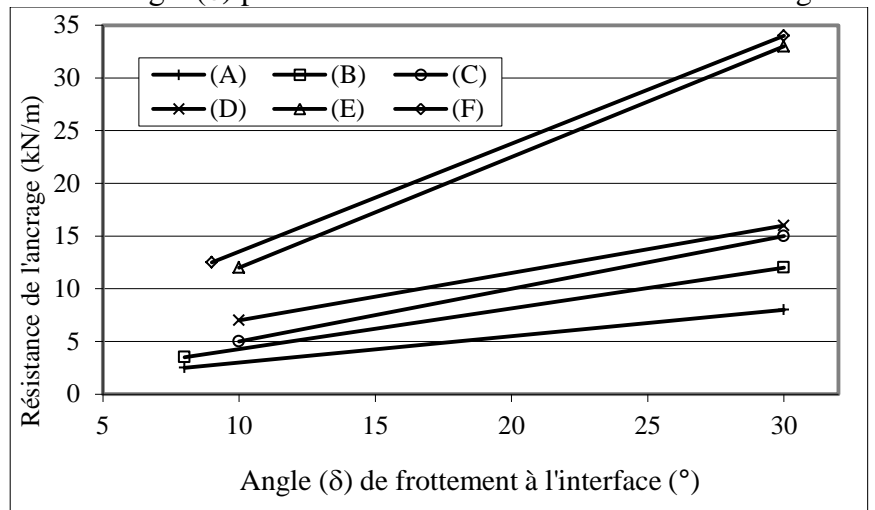
**Tranchée rectangulaire et/ou étroite**

L'équation (3) est une expression simplifiée inspirée de système de poulies. Sur la base des détails fournis par Koerner (1993) et le schéma (C) de la figure 3.12, la force de tension par unité de largeur peut s'écrire:

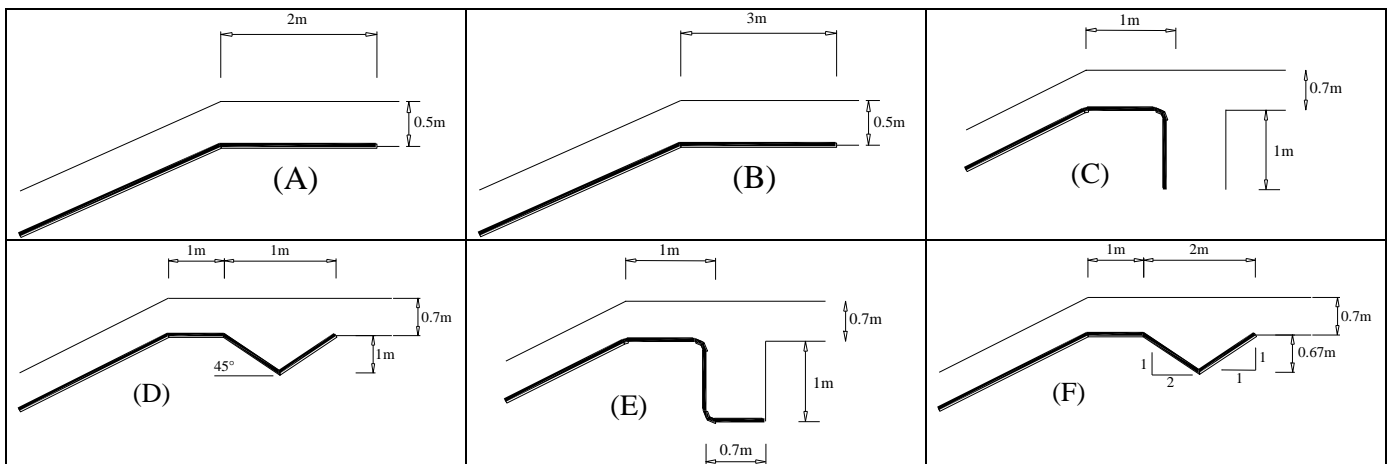
$$T_A = L.H.\gamma_{sol} \cdot \tan \delta_L + \left[ (1 - \sin \phi).D.\gamma_{sol} \left( H + \frac{D}{2} \right) \right] (\tan \delta_L + \tan \delta_U) + [X.(H + D)\gamma_{sol} (\tan \delta_L + \tan \delta_U)] \quad (3)$$

Le paramètre le plus important dans la résistance de l'ancrage est le frottement sur chacun des côtés du GSY. Des variables telles que le poids volumique du sol et le dimensionnement de l'ancrage peuvent être, plus ou moins, contrôlées. L'angle ( $\delta$ ) de frottement aux interfaces peut varier de 5°, pour des GMB mises en contact d'argiles, à environ 30° pour des GMB rugueuses en contact de sol grenu (Sharma et Lewis, 1994). Ce paramètre peut être davantage élevé lorsqu'il s'agit de GTX. La figure 3.11 montre la variation de la force d'ancrage en fonction de l'angle ( $\delta$ ) pour les cas de situations illustrés dans la figure 3.12.

Enfin, le tableau 3.2 donne les expressions de la force de traction pour divers types d'ancrage, où:  
 $\gamma_{sol}$ : poids volumique du sol en place  
 $\delta_L$ : angle de frottement sol-GSY sur l'interface inférieure du GSY  
 $\delta_U$ : angle de frottement sol-GSY sur l'interface supérieure du GSY  
**H, D, L, L<sub>2</sub>, H<sub>1</sub>, X et  $\alpha$** : caractéristiques géométriques montrées sur les schémas résumés en tableau 3.2.



**Figure 3.11: Variation de la force d'ancrage en fonction de l'angle ( $\delta$ ) pour les divers types d'ancrage regroupés sur la figure 3.12.**



**Figure 3.12: Dimensionnements couramment adoptés comme référence.**

Tableau 3.2: Expressions de la force de traction pour divers types d'ancrage.

	SCHEMATISATION	EXPRESSIONS ANALYTIQUES
Ancrage simple		$T_A = W \cdot \tan \delta_L$ $W = L \cdot H \cdot \gamma_{sol}$
Ancrage en V		$T_A = T_{A1} + T_{A2}$ $T_{A1} = L \cdot H \cdot \gamma_{sol} \cdot \tan \delta_L$ <p><u>Si le bloc de sol se déplace:</u></p> $T_{A2} = W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \delta_L + W \sin \alpha$ $= \left[ L_2 \cdot H_1 + \frac{L_2 \cdot D}{2} \right] \cdot \gamma_{sol} \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \delta_L + \sin \alpha)$ <p><u>Si le bloc de sol ne se déplace pas:</u></p> $T_{A2} = W (\tan \delta_L + \tan \delta_U)$ $= \left[ L_2 \cdot H_1 + \frac{L_2 \cdot D}{2} \right] \cdot \gamma_{sol} \cdot (\tan \delta_L + \tan \delta_U)$
Ancrage rectangulaire		$T_A = T_{A1} + T_{A2} + T_{A3}$ $T_{A1} = L \cdot H \cdot \gamma_{sol} \cdot \tan \delta_L$ $T_{A2} = \sigma_{havg} (\tan \delta_L + \tan \delta_U) \cdot D$ <p>Avec <math>\sigma_{havg} = k_0 \cdot \gamma_{sol} \cdot H_{avg}</math>  <math>k_0 = 1 - \sin \varphi</math> (estimé)  <math>H_{avg} = H + D/2</math> (estimé)</p> $T_{A2} = \left[ (1 - \sin \varphi) \gamma_{sol} \left( H + \frac{D}{2} \right) \right] (\tan \delta_L + \tan \delta_U) \cdot D$ $T_{A3} = X \cdot (H + D) \cdot \gamma_{sol} \cdot (\tan \delta_L + \tan \delta_U)$

### 3.10 CONCLUSION

Ce troisième chapitre met l'accent sur une des phases les plus ardues de mise en œuvre des GSB dans les ouvrages. La partie inclinée d'un ouvrage de rétention d'eau étant inévitable de par l'objectif-même d'accumulation d'eau, la conception et pose de l'étanchéité par GSB doivent y être procédées avec soin et attention prospères. Ce, sans manquer, évidemment, la vérification des conditions de stabilité de la pente en termes de mécanique des sols.

Une bonne part de qualité de mise en œuvre répond à ce que le GSB ne puisse subir des sollicitations parasites l'empêchant d'exercer sa fonction d'étanchéité. Une seconde part consiste en un maintien suffisamment ferme des GSB au niveau de la crête. C'est le rôle des ancrages. Pour toutes ces



conceptions, la marge de sécurité à prendre en compte dans l'application est prise visiblement large, ce qui appuie (implicitement) l'émergence de l'aspect pratique.

L'ensemble des trois chapitres précédents constitue la première partie de cette thèse. Les concepts exposés dans cette première partie peuvent être encadrés sous un titre de recherche bibliographique. Les notions renseignées montrent le caractère diversifié des conditions à considérer. Les résultats des observations et des travaux sur ouvrages achevés, ainsi que les prototypes d'essais sont hautement considérés car apportent des réponses directes aux interrogations de conception.

La liste des aspects techniques à considérer est visiblement longue, voire interminable. Ceci atteste de la complexité des mécanismes qui se développent dans l'ensemble sol-GSB. Non seulement les comportements du sol doivent être maîtrisés (ce qui est déjà une lourde charge analytique), mais aussi les lois de comportement du GSB utilisé. Or ces derniers matériaux sont constamment innovés autrement et produits de plus en plus rapidement. Que dire de la combinaison sol-GSB?

Les techniques de conception et les consignes de mise en œuvre sont appelées à révision et enrichissement en vue de tenir compte de ces aspects techniques: diversités des terrains, des ouvrages projetés et des conditions de fonctionnement de ces derniers, mais aussi des types de GSB utilisés.

## CHAPITRE 4 ESSAIS PRELIMINAIRES

### 4.1 INTRODUCTION

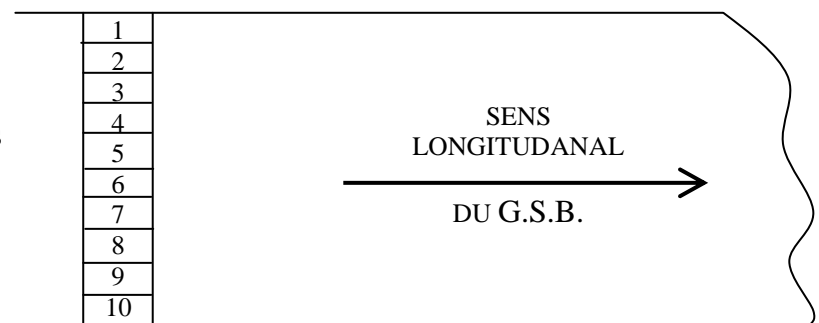
Le présent chapitre expose les résultats d'essais courants de caractérisation des matériaux investigués, ainsi que des essais de type mécanique. La plupart des essais réalisés sont en voie de normalisation, ce qui rend leur faisabilité dépendante de l'approche expérimentale de l'opérateur. Les détails de chaque essai sont explicités de sorte à pouvoir en interpréter les résultats.

### 4.2 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU MATERIAU

#### 4.2.1 Masse Surfaccique et Epaisseur

Dans le but de vérifier l'homogénéité de confection du GSB réceptionné, et de confirmer sa conformité à la fiche technique jointe, des échantillons de 20x20 cm<sup>2</sup> y sont prélevés. Leurs masses surfacciques, ainsi que leurs épaisseurs sont mesurées conformément aux normes d'essai EN ISO9864 et EN ISO 9863-1 respectivement. Le matériau choisi, arbitrairement, pour être testé est connu sous l'appellation commerciale VOLTEX.

Les échantillons prélevés sont découpés tels que montrés sur la figure 4.1. Au découpage des échantillons, il faut veiller à empêcher la bentonite de se déverser des bords. Une injection d'eau à faible débit dans la rainure de coupe suffirait pour pâtre la bentonite, ce qui induit un colmatage ferme des côtés.



**Figure 4.1: Prélèvements d'échantillons pour essais physiques.**

Par mesure de bon échantillonnage, seulement huit (08) spécimens sont découpés dans le sens de la largeur du lé. En effet, les bords de la bande risquent d'avoir été relativement altérés. C'est pourquoi les spécimens 1 et 10 sont refusés.

Le tableau 4.1 résume les résultats obtenus de la mesure des masses surfacciques et des épaisseurs sous une contrainte de 20kPa appliquée par le biais d'un piston. Les échantillons prélevés ont été pesés juste après découpage, leurs bordures sont humidifiées pour éviter le déversement de la bentonite. Ceux-ci sont pesés une seconde fois après séchage.

**Tableau 4.1: Masses surfacciques et épaisseurs des échantillons.**

Ech. N°	2	3	4	5	6	7	8	9
$M_h$ (g/cm <sup>2</sup> )	0.698	0.669	0.700	0.695	0.651	0.698	0.692	0.618
$M_s$ (g/cm <sup>2</sup> )	0.554	0.534	0.591	0.577	0.585	0.600	0.564	0.529
$e_h$ (mm)	6.64	6.75	7.06	6.98	7.00	7.01	6.52	6.44
$e_s$ (mm)	6.57	6.60	7.03	6.78	6.90	6.94	6.43	6.17
$\omega$ (%)	13.29	12.73	13.56	12.15	12.48	12.69	12.70	12.01

Où:

$M_h$ : masse surfaccique humide

$M_s$ : masse surfaccique à l'état sec

$\omega$ : teneur en eau

$e_h$ : épaisseur du GSB mesurée à humidité ambiante sous une contrainte de 20 kPa.

$e_s$ : épaisseur du GSB mesurée à sec sous une contrainte de 20 kPa.

Le tableau 4.1 montre que l'épaisseur du GSB est sensiblement élevée dans la partie centrale du tapis comparativement aux bordures. La faible différence ( $\approx 0.5\text{mm}$ ) ne semble pas être attribuée à une perte de matériau par échappement sur les bords. Les résultats des mesures des masses surfaciques confirment cette observation. En effet, la figure 4.2 montre deux ensembles de points. La variation dans chaque ensemble de points est aléatoire, cependant une constante différence entre les deux ensembles est observée.

Les épaisseurs sèches du GSB ont sensiblement diminué comparativement à celles avant séchage. Ce résultat est tout à fait normal étant donné le phénomène du retrait.

La figure 4.3 montre une représentation graphique des épaisseurs données au tableau 4.1. La différence des épaisseurs (à 20 kPa) entre l'état sec et l'état avant séchage confirme que le matériau était gonflé avant séchage. Ce gonflement est, véritablement, dû à l'humidité qui règne dans le GSB.

Les teneurs en eau enregistrées montrent que le GSB est naturellement déjà humidifié à environ 13%. Ceci souligne que le GSB est sensible à l'humidité de l'air. Il peut, donc, gonfler à humidification liquide ou en phase vapeur. Une attention particulière doit être prêtée aux pesées de sorte à éviter le mieux des pertes de matériaux. Des essais supplémentaires ont été effectués dans le but de confirmer la valeur de la teneur en eau. Les résultats obtenus sont de l'ordre de 12.5%.

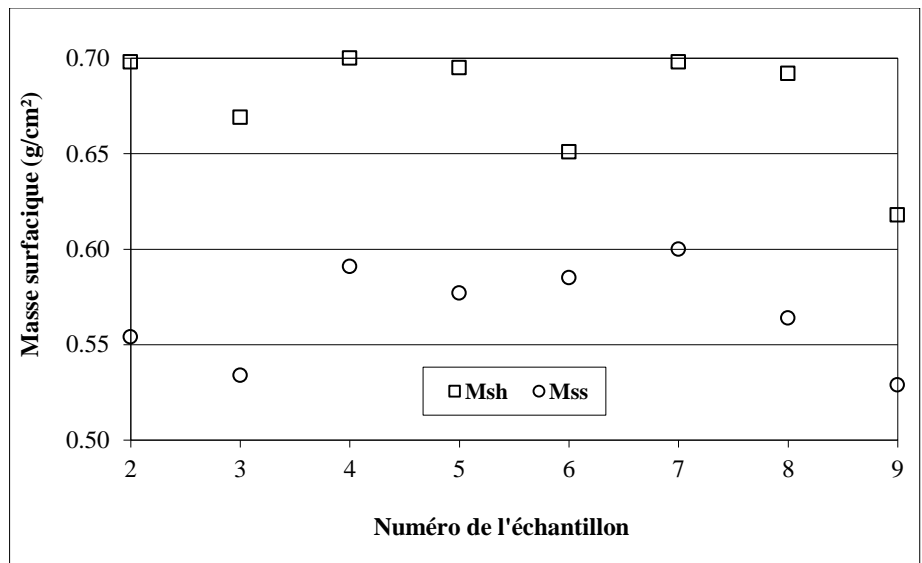


Figure 4.2: Masses surfaciques sèche et humide.

La figure 4.2 montre une constante différence, aux erreurs expérimentales près, entre la masse surfacique humide et la masse surfacique sèche. Ceci témoigne d'un même taux d'humidité dans tous les échantillons prélevés.

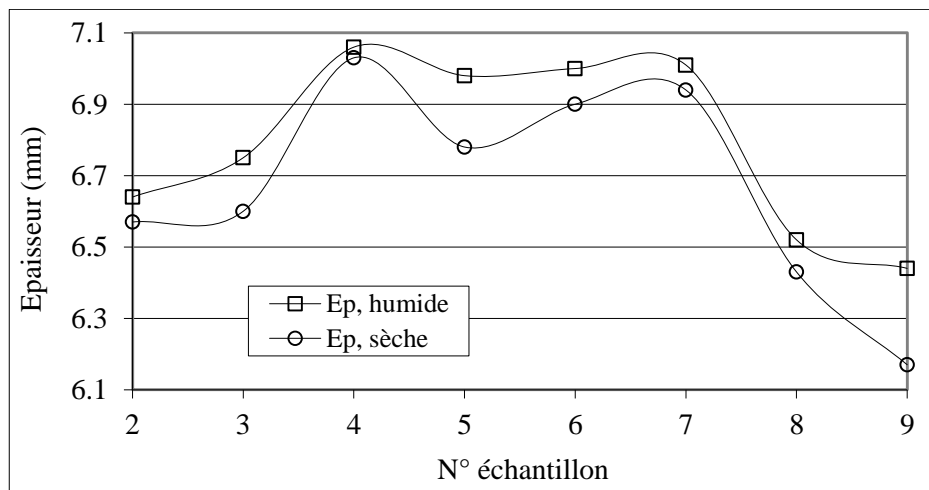


Figure 4.3: Epaisseurs des spécimens sous  $\sigma_v = 20 \text{ kPa}$ .

#### 4.2.2 Relation Epaisseur-Charge

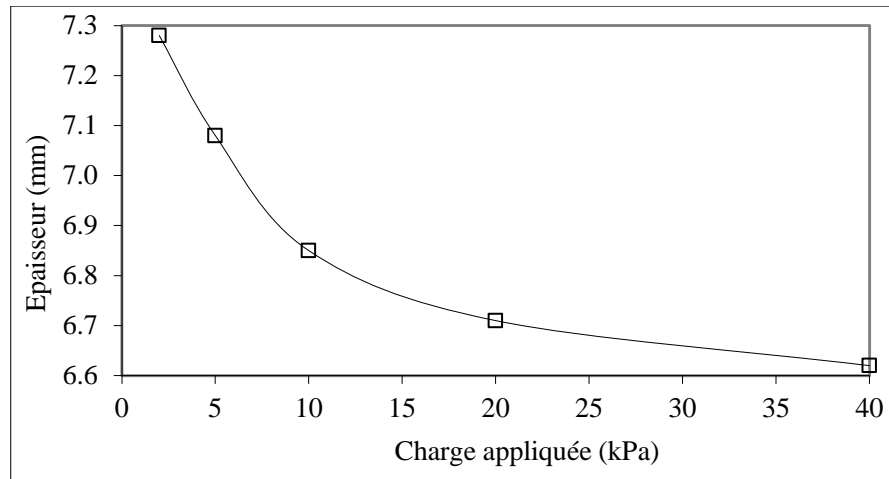
Dans le but de mieux illustrer la relation entre l'épaisseur du matériau et la charge massique appliquée dessus, une étude simpliste de la compressibilité du GSB est effectuée. Celle-ci consiste à mesurer à sec

l'épaisseur d'un échantillon GSB sous l'application de charges diverses. Le tableau 4.2 donne les valeurs de l'épaisseur des lés testés en relation avec la charge appliquée.

**Tableau 4.2: Epaisseurs sous charges.**

Charge (kPa)	2	5	10	20	40
Epaisseur (mm)	7.28	7.08	6.85	6.71	6.62

Les valeurs du tableau 4.2 sont graphiquement présentées sur la figure 4.4. Celle-ci montre une diminution de l'épaisseur à sec lorsque la charge appliquée augmente. Ce résultat est physiquement tout à fait prévisible.



**Figure 4.4: Effet de la charge appliquée sur l'épaisseur du lé.**

### 4.3 ESSAIS DE GONFLEMENT

#### 4.3.1 Définitions

Les essais de gonflement effectués sur les GSB visent la mesure du pourcentage de gonflement et de la pression de gonflement développés à la suite de l'humidification. Le pourcentage de gonflement ( $P_g$ ) est défini par:

$$P_g = \frac{\Delta V}{V_0} \times 100\% \quad \text{Ou encore, si la surface transversale du spécimen testé est constante, } P_g = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100\%$$

En ce qui est de la pression de gonflement ( $\sigma_g$ ), deux principales définitions sont émises:

- celle suffisante pour empêcher tout gonflement du matériau à la suite d'une humidification.
- celle suffisante pour remettre le spécimen en test à son volume initial après avoir gonflé.

Sur la base de ces deux définitions, plusieurs procédés expérimentaux ont été développés. Les résultats obtenus pour un même échantillon de matériau peuvent différer d'une procédure à l'autre.

Dans le cadre de cette étude, le montage expérimental adopté pour les essais de gonflement des GSB repose sur la première définition de la pression de gonflement donnée ci-dessus. Lorsque le gonflement du spécimen GSB est empêché, le phénomène est improprement dit 'gonflement à volume constant'. C'est à dire que le GSB gonfle vraiment, cependant son volume reste globalement inchangé par cause du confinement. En fait, le gonflement de la bentonite est encaissé par les pores inter-granulaires et ceux des géotextiles.

### 4.3.2 Approche Expérimentale

L'approche expérimentale de mesure de la pression de gonflement selon la définition adoptée, consiste à :

- 1- introduire un échantillon GSB dans une cellule oedométrique,
- 2- appliquer une charge choisie sur l'échantillon en place et laisser tasser à sec jusqu'à stabilisation. Le tassement est observé quasi-instantané,
- 3- sceller le système de fixation de sorte à empêcher toute possibilité de gonflement. La charge massique reste appliquée sur l'échantillon en test. La fixation du piston de la cellule d'essai est possible moyennant une sorte de couronne surmontant le piston et fixée à la base de la cellule par des tiges filetées boulonnées.
- 4- procéder à la mise à eau par absorption. L'eau, à charge hydraulique nulle, est mise en contact du GSB. Celui-ci en absorbera autant qu'il en pourra. Le pouvoir absorbant du GSB est conditionné par :
  - l'affinité du matériau à l'eau,
  - le gonflement de la bentonite durant l'absorption, et donc obturation des pores,
  - la contrainte exercée sur le matériau,
  - le volume autorisé de gonflement. Le GSB ne peut gonfler que dans les limites du volume offert
- 5- à la fin de la phase d'absorption le 'gonflement à volume constant' est lui aussi stabilisé. La charge massique appliquée à l'échantillon en test est progressivement augmentée jusqu'à détection d'un premier signe de tendance au tassement. Ce sera la charge juste suffisante pour maintenir l'échantillon à son volume à la fin de la phase d'absorption. C'est donc, selon la définition adoptée, la pression de gonflement.

La figure 4.5 montre une cellule oedométrique permettant la faisabilité de l'essai ci-dessus décrit.

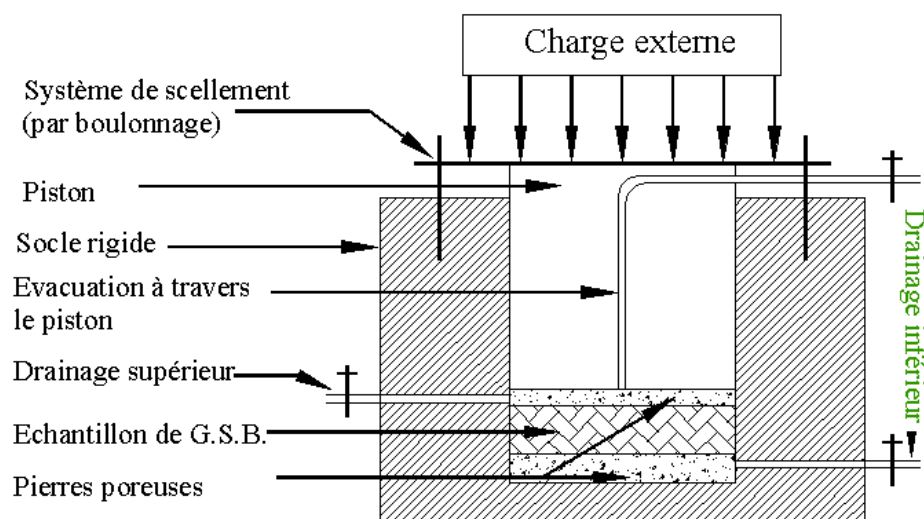


Figure 4.5: Schéma de la cellule d'essai de gonflement et de perméabilité.

### 4.3.3 Résultats

Les résultats des essais de saturation sont résumés dans le tableau 1 en annexe A. La présentation graphique de la phase absorption est donnée en figures 4.7 et 4.8. Le tableau 4.3 résume les principales caractéristiques des échantillons testés.

**Tableau 4.3: Données expérimentales.**

Ech. N°	$\phi$ (mm)	Masse (g)	$\sigma_i$ (kPa)	$E_{p0}$ (mm)	$E_{pc}$ (mm)
1	69	23.01	30	7.25	6.90
2	69	22.29	5	7.93	7.22

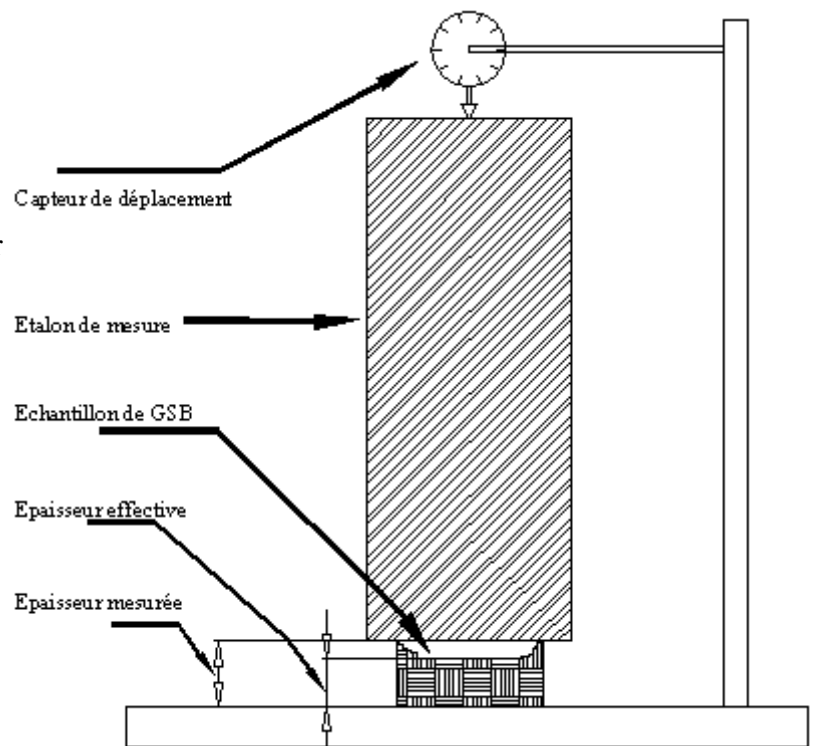
Où:  $\sigma_i$ : contrainte appliquée sur le GSB  
 $\phi$ : diamètre de l'échantillon

$E_{p0}$ : épaisseur de l'échantillon testé sous charge nulle  
 $E_{pc}$ : épaisseur de l'échantillon testé sous la contrainte  $\sigma$

Les épaisseurs  $E_{p0}$  et  $E_{pc}$  ont été mesurées dans la cellule oedométrique même. Leurs valeurs numériques sont nettement supérieures à celles mentionnées au tableau 4.1. La différence est bien justifiée pour la simple raison que les bords des échantillons testés sont gonflés par rapport à l'intérieur. Ce gonflement résulte de l'humidification du GSB dans les rainures de coupe pour éviter l'échappement de la bentonite. La figure 4.6 illustre la situation de mesure.

Après mise en place de l'échantillon GSB dans la cellule oedométrique, la contrainte de confinement est appliquée. Quelques instants plus tard, lorsque le GSB aura tassé, le système de scellement est mis au point de sorte à empêcher l'échantillon de gonfler une fois humidifié. Il faudra veiller à ce que le système de scellement n'apporte pas davantage de contrainte au spécimen en test.

La mise à eau s'effectue à charge nulle. C'est à dire que le GSB absorbe de l'eau par simple succion. Le volume d'eau absorbée par le GSB est enregistré dans le temps. La mesure du volume d'eau absorbée à charge nulle se fait en utilisant le dispositif dit 'bouteilles de Mariotte'.



**Figure 4.6: Epaisseur réelle et épaisseur mesurée.**

Les enregistrements effectués sont présentés en annexe II. Les courbes représentatives de la variation du volume d'eau absorbée en fonction du temps sont regroupées dans les figures 4.7 et 4.8. Par hypothèse, le gonflement du GSB est supposé étroitement lié à la quantité d'eau absorbée. Autrement dit: plus le GSB absorbe de l'eau, plus il gonfle. Réciproquement, le gonflement sera dit satisfait lorsque le matériau en test n'aura plus tendance à sucer l'eau. En fait cette hypothèse est plus ou moins justifiée car:

- d'une part le GSB (ou un quelconque matériau expansif) pourrait gonfler au delà d'un volume absorbé d'eau. Le gonflement est un phénomène qui met en jeu une charge ionique apportée par l'eau plutôt qu'un remplissage des vides interstitiels. Chen (1988) apporte que si la teneur en eau d'un sol expansif est maintenue constante, il n'y aura pas variation de volume. Les structures bâties sur ce type de sols ne seront pas sujettes au soulèvement. Cependant, Phatak et Kanittrak (1994) affirment qu'un sol peut développer du gonflement même à teneur en eau constante, et que le facteur temps est très important à considérer.
- D'autre part, la cinétique du gonflement est très semblable à celle de l'absorption (voir figure 4.8), ce qui appuie l'interaction entre les deux phénomènes et prête à confondre leurs causes et morphologies.

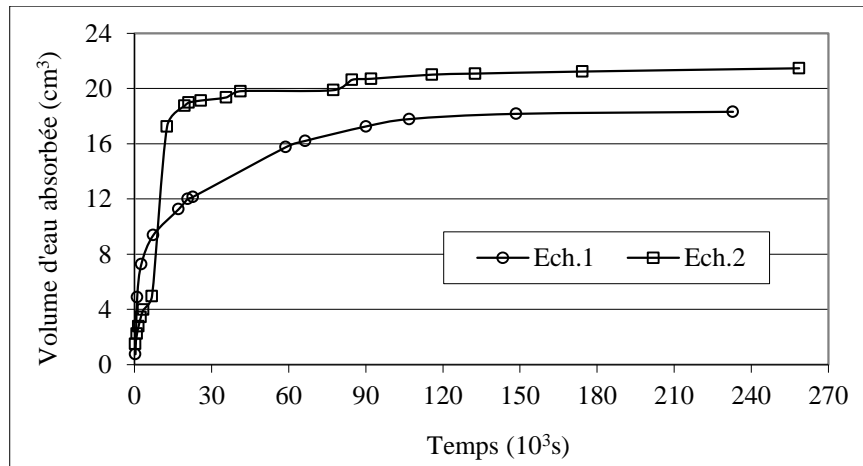


Figure 4.7: Variation du volume absorbé d'eau par le GSB en fonction du temps.

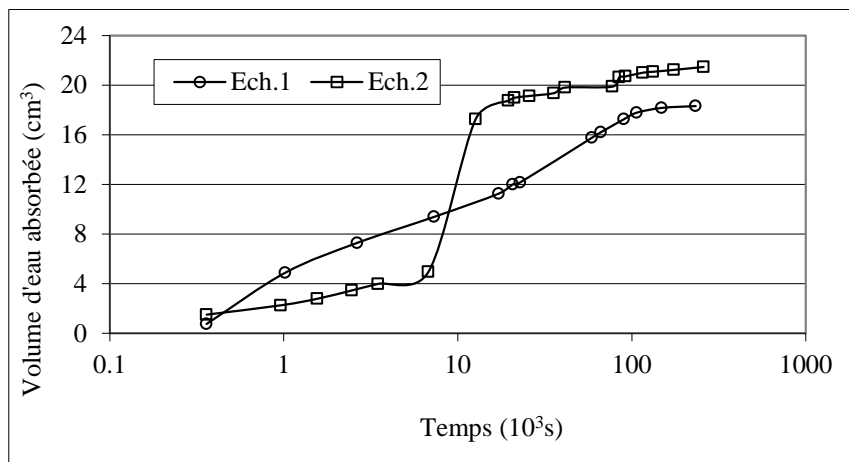
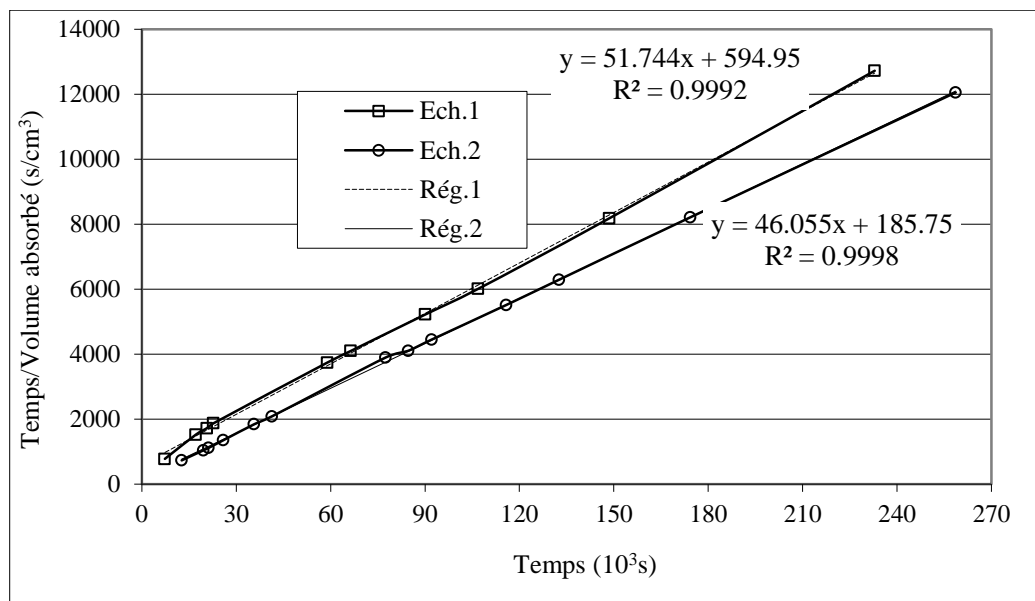


Figure 4.8: Cinétique de l'absorption 'Echelle logarithmique'.

La figure 4.7 montre que le phénomène d'absorption se stabilise dans le temps. Cependant il semble être infini compte tenu de l'allure des courbes représentatives. Le volume absorbé d'eau pour un temps infini doit être estimé de sorte à évaluer le taux d'absorption à tout moment de l'essai. La figure 4.8 présente, en échelle logarithmique, les mêmes résultats montrés en figure 4.7. C'est, aux termes près, une courbe en S caractérisée par un gonflement primaire suivi d'un gonflement secondaire.

Au delà de la première phase d'absorption, les mesures effectuées sont présentées dans un système d'axes  $t/V = f(t)$ . Les courbes représentatives des enregistrements effectués sont montrées sur la figure 4.9.



**Figure 4.9: Simulation de l'absorption par régression linéaire.**

La figure 4.9 montre qu'au-delà de la phase primaire d'absorption, celle-ci pouvant être définie au même titre que la consolidation primaire ou le gonflement primaire, les valeurs (t/V) varient quasi-linéairement par rapport au temps. Des fonctions linéaires de régression ont été trouvées satisfaisantes. Leurs courbes représentatives sont portées sur la même figure 4.9. Les coefficients de corrélation entre les résultats obtenus expérimentalement et les courbes de tendances sont très satisfaisants pour juger de la linéarité de la loi de comportement.

### 4.3.4 Calculs

Le phénomène d'absorption étant théoriquement infini dans le temps, un niveau de maturité du processus doit être pratiquement défini pour pouvoir arrêter l'expérience ou passer à une autre phase d'essai. Pour des raisons pratiques, l'absorption est considérée stabilisée lorsque celle-ci aura atteint 90% de sa valeur maximale, c'est à dire à un temps infini. Le calcul du taux d'absorption ( $\rho$ ) est effectué au fur et à mesure de la progression de l'essai. L'absorption sera dite stabilisée une fois  $\rho \geq 90\%$ .

Compte tenu de l'allure de la courbe absorption-temps, la loi régissant le processus en question est dite hyperbolique. Soit:

$$V_a = V_a^\infty \frac{t}{t_y + t} \quad (1)$$

- Où :
- V<sub>a</sub>** : Volume absorbé d'eau (cm<sup>3</sup>)
  - V<sub>a</sub><sup>∞</sup>** : Volume absorbé à l'infini (cm<sup>3</sup>)
  - t** : Temps (s)
  - t<sub>y</sub>** : Temps nécessaire pour absorber y% de V<sub>a</sub><sup>∞</sup> (s)

Les courbes de régression sont linéaires, leur équation caractéristique est donc de la forme  $Y = aX + b$  (2)



Par identification des équations (1) et (2), les paramètres suivants sont reconnus :

$$Y = v_a, \quad a = \frac{1}{V_a^\infty}, \quad X = \frac{t}{V_a^\infty} \quad \text{et} \quad b = \frac{t_y}{V_a^\infty}$$

b étant l'ordonnée à l'origine, celui-ci est rejeté à cause du fait que les résultats d'essai sur lesquels se base la régression sont choisis bien après le début du processus d'absorption. Le paramètre b est donc sans signification physique.

En vertu des équations de régression obtenues, et par identification, sont déduits:

### Echantillon 1

- courbe de régression :  $\frac{t}{V_a^\infty} = 0.0517 t + 594.95$  d'où  $V_a^\infty = \frac{1}{0.0517} = 19.34 \text{ cm}^3$ .

Le dernier point enregistré avant ce calcul d'estimation du taux d'absorption est:  $v_a = 18.31 \text{ cm}^3$

Le taux d'absorption est donc:  $\rho = \frac{18.31}{19.34} = 94.67\%$ .

### Echantillon 2

- courbe de régression :  $\frac{t}{V_a^\infty} = 0.0461 t + 185.75$  d'où  $V_a^\infty = \frac{1}{0.0461} = 21.70 \text{ cm}^3$ .

Le dernier point enregistré avant ce calcul d'estimation du taux d'absorption est:  $v_a = 21.46 \text{ cm}^3$

Le taux d'absorption est donc:  $\rho = \frac{21.46}{21.70} = 98.89\%$ .

L'absorption étant nettement supérieure à 90% dans les deux échantillons en test, les essais en cours peuvent être arrêtés, et une nouvelle phase d'essai entreprise.

## 4.4 ESSAIS DE PERMEABILITE

### 4.4.1 Théorie

Les essais de perméabilité sont effectués dans le but de confirmer le pouvoir d'étanchéité des GSB. La fonction principale que doit remplir un GSB est l'imperméabilisation du sol. Son coefficient de perméabilité doit, par conséquent, être aussi faible que possible.

La propriété d'étanchéité d'un GSB est entièrement due à la bentonite. Le géotextile remplit plutôt la fonction de mise en place et protection de la bentonite. Un GSB est, naturellement, perméable à l'air sec. La faculté d'étanchéité du GSB est une conséquence directe du gonflement de la bentonite. Celui-ci est, à son tour, résultat de l'humidification. Les principales phases du processus d'étanchement sont:



En gonflant, les particules de bentonite occupent les vides existants dans le GSB. Ceux-ci deviennent pratiquement fermés et très difficilement accessibles à l'eau. Ceci est, par définition, un étanchement ou, plus académiquement, une imperméabilisation.

Tenant compte du processus ci-dessus mentionné, le GSB remplira entièrement sa fonction via deux conditions:

- Le GSB doit être 'saturé' d'eau pour pouvoir gonfler aussi amplement que possible.
- Un corps de confinement doit être mis en contact du matériau pour assurer l'écrasement des pores.

D'autres facteurs, tels que la qualité de l'eau d'inondation et le temps, peuvent, plus ou moins, influencer le gonflement du GSB.

Lorsque le gonflement du GSB se sera stabilisé, celui-ci est considéré 'saturé'. En termes de mécanique des sols, la saturation sous-entend que l'eau remplit tous les pores interstitiels. Aucune poche d'air n'existe dans le matériau. Cette définition est projetée sur le matériau testé, cependant il faut tenir compte des différences suivantes:

- Les particules de bentonite font fonction de particules solides, alors que réellement elles ne sont pas autant. Celles-ci gonflent à mesure qu'elles absorbent de l'eau, ce qui n'est pas le cas pour les sols.
- Lorsque la bentonite aura complètement gonflé, la matrice bentonitique devient une pâte viscoplastique où les particules ne se distinguent plus les unes des autres.

L'expulsion de l'air existant dans le matériau est appuyée par le phénomène de gonflement des particules et remplissage des pores, cependant ceci n'exclut pas l'emprisonnement de petites bulles d'air dans la matrice. Une étude microscopique minutieuse et à échelle adéquate est nécessaire pour expliciter ce propos.

L'intuition passive, pouvant relier la perméabilité d'un matériau à son indice des vides, est souvent la proportionnalité dans les variations. C'est à dire que l'augmentation de l'indice des vides ( $e$ ) induit une augmentation de la perméabilité ( $k$ ). La nuance est commise car ( $e$ ) est souvent considéré représentatif d'un volume interstitiel. Cependant, du point de vue texture, la perméabilité est plutôt liée au volume des pores, à leur forme, et à leur continuité. Un indice des vides peut être relativement considérable mais les pores sont nombreux de faible taille et/ou discontinus.

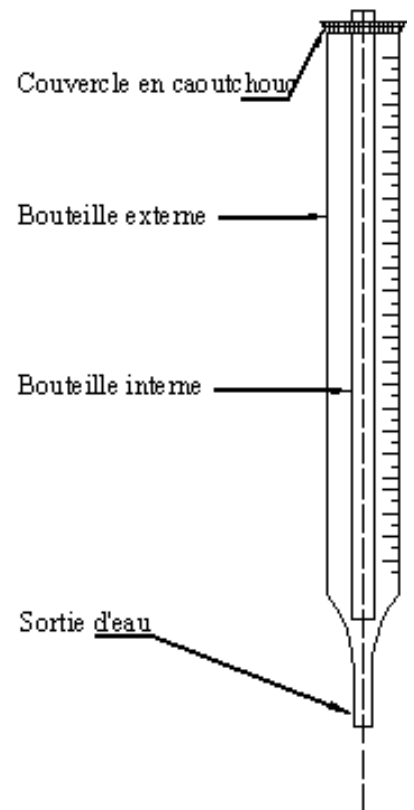
L'effet de la taille des pores sur la perméabilité d'un matériau est d'autant plus complexe que ceux-ci sont étroits. Des mécanismes physiques tels que la capillarité, l'osmose, et le frottement prennent de l'ampleur à mesure que les pores deviennent étroits.

Wang et Tseng (1995) apportent que sur un système d'axes bi-logarithmique, la variation  $k$ - $e$  est linéaire. C'est à dire  $k = c_1 \cdot e^{c_2}$ . Les travaux de Wang et Tseng (1995) ont porté sur trois variétés de vases. Les résultats obtenus sont effectivement conformes à une variation en puissance, cependant les indices des vides des matériaux testés sont considérablement grands allant de 3 à 20.

#### 4.4.2 Procédure Expérimentale

L'essai de perméabilité est effectué sur le GSB maintenu dans la cellule oedométrique après saturation. L'essai de perméabilité s'effectue à charge constante malgré la faible valeur prévue du coefficient de perméabilité. La charge hydraulique constante appliquée sur le GSB est rendue possible grâce au dispositif 'bouteille de Mariotte'. Ce dispositif permet de maintenir une charge hydraulique constante tout en assurant un approvisionnement continu en eau. La figure 4.10 illustre le dispositif 'bouteille de Mariotte'.

La bouteille de Mariotte permet d'alimenter la cellule de perméabilité en eau à charge constante. L'essai de perméabilité sur le GSB se fait, donc, à charge constante malgré la faible valeur prévue du coefficient de perméabilité. La charge hydraulique est maintenue constante grâce à la sous pression dans le volume délimité par les deux tubes. La pression atmosphérique est localisée au raz du tube interne. Lorsqu'il y a appel d'eau par l'orifice de sortie, l'eau emmagasinée dans le dispositif ne pourra s'évacuer que si la sous pression dans le tube externe s'affaiblit, ce qui nécessite, impérativement, une entrée d'air par le tube interne. Le volume d'air entré est égal au volume d'eau évacuée. L'air, étant plus léger que l'eau, se mettra en haut du tube externe. La diminution du niveau d'eau dans le tube externe est, donc, égale au volume d'eau absorbée par l'échantillon en test.



**Figure 4.10: Bouteille de Mariotte.**

Par ailleurs, il importe de noter que le phénomène d'absorption d'eau par le GSB en test est continu dans le temps, alors que la variation de volume lue dans la bouteille de Mariotte est une fonction discrète. En effet, l'appel continu d'eau de la part du spécimen GSB occasionne une chute de la pression hydraulique au droit de l'extrémité inférieure du tube interne. Une sorte de bulle d'air semi-fermée se forme à mesure que l'eau est absorbée par le GSB. Cette bulle d'air reste momentanément localisée à l'embout du tube jusqu'à maturation, ce qui veut dire que le volume d'eau absorbée n'est pas encore enregistré par le dispositif. Lorsque cette bulle d'air devient suffisamment volumineuse, elle se décolle du tube interne pour se mouvoir en ascension dans le tube externe. Ce n'est que lorsque cette bulle d'air arrive en haut du tube externe que la lecture du volume 'élémentaire / cumulé' absorbé d'eau peut s'effectuer.

#### 4.4.3 Résultats

Les résultats des essais de perméabilité effectués sur trois spécimens attestent de la faible perméabilité du GSB. Le tableau 4.4 donne, en (cm/s), les valeurs stabilisées des coefficients de perméabilité des échantillons testés sous différentes charges massiques. Les valeurs numériques des coefficients obtenus sont issues des équations:

- $v = k \cdot i$  ou  $Q = k \cdot A \cdot i$  C'est l'équation de Darcy
- $Q = V \cdot t$  et  $V = a \cdot \Delta h$  Equations physiques élémentaires.

D'où:

$$k = \frac{a \cdot e \cdot \Delta h}{A \cdot (\Delta H + e) \cdot t} \quad (2)$$

Avec

**v:** Vitesse d'écoulement de l'eau à travers le GSB en test (cm/s)

**k:** coefficient de perméabilité recherché (cm/s)

**i:** gradient hydraulique (ou gradient de perte de charge) =  $\frac{\Delta H + e}{e}$

**e:** épaisseur du GSB (cm)

**$\Delta H$ :** charge hydraulique appliquée sur le G.S.B. (cm)

**Q:** débit d'eau traversant l'échantillon en essai (cm<sup>3</sup>/s)

**A:** surface de base du GSB en forme circulaire (cm<sup>2</sup>)

**V:** volume d'eau traversant le matériau (cm<sup>3</sup>)

**t:** Temps (s)

**a:** section transversale du tube de lecture des volumes absorbés (cm<sup>2</sup>)

**$\Delta h$ :** dénivelée d'eau dans la bouteille de Mariotte (cm)

**Données:**  $\Delta H = 85$  cm     $A = 37.39$  cm<sup>2</sup>     $a = 0.75$  cm<sup>2</sup>     $e = 6.90$ mm (ou 7.22, ou 7.37 selon l'échantillon)

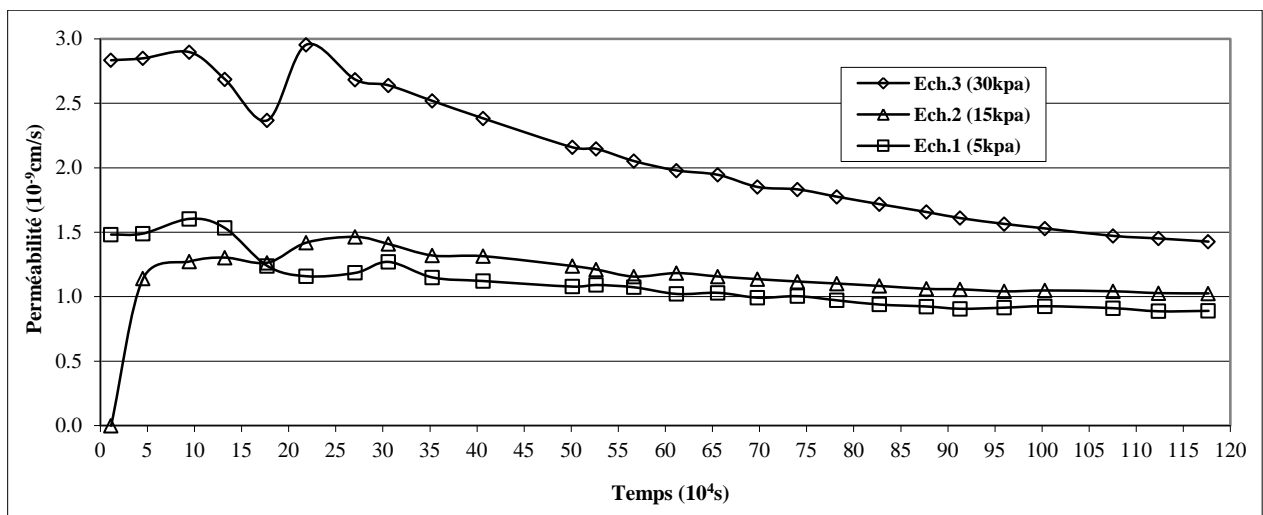
**Tableau 4.4: Perméabilités des échantillons testés.**

	<b>Ech.1</b>	<b>Ech.2</b>	<b>Ech.3</b>
<b>Contrainte appliquée (kPa)</b>	5	15	30
<b>Coefficient de perméabilité (10<sup>-9</sup>cm/s)</b>	1,00	0,89	1,43

Les valeurs moyennes retenues pour les perméabilités des échantillons testés montrent que la perméabilité du GSB est quasi-indépendante de la charge massique appliquée. Ce qui est bien aberrant. En principe la perméabilité du GSB en test doit être d'autant plus faible que la charge massique appliquée est grande. Plus la charge appliquée est intense, plus les pores sont refermés, et plus la porosité est réduite sous l'effet du gonflement. Les résultats du tableau 4.4 ne mettent pas en relief cette logique hypothèse. Bien au contraire la perméabilité sous 30 kPa est trouvée supérieure à celle sous 5 kPa.

Dans le but d'analyser plus en détail les résultats des perméabilités enregistrées, celles-ci sont calculées à des intervalles réguliers de temps modulo l'équation (2).

Les enregistrements des volumes d'eau traversant le GSB en test, les incréments de temps correspondants, ainsi que les coefficients de perméabilité calculés en vertu de l'équation (2) sont donnés dans l'annexe B. La présentation graphique des perméabilités au cours des essais est montrée en figure 4.11.



**Figure 4.11: Variation des perméabilités des lés testés dans le temps.**

L'examen des courbes montrées sur la figure 4.11 montre quatre principaux aspects:

- Au début des essais, les coefficients de perméabilité mesurés sont relativement distincts. Cependant, à moyen terme (5 à 6 jours), ceux-ci commencent à se stabiliser et convergent tous vers la même valeur.
- Paradoxalement aux prévisions, les coefficients de perméabilités en début d'essai augmentent lorsque la charge massique appliquée augmente. En logique, le spécimen le plus chargé devait avoir la plus faible perméabilité par raison d'écrasement des pores. Cette constatation laisse supposer que les charges appliquées sont relativement faibles et n'altèrent pas la structure volumétrique de la bentonite. Des charges aussi faibles permettent une compression du géotextile plutôt que de la bentonite. La compressibilité du géotextile évite un gonflement de la bentonite dans l'espace offert par ses fibres. D'autre part, il importe de considérer la continuité du processus d'absorption lors de la mesure de la perméabilité. L'absorption de l'eau continue de plus en plus faiblement, ce qui induit un gonflement de plus en plus poussé, et par conséquent une fermeture des pores de plus en plus serrée. La perméabilité mesurée n'est donc pas constante car l'eau entrante est répartie en deux quantités: l'une qui traverse l'échantillon, et l'autre emmagasinée par absorption.
- Le rabattement, nettement observé, des perméabilités dans le temps, est étroitement lié à la continuité des processus d'absorption et de gonflement dans le temps. En effet, la figure 4.7 et l'équation (1) attestent que le phénomène d'absorption de l'eau par le GSB est quasi-infini. Le processus de gonflement, durant les essais de perméabilité, ne doit donc pas être perdu de vue dans le sens où la perméabilité s'affaiblit à mesure que le gonflement se développe.
- La notion de perméabilité n'est vraisemblable que lorsque l'eau sort par l'extrémité haut du spécimen en test. Il faudra, donc, attendre une durée seuil ( $t_s$ ) pour avoir un régime d'écoulement permanent au delà duquel les mesures de perméabilité seraient représentatives. De plus, tant que l'eau n'aura pas atteint la sortie par le piston au-dessus du spécimen, la charge hydraulique n'est pas connue avec précision car le front de montée n'est pas localisé dans le temps. Une cellule transparente est vivement indiquée pour visualiser le niveau d'eau dans la cellule au-dessus de l'échantillon GSB. Dans tous les cas, et par hypothèse de l'expérience de Darcy, le régime permanent d'écoulement est le plus fiable pour la mesure de la perméabilité.

La figure 4.11 montre une tendance à la convergence des résultats vers une même valeur du coefficient de perméabilité indépendamment de la charge massique appliquée. Celui-ci est de l'ordre de  $10^{-11}$  m/s.

Les premières valeurs calculées du coefficient ( $k$ ) de perméabilité indiquent un régime d'écoulement transitoire. Des dégagements gazeux sont observés durant cette phase. Plus tard, le régime devient stationnaire à écoulement continu. Les valeurs mesurées de ( $k$ ) deviennent stables.

Le rabattement de la courbe représentative de la charge 30kPa serait témoin d'une affinité à l'absorption. C'est à dire que le GSB continuait à absorber l'eau lorsque l'essai de perméabilité fut commencé.

La valeur du coefficient de perméabilité indépendante de la charge appliquée peut insinuer deux remarques:

- 1°- la charge massique appliquée est relativement faible pour affecter sérieusement l'état d'arrangement des particules de bentonite dans le GSB.
- 2°- c'est le gonflement du matériau bentonitique qui régit l'état final de porosité après absorption poussée d'eau.

A propos des résultats obtenus de perméabilité, l'accent est mis sur les équations mathématiques ayant abouti aux valeurs indiquées dans l'annexe B. Le calcul de la perméabilité est entièrement basé sur la loi de Darcy:  $v = ki$ . Ce qui revient à dire, implicitement, que le gradient hydraulique est le seul responsable de l'écoulement à travers le GSB.

Il importe bien de rappeler que cette équation est surtout applicable pour les sols grossiers tels que les sables. Le GSB étant très faiblement perméable, des paramètres autres que le gradient hydraulique influent sur l'écoulement. Ces paramètres sont grosso modo représentatifs de forces électriques, de forces de tension capillaire, de forces d'osmose, et de forces de succion.

- Les forces électriques sont évidentes par phénoménologie du gonflement. La bentonite ne peut gonfler que s'il y a adsorption d'eau. La charge ionique apportée par l'eau régit, à grande proportion, l'amplitude du gonflement.
- Les forces de tension capillaire sont mises en évidence par la présence d'air dans le spécimen en test. Durant l'essai de perméabilité, des bulles d'air se sont dégagées des échantillons. Elles sortent, en chemin inverse, par l'orifice d'entrée d'eau. Un autre volume d'air aurait échappé par dessus le GSB à travers le piston. La quantité d'air se dégageant par l'orifice d'entrée de la cellule de perméabilité se fait de moins en moins dans le temps. Ceci témoigne, entre autres, de trois déductions:
  - que la phase d'absorption d'eau, aussi poussée qu'elle soit, n'implique pas nécessairement une saturation de l'échantillon de GSB. L'essai de perméabilité se fait donc en état non saturé.
  - compte tenu de la faible vitesse d'infiltration de l'eau à travers le GSB, malgré le fort gradient hydraulique ( $\cong 120$ ), l'air emprisonné dans le spécimen en test ne pourra jamais être évacué par répulsion.
  - la présence d'air sous forme de bulles dans le GSB en test ralentit considérablement la vitesse d'infiltration par diminution de la porosité effective (Amraoui, 1996). Par conséquent, les perméabilités mesurées sont d'autant plus exactes que l'air emprisonné est évacué.
- Les forces d'osmose sont ici indiquées à titre qualitatif pour mettre l'accent sur la différence dans l'imbibition du GSB par une eau pure et par une eau du robinet comme pour le cas des essais ci-effectués. L'eau sur site présente deux aspects de différence avec l'eau utilisée au laboratoire:

- la charge en sels dissous dans l'eau du site est bien évidemment différente relativement à l'eau pure ou à l'eau du robinet utilisée pour les essais réalisés,
- la variabilité de la charge dans le temps et selon les effets hydro-chimiques.

La plupart des sujets traitant des écoulements hydrauliques dans les sols assument que le gradient hydraulique est l'unique responsable du mouvement de l'eau. Cette hypothèse est entièrement basée sur la théorie de consolidation et sur la loi de Darcy. Ersig (1968), Wan (1970) et Mitchell (1972) ont fait la synthèse de divers travaux ayant relation avec le sujet et ont conclu de la mise en évidence et sur l'importance du phénomène d'osmose dans les sols fins, et en particulier dans les sols expansifs.

- Les forces de succion sont, elles aussi, importantes à considérer dans la mesure où le GSB testé était introduit moyennement humidifié (teneur en eau pondérale  $\cong 13\%$ ) dans la cellule de perméabilité, ce qui aurait été différent si celui-ci était sec.

Les travaux de Stephen et al. (1992) montrent que la conductibilité hydraulique d'une argile est sensiblement influencée par, entre autres, le type de perméamètre utilisé. Celui-ci peut être un moule de compactage, une cellule oedométrique, ou une cellule triaxiale. Dans les trois cas d'essai, la perméabilité varie avec la teneur en eau. Cependant, elle ne semble pas suivre une loi de comportement donnée. De même, les types d'appareillages utilisés influent différemment selon le type de sol étudié. Les différences constatées peuvent être attribuées aux spécifications des équipements, aux procédures d'essai et aux contraintes appliquées. Le tableau 4.5 résume les différences notables entre trois types de perméamètres. Les paramètres indiqués sur le tableau 4.5 influent différemment sur la perméabilité et sont interdépendants les uns des autres.

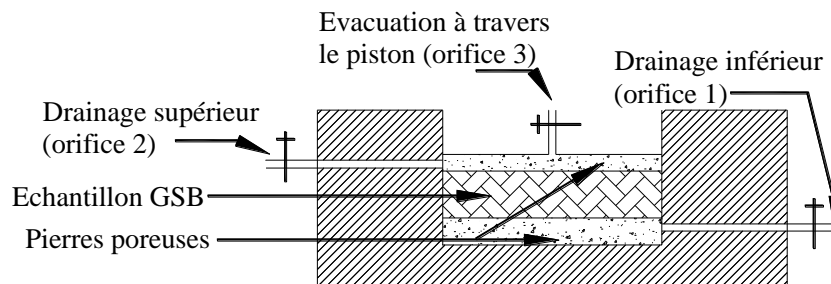
**Tableau 4.5: Effets de divers paramètres physiques du sol et du type d'équipements.**

Paramètre	TYPE DE PERMEAMETRE		
	Moule de compactage	Cellule de consolidation	Paroi flexible
<b>Fuite sur les parois</b>	Possibilité de fuite	Fuite d'eau peu probable grâce à l'application verticale de la contrainte	Fuite impossible
<b>Indice des vides (e)</b>	Relativement élevé car la contrainte verticale est nulle	e relativement faible à cause de la charge appliquée	e relativement faible à cause de la contrainte de confinement
<b>Degré de saturation (S<sub>r</sub>)</b>	Echantillon probablement non saturé	Echantillon probablement non saturé	Très forte probabilité de saturation grâce à l'application de la contre pression
<b>Pores formés durant la préparation</b>	Impossible car l'échantillon est testé dans le moule même de compactage et n'est pas taillé	Des vides pourraient se former, cependant l'application de la contrainte verticale contribue à leur fermeture	Vides non significatifs car la membrane flexible épouse bien la forme latérale de l'échantillon en test
<b>Partie testée de l'échantillon</b>	L'échantillon compacté est entièrement testé y compris les parties $\pm$ denses et la tranche supérieure relativement peu compactée.	Seule la partie centrale de l'échantillon préparé est testée. Les parties sup. et inf. sont éliminées.	Environ un centimètre de sol est éliminé de chaque extrémité.

Pour le cas des échantillons GSB testés, il importe de souligner la perte de matériau bentonitique lors de la préparation du spécimen. Cette remarque est surtout notée lors de la coupe de l'échantillon, malgré les précautions prises, et aussi lors de l'introduction de l'échantillon dans la cellule oedométrique. La figure 4.12 rappelle l'état du GSB mis en place dans la cellule oedométrique. La charge appliquée serait donc vraisemblablement appliquée sur les bords.

De ce fait, et compte tenu du bouchage éventuel de l'orifice 3 de sortie (figure 4.12), il faut impérativement adopter l'orifice 1 pour la sortie d'eau. La sortie 3 devant rester hermétiquement fermée.

Même si l'orifice 3 peut évacuer l'eau durant l'essai, sa position est douteuse vis-à-vis de la pierre poreuse supérieure laquelle est fixée au piston. Si l'échantillon testé est, involontairement, mis tel que l'orifice 3 soit au droit de la surface latérale du GSB, les enregistrements effectués seront incompatibles avec l'équation (1) qui stipule que l'écoulement est vertical du bas vers le haut.



**Figure 4.12: Entrée et sorties d'eau par rapport au GSB en test.**

Par ailleurs, et compte tenu de l'«activité» du GSB, l'équation élémentaire de Darcy est inadéquate pour modéliser suffisamment le phénomène. Le processus d'infiltration de l'eau dans le matériau peut être analysé selon deux volets:

- l'irréversibilité thermodynamique. Cet aspect étudie la simultanée des mouvements de l'eau et des sels.
- la continuité de la matière. C'est dire que les sels contenus dans l'eau d'imbibition sont dissous de façon homogène de sorte à ce que la quantité unitaire de sels véhiculée par unité de volume d'eau soit constante.

Les deux aspects physiques ci-dessus énumérés ont été développés par Greenberg et al. (1972). En combinant les équations d'écoulement, de continuité et de diffusion, ces auteurs aboutissent à une équation différentielle régissant l'infiltration des sels dissous dans l'eau. Cette équation est de la forme:

$$\frac{\partial C_s}{\partial t} = \left( \frac{1+e}{e} \right) D \frac{\partial^2 C_s}{\partial z^2} \quad (3)$$

Où:

**C<sub>s</sub>**: Concentration en sels (moles/cm<sup>3</sup>). C'est le nombre de moles de sels dissous par volume unitaire de solution.

**D**: Constante de diffusion des sels (cm<sup>3</sup>/s/cm soit cm<sup>2</sup>/s)

**e**: indice des vides du sol.

L'équation (3) est connue sous l'appellation: équation de diffusion des sels. Elle est semblable à l'équation de consolidation régissant la dissipation de l'excès de pression interstitielle, à l'équation des ondes et à l'équation de la chaleur.



Le terme  $\frac{1+e}{e}$  étant l'inverse de la porosité du sol, celui-ci dénote que la section transversale de sol, traversée par le courant de sels dissous, est proportionnelle à la porosité du matériau.

Olsen (1969) montre que l'effet osmotique des solutions interstitielles est d'autant plus important que l'indice des vides est faible, que le sol est compressible, et que la concentration ionique est forte. Dans la littérature technique, le phénomène d'osmose est caractérisé par une consolidation rapide et harmonique suivie d'un gonflement. La durée de temps nécessaire pour atteindre la consolidation maximale varie comme le carré du chemin de drainage ( $h$  ou  $h/2$ ). L'amplitude de la consolidation est étroitement liée à la valeur de la concentration en sels aux frontières du matériau.

A la suite de l'essai de perméabilité, l'échantillon GSB peut être mécaniquement surchargé pour en déduire la pression de gonflement ( $\sigma_g$ ). Selon le principe de l'action et de la réaction, le piston ne pourra se déplacer contre le GSB que s'il arrive à exercer une contrainte verticale au moins égale à ( $\sigma_g$ ). Partant de ce principe, le GSB est chargé progressivement jusqu'à apparition du premier signe d'affaissement. La charge massique appliquée correspond alors à la pression de gonflement.

La procédure de mesure de  $\sigma_g$  consiste à mettre la cellule oedométrique dans une presse équipée d'un capteur d'effort et d'un capteur de déplacement. La charge, en lente augmentation, est lue sur le dispositif de mesure de l'effort. La déformation doit rester nulle tant que la charge appliquée ne parvient pas à contrecarrer la pression de gonflement. Au moindre déplacement du piston dans le sens de la compression, la charge appliquée est arrêtée et est enregistrée. La pression de gonflement correspond à la charge appliquée au moment de la déformation.

Le tableau 4.6 résume les principales caractéristiques des spécimens GSB en fin des essais.

**Tableau 4.6: Mesures en fin des essais.**

Echantillon N°	1	2	3
<b>Contrainte initiale de confinement (kPa)</b>	5	15	30
<b>Pression supplémentaire * (kPa)</b>	294	160	254
<b>Pression de gonflement (kPa)</b>	299	175	284
<b>Teneur finale en eau du GSB (%)</b>	107.27	108.11	95.22
<b>Teneur finale en eau de la bentonite (%)</b>	138.69	114.00	103.47
<b>Epaisseur après extraction (mm)</b>	8.15	8.0	7.50

\* La pression supplémentaire est la contrainte additionnelle à la contrainte initiale qu'il faut appliquer sur le GSB pour contrecarrer sa pression de gonflement.

Les valeurs des pressions de gonflement ne semblent pas être corrélées aux contraintes de chargement préalablement appliquées sur les spécimens. Les prévisions stipulent que le GSB le plus confiné doit développer la plus grande pression de gonflement. Ceci car cette dernière est étroitement liée à la densité de la matière expansive sous test. Pour le cas des essais effectués, les contraintes appliquées seraient assez faibles pour atteindre le matériau bentonitique. La même interprétation faite pour la perméabilité peut être reprise pour la pression mesurée. De plus, le nombre d'essais à effectuer doit être amplement augmenté pour pouvoir confirmer cette hypothèse. Le frottement latéral du piston, et en particulier son joint torique d'étanchéité, influe décisivement sur la mesure effectuée compte tenu de sa grandeur par rapport à la pression de gonflement développée par le GSB. La stationnarité de la déformation prête à confusion et tend à négliger le frottement latéral sous la vision que tout se passe à volume constant. La réalité est loin d'être ainsi interprétée car pour contrecarrer la 'pression de gonflement du GSB' il faut admettre une

déformation, aussi infiniment petite qu'elle soit. C'est, d'ailleurs, la preuve de l'atteinte de la valeur seuil recherchée. Or pour avoir cette fameuse déformation infiniment petite, il faut aussi contrecarrer le frottement latéral du piston et de son joint torique. Le dispositif de mesure doit donc être adapté aux grandeurs escomptées.

En outre, l'accent est mis sur le taux de contrainte appliquée au spécimen GSB pour en déterminer la pression de gonflement. L'aspect dynamique de l'application de la charge reste amplement discutable. Sous une contrainte fixe appliquée, la déformation du GSB peut être différée, ce qui implique que l'application dynamique de la charge surestime la pression de gonflement.

Par ailleurs, la différence entre les valeurs des épaisseurs finales et initiales est quasiment non-interprétable. A l'inverse de l'épaisseur initiale du spécimen GSB, où les bords étaient plus épais que le centre (figure 4.6), l'épaisseur finale du GSB est bien uniforme sur chacun des plans de base. L'augmentation de l'épaisseur après extraction du spécimen n'a rien à voir avec la charge appliquée initialement. Ceci est d'ailleurs prouvé par le blocage ferme du piston avant la mise à eau. L'épaisseur finale d'un GSB gonflé à volume constant n'est autre qu'une uniformisation de son épaisseur sur la base des espaces aléatoires formés entre celui-ci et le piston avant mise à eau. Théoriquement, plus la charge appliquée sur le GSB à sec est grande, moins la différence entre les épaisseurs initiale et finale est prononcée.

Dans l'objectif d'estimer le degré de fiabilité des résultats obtenus, des essais supplémentaires ont été réalisés. Dans ces essais, les GSB ont été humidifiés par trempage instantané dans de l'eau déminéralisée. Immédiatement après trempage, les spécimens sont enveloppés dans des sacs en plastique et laissés séjourner pendant environ 48 heures sous contrainte de confinement. La durée de cure permet une uniformisation de la distribution de la teneur en eau au sein du GSB. Après la cure, les spécimens sont découpés selon la dimension requise puis introduits dans les cellules d'essais. Le tableau 4.7 résume les résultats des essais effectués.

**Tableau 4.7: Résultats des essais effectués sur GSB humidifiés par trempage.**

Echantillon	5	6	7
<b>Humidification</b>	Immersion	Immersion	Immersion
<b>Diamètre (mm)</b>	102	102	69
<b>Contrainte de confinement (kPa)</b>	30	30	30
<b>Masse du spécimen avant essai (g)</b>	69.54	87.51	34.35
$\omega_{(G.S.B. \text{ au prélèvement})} (\%)$	-	14.53	8.96
$\omega_{\text{Bento. au prélèvement}} (\%)$	-	-	9.57
$\omega_{\text{GSB}} (\%)$	-	64.40	85.47
$\omega_{\text{bento.}} (\%)$	62.52	65.80	85.20
<b>Epaisseur initiale sous 30 kPa (mm)</b>	-	9.53	8.13
<b>Epaisseur finale sous 30 kPa (mm)</b>	6.95	9.60	-
$\omega_{\text{GSB}} (\%)$	126.58	120.06	-
$\omega_{\text{bento}} (\%)$	133.84	129.74	-
<b>Masse du spécimen après essai (g)</b>	93.07	106.04	-
<b>Pression de gonflement (kPa)</b>	Insignifiante	Insignifiante	-

Les résultats du tableau 4.7 ne semblent pas affecter les discussions préalablement faites et concernant les échantillons 1, 2, et 3. Il en découle que les jugements retenus à l'issue des essais effectués auparavant sur les spécimens 1, 2, et 3 sont confirmés. Il importe, par ailleurs d'observer que:

- la cure des échantillons GSB après immersion leur confère un aspect plastique relativement peu déformable. La déformabilité des échantillons curés est sensiblement liée à l'intensité de la contrainte de confinement appliquée. Plus la contrainte est forte, moins le spécimen devient déformable.
- la cure du coupon GSB après immersion permet un gonflement bien avancé de la bentonite. Le découpage des spécimens GSB en galettes devient faisable sans risque de perte de matériau bentonitique au droit des coupures.
- la quantité d'eau absorbée dans la cellule oedométrique est fonction de la teneur initiale en eau. L'interaction succion-teneur en eau est suffisamment connue. Elle ne sera pas développée dans cette section.
- la valeur insignifiante de la pression de gonflement obtenue selon l'approche adoptée est tout à fait évidente car la bentonite a expiré pratiquement tout son potentiel de gonflement avant mise en cellule.

#### 4.5 PRESSION DE GONFLEMENT

La pression de gonflement développée par le GSB est, entre autres, gouvernée par la quantité d'eau retenue par celui-ci. L'objectif visé par l'essai décrit dans la présente section est d'observer le développement de la pression de gonflement du GSB dans le temps lorsque celui-ci est mis à eau sous une faible charge hydraulique.

Le dispositif d'enregistrement de la pression de gonflement en fonction du temps consiste en une cellule oedométrique surmontée d'un capteur de force. Ce dernier doit être, à la fois, le plus rigide et le plus sensible possible. Le capteur de force est maintenu entre le piston de la cellule oedométrique et un support rigide fixe. La mise à eau du spécimen GSB est effectuée à charge hydraulique constante grâce au dispositif de Mariotte.

Selon les lois de l'élasticité, le capteur de force doit subir une déformation pour pouvoir détecter la contrainte développée par le GSB. Cette déformation est, elle-même, transmise en relaxation par rapport à l'échantillon en test. Par conséquent, il devient nécessaire de mettre en place un capteur de déformation pour enregistrer le faible gonflement du GSB. Cette déformabilité serait exploitable pour corriger les enregistrements de la pression de gonflement mesurée préalablement.

Le dispositif de mesure de la pression de gonflement, de l'absorption et de la déformation du capteur de force est schématisé sur la figure 4.13. Les caractéristiques générales du spécimen testé sont résumées sur le tableau 4.8.

**Tableau 4.8: Caractéristiques du spécimen testé.**

$\sigma_i$ (kPa)	$M_i$ (g)	$\phi$ (mm)	$\omega_{i,bento}$ (%)	$\omega_{f,bento}$ (%)	$\omega_{f,GSB}$ (%)	$M_f$ (g)	$E_{p_i}$ (mm)
30	51.65	102	10.40	91.99	88.09	85.51	70

Les résultats des enregistrements de la pression de gonflement, de la déformation du capteur de force, de l'absorption d'eau, et du temps sont donnés en annexe B. Les courbes représentatives de ces mêmes résultats sont portées sur les figures 4.14 à 4.18.

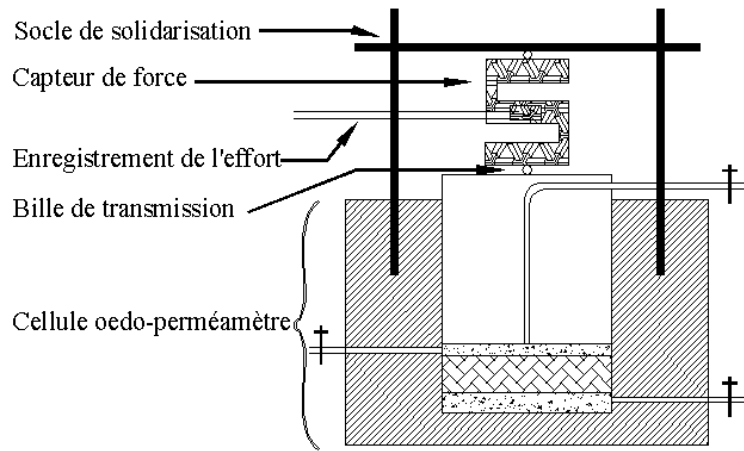
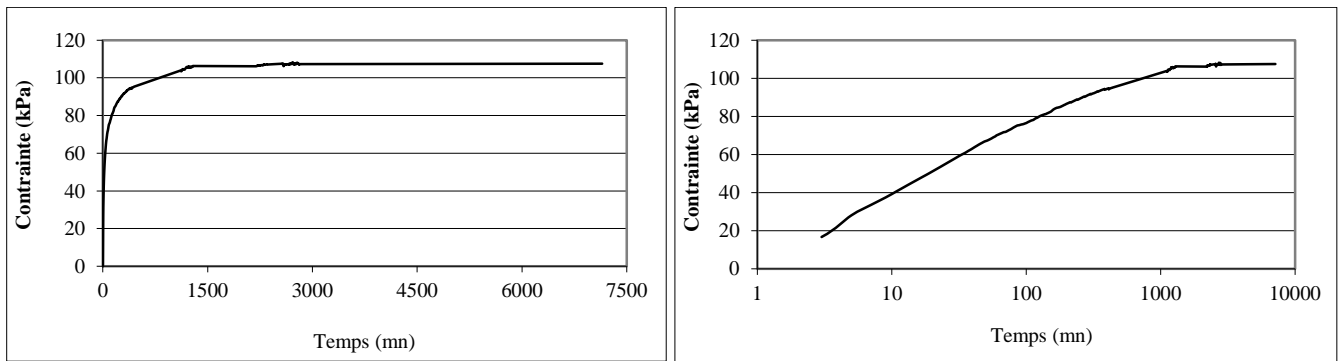


Figure 4.13: Dispositif de mesure de la cinétique de la pression de gonflement.



(a) (b)  
Figure 4.14: Cinétique de la pression de gonflement:  
(a) échelle arithmétique, (b) échelle logarithmique.

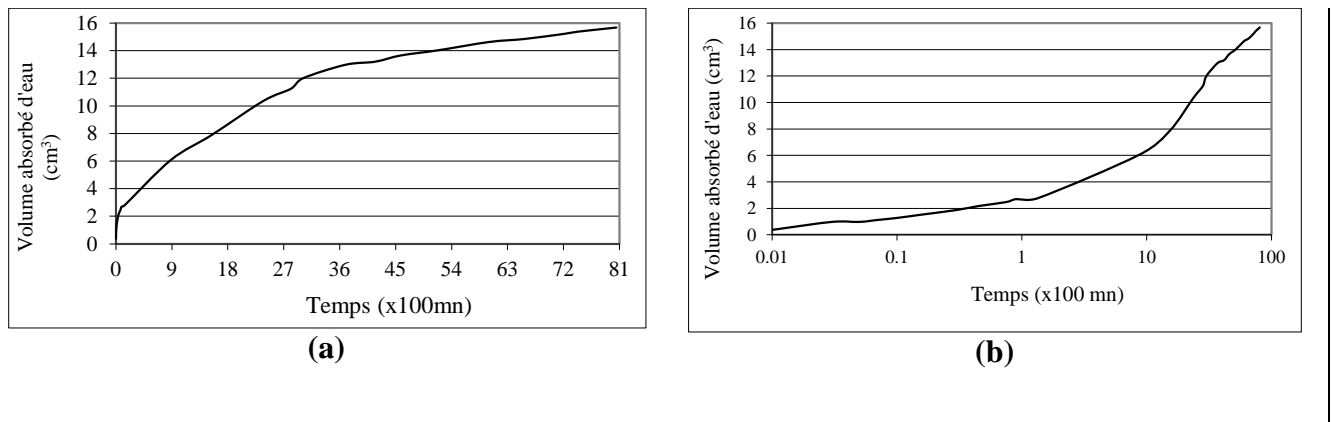
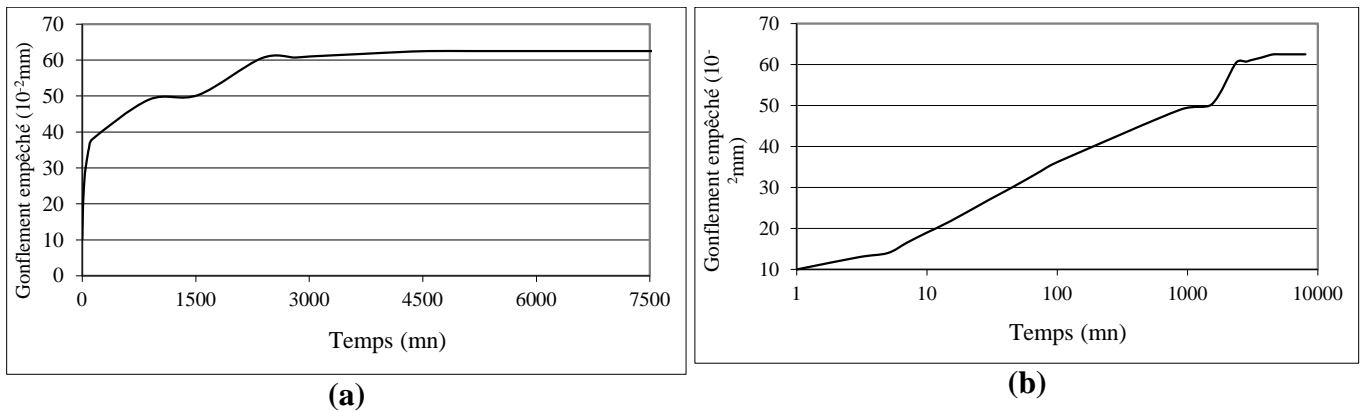
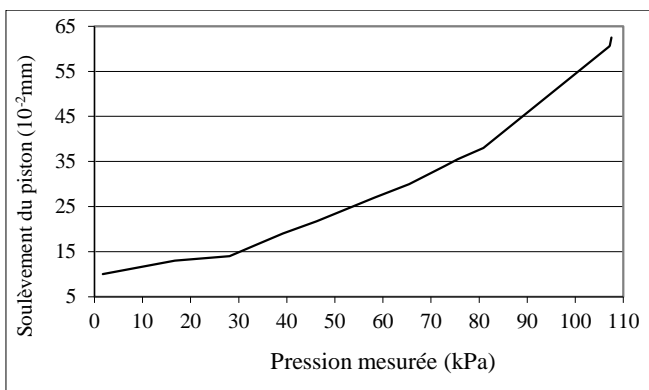


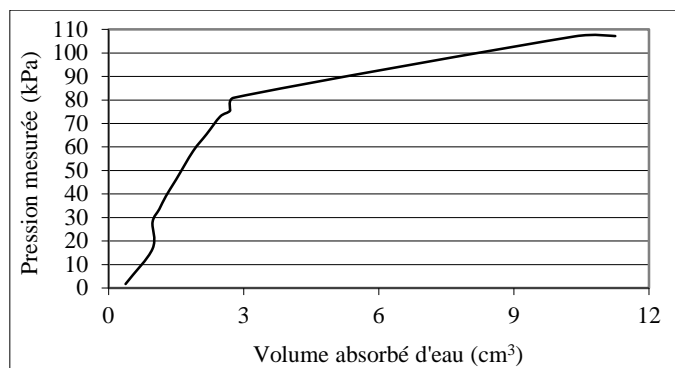
Figure 4.15: Cinétique de l'absorption: (a) échelle arithmétique, (b) échelle logarithmique.



**Figure 4.16: Cinétique du gonflement dû à la déformabilité du capteur de force. (a) échelle arithmétique, (b) échelle logarithmique**



**Figure 4.17: Déformation du capteur de force sous l'effet de la pression de gonflement.**



**Figure 4.18: Variation de la pression de gonflement en fonction de la quantité d'eau absorbée.**

Les figures 14, 15 et 16 montrent, chacune, une variation hyperbolique de la grandeur mesurée dans le temps. L'allure en S est bien observée lorsque le temps est représenté en échelle logarithmique. La synchronisation des trois processus souligne une dépendance mutuelle de ceux-ci. En outre, et compte tenu de la tendance hyperbolique des processus en cours, une estimation des valeurs à l'infini est possible via une régression adéquate. Plus le nombre d'enregistrements est augmenté, mieux les valeurs finales sont appréciées.

La courbe montrée en figure 4.17 peut être interprétée de deux manières:

- 1- C'est la courbe d'étalonnage du capteur de force. En effet, celle-ci n'est autre que la courbe contrainte déformation du dispositif capteur de force. Selon la loi de Hooke, et si l'on suppose que le capteur se déforme dans le domaine élastique (ce qui doit d'ailleurs être le cas), le début de la déformation est une variation linéaire.
- 2- Du côté matériau en test, la variation souligne un affaiblissement du taux de contrainte développée à mesure que le volume autorisé au gonflement augmente. Ce volume est, simultanément, créé par la pression de gonflement et est considéré comme important facteur dans le développement de celle-ci. En réalité, cette interaction est mieux explicite lorsque traduite en terme de butée. La pression de gonflement est d'autant plus ressentie que la butée est grande. C'est un phénomène tout à fait évident et retrouvé dans plusieurs mécanismes physiques.

Compte tenu de l'interdépendance entre la pression de gonflement et la quantité d'eau absorbée, déduite de la synchronisation, la courbe de la figure 4.18 est dressée. Celle-ci montre que la pression de gonflement de la bentonite augmente proportionnellement à la quantité d'eau absorbée jusqu'à atteindre une limite où l'échantillon GSB n'absorbe plus d'eau. La pression de gonflement est, donc, d'autant plus développée que l'eau d'hydratation est disponible. Ceci jusqu'à satisfaire toute affinité du matériau à l'eau. La courbe montrée en figure 4.18 indique que la pression de gonflement développée par le GSB est inversement proportionnelle à la teneur initiale en eau.

La quantité d'eau absorbée par le spécimen GSB est difficilement quantifiable en début de l'essai. Ceci parce qu'au début de l'essai, l'eau est répartie en quatre destinations distinctes:

- A la première arrivée de l'eau d'hydratation, la bentonite est encore en structure granulaire, ce qui permet à l'eau de la traverser assez aisément. Seulement une partie de l'eau est retenue par la bentonite. Le reste passe à travers l'agglomération non encore gonflée.
- La première eau arrivée doit d'abord passer par la pierre poreuse inférieure et par le papier filtre pour les saturer. La quantité d'eau nécessaire pour saturer ces deux éléments peut être préalablement évaluée par calibrage.
- Une autre quantité d'eau vient saturer le papier filtre et la pierre poreuse supérieurs puis remonter vers l'orifice de sortie.
- La saturation de tout le volume immersible est très faiblement probable à cause de la faible taille des pores à traverser et de la faible vitesse du courant d'eau. Autrement dit, la somme des quantités d'eau retenue dans les différentes parties du dispositif d'essai n'est pas égale à la quantité d'eau entrante.

En outre, il importe de signaler la rapidité d'entrée d'eau dans la cellule oedométrique mise en place en début d'essai. La bouteille de Mariotte doit être suffisamment volumineuse pour alimenter la cellule de manière continue. En début de l'essai, et une fois la procédure de mise à eau déclenchée, aucune perte de temps, pour fin de remplissage de la bouteille de Mariotte, ne doit être admise. Ceci car, simultanément, les grains de bentonite gonflent au détriment des espaces interstitiels. La quantité d'eau traversant le GSB sera, alors, sensiblement affectée.

La pression de gonflement développée par le spécimen GSB, lorsqu'une déformation, même faible, est permise, est notablement réduite par rapport au cas d'un confinement rigide. C'est à dire que plus la déformation est tolérée, moins la pression de gonflement est ressentie. Cette notion est en étroite conformité avec la relation entre la pression de gonflement et le poids spécifique du matériau. Selon Dixon et al. (1996), la pression de gonflement varie linéairement avec le poids spécifique de la bentonite. Cet aspect est important à considérer car, en gonflant, la bentonite exerce une pression plus ou moins intense sur l'ouvrage réalisé.

Le dimensionnement du GSB ainsi que sa mise en œuvre doivent être rigoureusement conçus de manière à satisfaire:

- un confinement serré de la bentonite pour assurer la fonction d'étanchéité à l'issue du gonflement,
- une déformation de relaxation pour éviter les fortes pressions de gonflement.

Une méthodologie pratique pouvant contribuer à optimiser les deux conditions est l'humidification du GSB avant chaînage des semelles ou, de manière générale, avant coulage de la superstructure. Cette façon de faire permet une expiration de la pression de gonflement sans altération de la structure à bâtir. Seules

les fondations auront bougé conformément au gonflement développé. La superstructure est mise en œuvre sur les fondations à l'état stabilisé après déformation.

Dans le but d'analyser l'effet de la teneur initiale en eau de la bentonite sur la pression de gonflement, l'essai de gonflement par absorption d'eau est reproduit en faisant varier la teneur initiale en eau du GSB. A l'air ambiant, la teneur en eau des spécimens GSB est de l'ordre de 11% à 13%. Celle-ci peut être augmentée soit par humidification à la vapeur d'eau, soit par immersion instantanée. Ces méthodes d'humidification sont retenues car elles permettent une répartition uniforme de la teneur en eau.

L'humidification à la vapeur est effectuée en utilisant une enceinte à fermeture hermétique. L'enceinte est partiellement remplie d'eau. L'échantillon GSB est mis dans l'enceinte à un niveau au-dessus du niveau d'eau. Enfin, l'enceinte est refermée et est mise sous vide. Le GSB, ainsi disposé, est laissé quelque temps absorber de la vapeur d'eau. Celui-ci est, de temps en temps, pesé pour en déterminer la teneur en eau.

L'humidification par immersion est effectuée pour obtenir une grande teneur en eau relativement bien répartie. Le GSB est plongé dans une eau déminéralisée pour une courte durée (1 à 2 secondes), puis mis en confinement pour permettre la diffusion et l'homogénéisation de l'humidité retenue. Au bout de quelques 48 heures, la teneur en eau peut être supposée assez bien répartie. L'échantillon peut alors être introduit dans la cellule d'essai au gonflement.

Il semble que l'humidification par immersion présente certains défauts par rapport à l'humidification à la vapeur.

- 1- Le confinement appliqué en couverture, pour permettre une répartition homogène de l'eau retenue sur l'extérieur du lé GSB, influe sérieusement l'état de flexibilité de ce dernier. Au retraitage du confinement, le spécimen devient plastique et relativement rigide.
- 2- L'épaisseur du lé GSB confiné est, elle aussi, fonction de l'intensité de la contrainte de confinement.
- 3- Une dépendance non négligeable entre la contrainte de confinement et la pression de gonflement mesurée est constatée.
- 4- La bentonite, humidifiée par immersion gonfle assez amplement ce qui lui confère un aspect pâteux à mesure que l'humidification se diffuse. Cet aspect n'est pas recensé lorsque l'humidification s'effectue en phase vapeur.

## 4.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, les essais courants de caractérisation physique et hydraulique sont réalisés. Ces derniers sont menés avec précaution et inspection analytique comparativement aux procédures courantes de faisabilité. L'objectif visé dépasse l'obtention du résultat en soi. Les détails de ces essais et les aspects pouvant affecter la quantification du paramètre mesuré sont notamment recherchés. De même, les relations, même si peu dépendantes, entre divers paramètres sont mises en relief.

La simulation de grandeurs, telles que le taux de gonflement et la pression de gonflement, est possible via la loi hyperbolique. Cette simulation permet de prédire parfaitement la variation de ces deux paramètres dans le temps. L'empreinte des modèles de sols et de leurs lois gouvernantes est visiblement apparente dans l'analyse et la représentation du comportement des GSB testés.

## CHAPITRE 5 ESSAI AU PLAN INCLINE

### 5.1 INTRODUCTION

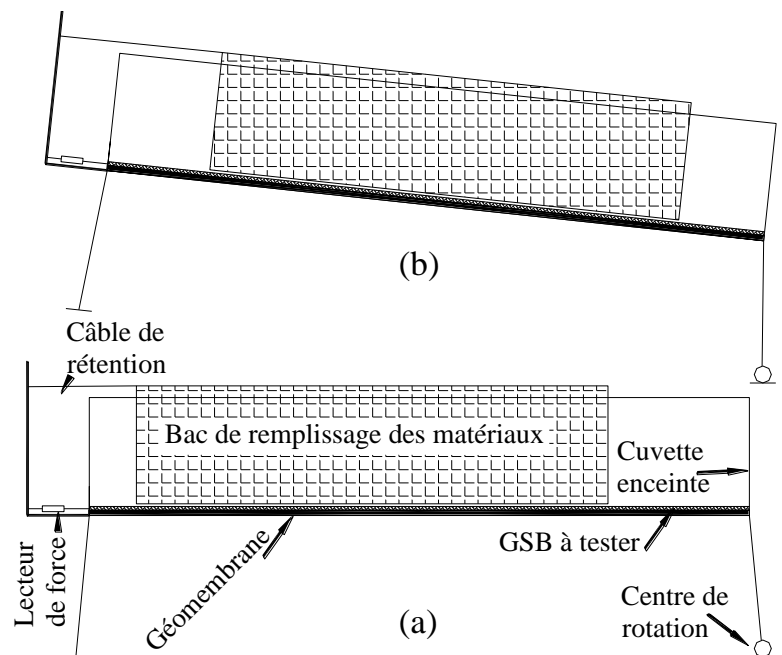
L'équipement utilisé à l'Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Lyon, et connu sous l'appellation 'Plan incliné' est un dispositif tel que montré sur la figure 5.1. Le dispositif permet d'apprécier le frottement entre un géosynthétique et un sol granulaire. L'essai en question permet une reproduction, à échelle suffisamment représentative, un éventuel glissement sur l'une ou l'autre des faces d'un géosynthétique disposé en pente. En fait, c'est le mode de rupture qui est examiné, mais au travers de la mesure des paramètres de résistance au cisaillement ( $C$ ,  $\phi$ ). En effet, des erreurs expérimentales sont inévitables et assez tolérées, cependant le mécanisme de rupture reste inchangé.

Les résultats escomptés de l'essai apportent une bonne part de réponse aux interrogations des constructeurs concernant la pente maximale possible, la nature des granulats à mettre en place, les résistances disponibles en arrachement, en cisaillement et en traction, l'épaisseur maximale de la couche de protection, ainsi que les performances à long terme. Compte tenu de leur état de surface, les GSY présentent des qualités d'enchevêtrement au sol, nettement meilleures que celles des géomembranes. De ce fait, les GSY sont prévus être mieux disposés en pente que les géomembranes.

Les caractéristiques physiques du GSB testé sont résumées sur le tableau 5.1.

**Tableau 5.1: Caractéristiques physiques du GSB testé.**

Désignation commerciale	Lintobent
Masse surfacique totale (kg/m <sup>2</sup> )	5.03
Masse surfacique de la bentonite (kg/m <sup>2</sup> )	4.35
Epaisseur sous une contrainte de 20kPa (mm)	7.5 à 9.5
Perte de bentonite au découpage (g/ml)	≅ 140
Masse de géotextile tissé (%)	2.58
Masse de géotextile non tissé (%)	5.03
Masse de laine géotextile barbelée (%)	5.87
Masse de poudre bentonitique (%)	86,51



**Figure 5.1: Dispositif nommé plan incliné**

(a) Avant inclinaison du plan (b) Rupture après inclinaison.

### 5.2 PRINCIPE DE L'ESSAI AU PLAN INCLINE

L'essai au plan incliné consiste sommairement à :

- 1- mettre en place un géomembrane (GMB) au fond du bac enceinte. Le rôle principal de cette GMB est de réduire au minimum les frottements sur la face inférieure du géosynthétique (GSY) à tester,



- 2- étaler le lé GSB à tester au-dessus du GMB. Le lé GSB est découpé aux dimensions près du bac d'essai, et est maintenu, efficacement, à l'amont à un mors relié à un capteur de force,
- 3- mettre en place le caisson interne légèrement soulevé par rapport au GSY. Le caisson est maintenu, à l'amont, par un câble retenant son déplacement au-delà d'une limite donnée, ex. 60mm,
- 4- remplir le caisson de matériaux granulaire jusqu'à une hauteur correspondant à une contrainte normale désirée. Des charges massiques spécifiques peuvent être entreposées sur le caisson pour augmenter la contrainte appliquée. Si le frottement entre le matériau de remplissage et le bac container est suffisamment appréciable, le poids de ce dernier doit être pris en compte dans la charge verticale,
- 5- s'assurer des réglages nécessaires pour la bonne exécution de l'essai,
- 6- incliner, selon un protocole expérimental donné, l'ensemble du dispositif jusqu'à obtenir le glissement du caisson,
- 7- enregistrer les déplacements du caisson glissant dans le temps pour chaque palier d'inclinaison, ainsi que la force de frottement développée à l'interface GSB-sol.

### 5.3 PREPARATION DE LA MANIPULATION

L'essai en question requiert certaines estimations de grandeurs avant son lancement. En effet, l'essai n'étant pas normalisé, nombre de paramètres doivent être prédéfinis pour pouvoir démarrer la manipulation. La grandeur la plus importante devant être mesurée au cours de l'essai est la force de traction du GSB sous l'effet du glissement des terres sus-jacentes. Il faut estimer cette force avant de commencer l'essai pour pouvoir choisir le dispositif de mesure adéquat. La force de traction, appliquée tangentiellement au GSB est fonction de la contrainte normale appliquée, de l'angle de frottement sol-GSY, et des dimensions du caisson devant glisser.

En application de la loi de Coulomb, la contrainte de cisaillement sur le GSY est donnée par la relation  $\tau = \sigma_N \cdot \text{tg}(\delta)$ . La force développée tangentiellement dans le plan du GSY est  $F_T = A \cdot \tau$

Où:  $\sigma_N$ : contrainte normale appliquée au GSB

$\delta$ : angle de frottement entre le GSY et le sol

$A$ : aire de la portion du GSB concerné par la contrainte = la surface du caisson (134x70 = 9380 cm<sup>2</sup>)

En faisant varier  $\delta$  de 30° à 45°, et  $\sigma_N$  de 5 à 20 kPa, la force tangentielle développée est déterminée en vertu de la relation:  $F_T = A \cdot \tau = \sigma_N \text{tg}(\delta)$ . Le tableau 5.2 donne les valeurs de la force  $F_T$  calculée sur la base de  $\delta$  et de  $\sigma_N$ . Le tableau 5.3 donne la force de traction (en kN) par bande de 10 cm de largeur.

La figure 5.2 montre une représentation graphique du tableau 5.2. Elle permet d'apprécier la force tangentielle développée pour orienter un choix de l'anneau de mesure de la force de traction. De même, le tableau 5.3 permet de limiter la contrainte normale appliquée compte tenu de la résistance maximale à la traction du GSB.

Compte tenu des dimensions du dispositif en question (70x134 cm<sup>2</sup> en plan), l'application de contraintes relativement élevées requiert la mise en place de charges assez importantes. A titre d'exemple, 500kg de charge verticale correspond à seulement 5.33 kPa. L'application de charges supplémentaires serait au-dessus des capacités mécaniques du bâti et provoquerait un dysfonctionnement opérationnel, voir un

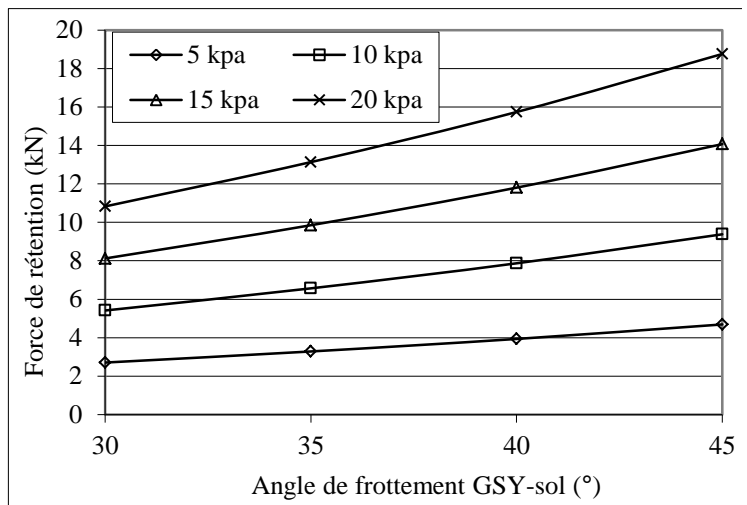
effondrement de celui-ci. En génie géotechnique, toute expérimentation à grande échelle est souvent confrontée à des contraintes de réalisation des expériences, et atteint rapidement des coûts extraordinaires

**Tableau 5.2: Force tangentielle pré-estimée (kN)**

		Angle de frottement sol-GSY ( $\delta$ )			
		30°	35°	40°	45°
Contrainte normale (kPa)	5	2.71	3.28	3.94	4.69
	10	5.42	6.57	7.87	9.38
	15	8.12	9.85	11.81	14.07
	20	10.83	13.14	15.74	18.76

**Tableau 5.3: Force de rétention (kN/dm)**

		Angle de frottement sol-GSY ( $\delta$ )			
		30°	35°	40°	45°
Contrainte normale (kPa)	5	0,387	0,469	0,562	0,67
	10	0,774	0,938	1,124	1,34
	15	1,161	1,407	1,687	2,01
	20	1,547	1,877	2,249	2,68



**Figure 5.2: Variation de la force de rétention du GSB en fonction de l'angle de frottement ( $\delta$ ) et la contrainte normale appliquée.**

Pour la mise en œuvre. L'avantage essentiel de l'expérimentation à 'grande' échelle est la représentativité du phénomène étudié.

Lors de la réalisation de l'essai au plan incliné, les aspects suivants doivent être tenus compte:

- veiller à mettre le GSB dans le sens longitudinal par rapport au déplacement du caisson glissant. Ceci pour simuler la mise en œuvre sur terrain.
- surélever légèrement le caisson glissant avant de le remplir de matériaux. La surélévation est effectuée en introduisant des cales de faible épaisseur (2 à 3 mm). Celles-ci seront retirées après remplissage des matériaux et avant déclenchement du glissement. L'élévation du caisson par rapport au GSB permet d'éviter le frottement des deux éléments durant le glissement. Seul devra être mesurée la force tangentielle due au frottement sol-GSB.
- prendre les dispositions nécessaires pour éviter le gonflement du GSB à l'aval du caisson glissant. En effet, si le GSB venait à gonfler à l'aval du caisson glissant, ce dernier rencontrerait une gêne s'opposant à son libre mouvement. La force tangentielle mesurée serait, dès lors, sous-estimée. En réalité, l'entrave rencontrée par le caisson glissant est, inévitablement, produite soit par gonflement du matériau (notamment lorsqu'imbibé), soit par frottement du GSB conséquent de l'avancement du caisson.

**5.4 FAISABILITE**

**5.4.1 Glissement par Rapport au GTX non Tissé**

Dans un premier essai au plan incliné, une charge verticale de 500kg est étalée uniformément sur l'aire du caisson (70x134 cm<sup>2</sup>). La contrainte verticale est donc de 5.33 kPa. La face GTX mise en contact du matériau de chargement est celle non tissée. L'essai consiste à surélever progressivement le banc d'essai et de mesurer, pour chaque inclinaison, la force de rétention du GSB au ras du bac glissant ainsi que le déplacement de ce dernier. Pour des raisons de convention expérimentale, la rupture est supposée atteinte

lorsque la variation de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation atteint un palier asymptotique. Des travaux similaires (Garcin 1997) attestent que la rupture peut être considérée atteinte lorsque le déplacement total du bac glissant aura dépassé les 3 à 4 cm.

La lecture de la déformation doit se faire après stabilisation du mouvement de glissement partiel. En effet, un mouvement de glissement différé est observé durant chaque palier d'inclinaison. Un critère de jugement de la stabilisation du mouvement de translation doit être fixé pour pouvoir passer au palier d'inclinaison consécutif. En l'absence de normes en la matière, la déformation fut considérée stabilisée lorsqu'elle ne dépasse plus 1/100 mm en une durée de 5 minutes. Un critère basé sur l'estimation de la déformation à l'infini du palier en question semble être intéressant. Un taux avancé de déformation actuelle par rapport à la déformation à l'infini peut être fixé constant pour tous les paliers d'inclinaison. L'incrémentation de l'inclinaison se fera relativement à ce taux fixé.

En réalité le déplacement mesuré du bac glissant regroupe:

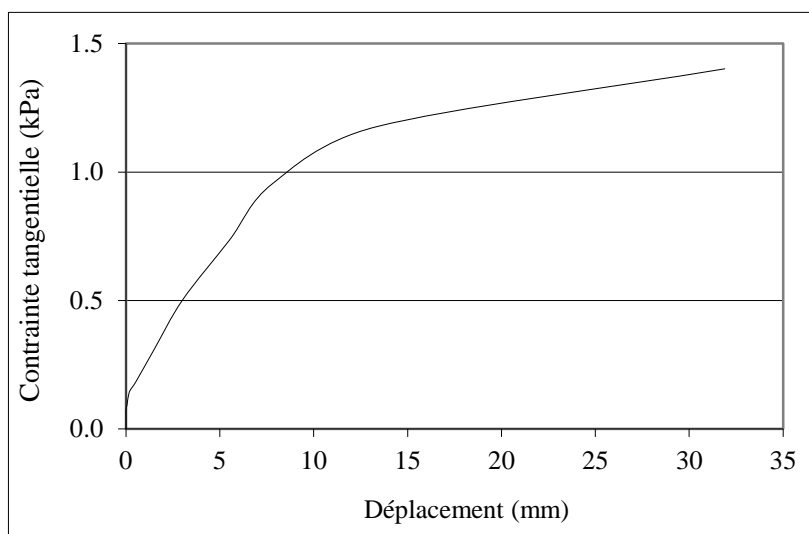
- le glissement du bac par rapport au lé GSB entreposé à la base, et
  - l'étirement du GSB sous l'effet de la composante tangentielle du poids des matériaux de surcharge.
- Cette composante exerce précisément une force de traction décroissante de l'amont vers l'aval du bac glissant. La variation décroissante de la contrainte de traction sur le GSB n'a pu être mesurée compte tenu de la nature physique du matériau.

De ce fait, il convient de mesurer l'étirement du matériau géosynthétique seul sous l'effet de forces de traction graduellement croissantes. Les résultats de ces derniers essais sont utiles pour déduire la déformation du bac incliné sous l'effet du glissement seul.

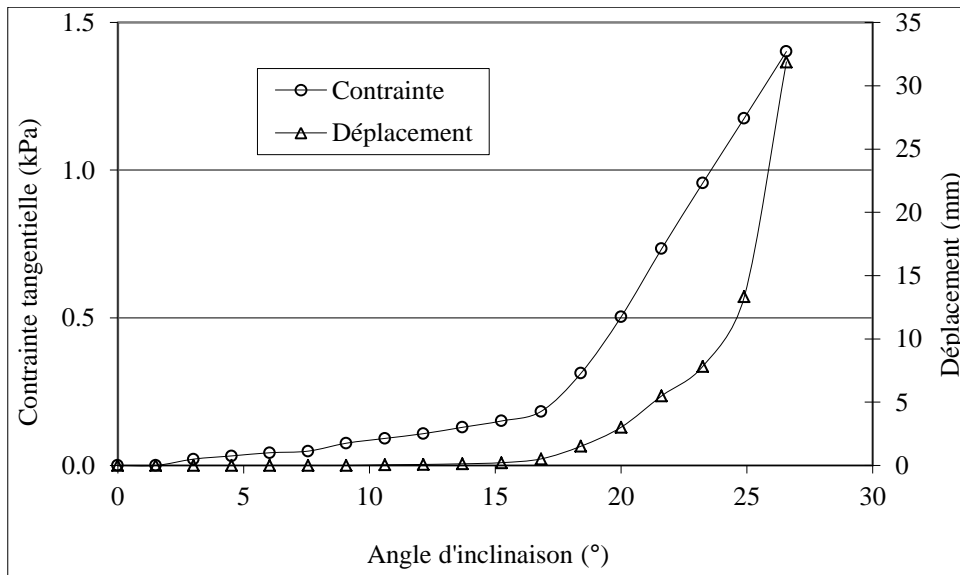
Le tableau 5.4 résume les résultats d'un essai de glissement au plan incliné. Les figures 5.3 et 5.4 résument les résultats pouvant être extraits de l'essai au plan incliné. Les courbes des figures 5.3 et 5.4 sont tracées au fur et à mesure de la progression des essais. La figure 5.4, en particulier, permet de décider quand arrêter l'essai.

**Tableau 5.4: Résultats de l'essai au plan incliné.**

$\theta$ (°)	Dép. (mm)	F(N)	$\tau$ (kPa)
0,00	0,00	0,00	0,00
1,51	0,00	0,00	0,00
3,02	0,00	20,20	0,02
4,53	0,00	30,30	0,03
6,04	0,00	40,40	0,04
7,56	0,00	45,45	0,05
9,08	0,00	70,71	0,08
10,62	0,05	85,86	0,09
12,15	0,08	101,01	0,11
13,70	0,13	121,21	0,13
15,26	0,22	141,41	0,15
16,83	0,52	171,72	0,18
18,41	1,52	292,93	0,31
20,01	3,02	471,79	0,50
21,62	5,50	688,36	0,73
23,25	7,83	896,91	0,96
24,90	13,33	1103,09	1,18
26,57	31,89	1314,70	1,40



**Figure 5.3: Plan contrainte-déformation.**

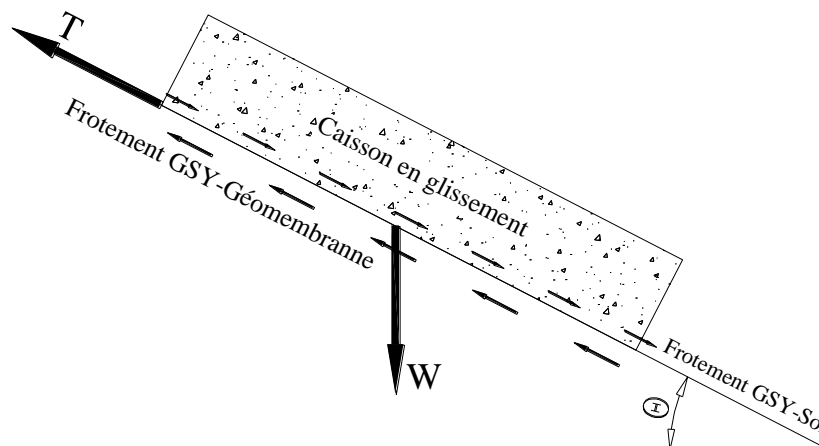


**Figure 5.4: Variation de la contrainte tangentielle appliquée sur le GSB et du déplacement du bac glissant en fonction de l’angle d’inclinaison ( $\theta$ ).**

La contrainte dite tangentielle représente, en fait, l’excès de contrainte issu de la composante tangentielle du poids des matériaux de confinement par rapport à la contrainte due au frottement sol-GSB. La figure 5.5 illustre le système des forces mises en jeu.

Le frottement GSB-GMB est supposé être réduit au minimum, mais doit être quantifié ou, au moins, estimé pour en tenir compte. Cette hypothèse est plus ou moins justifiée car en dessous du GSB est entreposée une GMB de faible rugosité. Le frottement visé d’examen dans l’essai au plan incliné est celui développé à l’interface GSB-sol.

La force de traction mesurée à l’amont du GSB est, en fait, issue de la composante tangentielle de la charge appliquée ( $W \cdot \sin\theta$ ). Les valeurs mesurées de la force de traction à l’amont du GSB lues comparativement à la composante tangentielle du poids des matériaux de chargement montrent qu’une bonne part de cette dernière est dissipée dans l’interface GSB-GMB.



**Figure 5.5: Forces appliquées au GSB.**

En fin d'essai, les matériaux sont déchargés du bâti. L'observation de l'état de contact du matériau granulaire au lé GSB montre que celui-ci s'enfonce légèrement dans le corps du lé. Cependant, le mouvement de glissement tend à effacer les empreintes du poinçonnement. L'enfoncement des particules solides du matériau mis en contact doit être plus accentué pour:

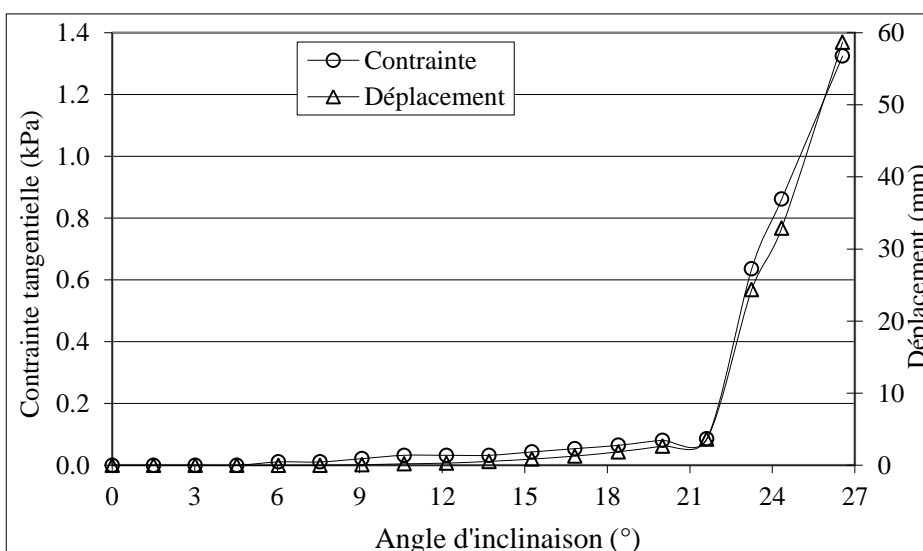
- un matériau grossier et anguleux,
- un GSB hydraté en contact des granulats,
- une contrainte normale prononcée.

L'enfoncement des particules laisse supposer qu'une partie des matériaux granulaire reste solidaire du lé, ce qui veut dire que le cisaillement a tendance à se produire dans le matériau granulaire. Cette hypothèse est d'autant vraie que les particules solides sont noyées dans le corps GSB gonflé. Il faudra, cependant, vérifier la stabilité mécanique du lé vis-à-vis du poinçonnement/déchirement.

Des essais de frottement GSB-grave, réalisés par Garcin (1997), sur des échantillons 30x30cm<sup>2</sup> indiquent que l'angle de frottement à l'interface est pratiquement celui de la grave (40°/41°). Les contraintes normales appliquées par Garcin sont supérieures à 25kPa. Cette observation indique que les particules de grave se seraient 'ancrées' dans l'interface, ce qui fait, vraisemblablement, translater le plan de rupture dans le matériau graveleux. L'aspect de 'collage' des particules de grave est, d'ailleurs, observé même pour la faible contrainte appliquée dans l'essai au plan incliné. Physiquement escompté, l'entraînement du lé GSB par le caisson glissant est renforcé par l'enfoncement des particules granulaires dans le corps du GSY.

#### 5.4.2 Glissement par Rapport au GTX Tissé

Le même essai que celui de la section 5.4.1 est repris en reposant le bac glissant sur la face tissée du GSB. Les figures 5.6 et 5.7 présentent les résultats de l'essai effectué. La figure 5.6 montre une homothétie remarquable entre la variation de la force de rétention du lé en test et le déplacement du caisson en glissement. C'est une observation assez attirante qui devrait voiler des sous-mécanismes interactifs. L'homothétie observée tend à conclure un comportement Hooke du matériau (comportement du type  $F=k.x$ ). L'homothétie en question doit être analysée en comparaison avec des résultats de traction simple. Par ailleurs, la linéarité contrainte-déformation pourra être exploitée si l'une des deux grandeurs n'est pas mesurée.

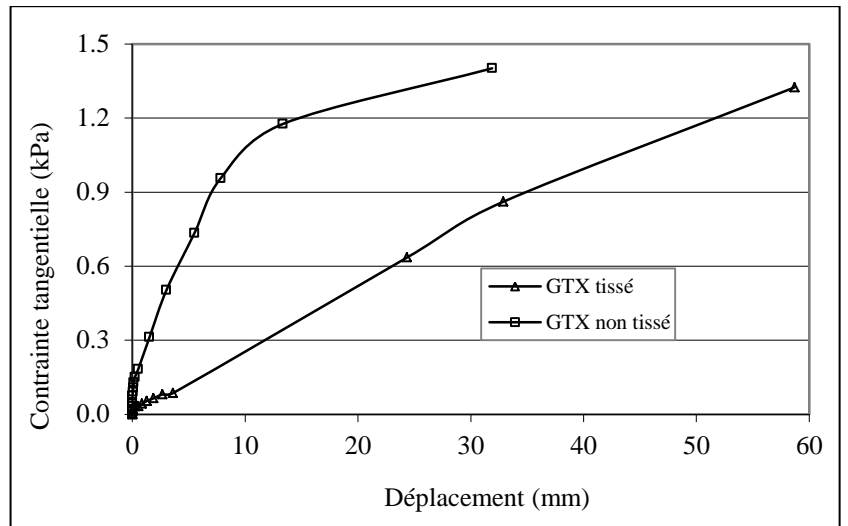


Sur la figure 5.7 sont reprises les résultats obtenus sur le GTX non tissé de sorte à observer les différences avec ceux du tissé. La figure 5.7 montre que les contraintes tangentielles développées dans les deux essais sont comparables, cependant les déplacements à la rupture sont deux fois plus grands pour le cas du GTX tissé.

**Figure 5.6: Variation de la contrainte tangentielle appliquée sur le GSB, et du déplacement du bac glissant en fonction de l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ).**

**Tableau 5.5: Résultats de l'essai au plan incliné.**

$\theta$ (°)	Dép. (mm)	F(N)	$\tau$ (kPa)
0,00	0,00	0,00	0,00
1,51	0,00	0,00	0,00
3,02	0,00	0,00	0,00
4,53	0,00	0,00	0,00
6,04	0,00	10,10	0,01
7,56	0,01	10,10	0,01
9,08	0,07	20,20	0,02
10,62	0,20	30,30	0,03
12,15	0,30	30,30	0,03
13,70	0,54	30,30	0,03
15,26	0,86	40,40	0,04
16,83	1,28	50,51	0,05
18,41	1,87	60,61	0,07
20,01	2,66	75,76	0,08
21,62	3,61	80,81	0,09
23,25	24,35	595,89	0,64
24,34	32,90	808,08	0,86
26,55	58,19	1242,24	1,32
27.57	Rupture	1366,46	1,46

**Figure 5.7: Plan contrainte-déformation.**

### 5.4.3 Essai au Plan Incliné sur GSB Hydraté

#### 5.4.3.1 Préambule

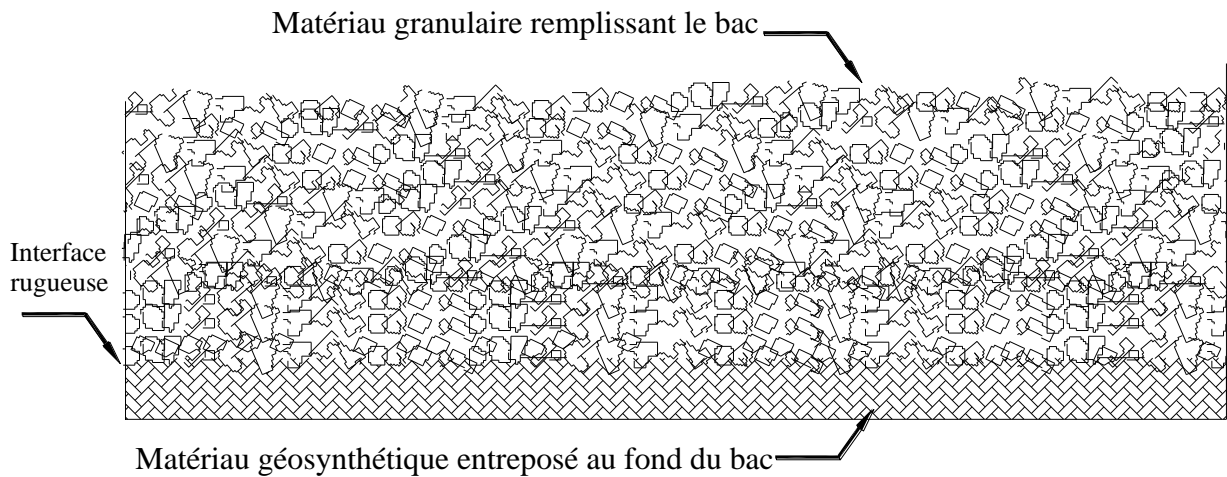
Les essais effectués dans les deux dernières sections sont effectués sur le lé GSB non hydraté. Dans le cas pratique, le matériau GSB est soumis à une hydratation qui provoque un certain gonflement. Le mécanisme de rupture du DEGB par glissement est soupçonné assez différent dans les conditions hydratées par rapport aux conditions non hydratées. Dans l'objectif de simuler, expérimentalement, le glissement d'un terrain sur un GSB hydraté, un essai au plan incliné est réalisé conformément au contexte étudié. Dans une première phase, le lé est tenu horizontal et est hydraté sous contrainte verticale en place. Une seconde phase de l'essai consiste à incliner le plan de sorte à provoquer une rupture par glissement. La seconde phase de l'essai est quasi-identique aux essais effectués à sec. La présente section vise à présenter la faisabilité de la phase d'hydratation.

L'état hydraté du GSB testé simule mieux le cas pratique car les conditions de fonctionnement sont telles que le GSB doit être humidifié. L'humidification du GSB est non seulement nécessaire pour mettre en application l'étanchéité, mais aussi inévitable car, de toutes les façons, le lé est condamné à faire face aux traverses d'humidité.

#### 5.4.3.2 Méthodologie

L'essai envisagé est sommairement effectué en procédant à l'humidification d'un spécimen GSB jusqu'à stabilisation du gonflement, puis de faire provoquer une rupture du système sol-GSB par glissement comme effectué aux § 5.4.1 et 5.4.2. En pratique, l'hydratation du matériau GSB s'effectue avec ce dernier mis en pente. Ceci constitue une première différence notable dans la simulation. Toutefois, les résultats obtenus peuvent servir dans l'analyse globale du mécanisme.

L'hydratation du lé à tester provoque le gonflement de celui-ci. La présence du matériau granulaire en contact direct avec le GSB induit, implicitement, des ondulations d'expansion telles que montrées sur la figure 5.8. Ces irrégularités de gonflement sont d'autant plus exprimées que le matériau granulaire est grossier et anguleux, que la charge appliquée est intense, et que l'hydratation est poussée.



**Figure 5.8: Irrégularités de gonflement par contact rugueux.**

En matière de frottement Sol-GSB, l'état de surface du lé hydraté en contact du sol est affecté selon les deux aspects suivants:

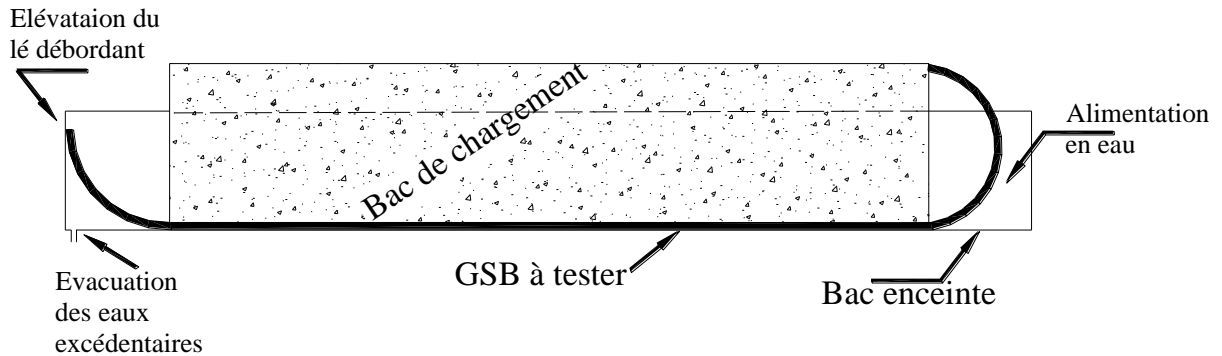
- le frottement granulat-GSB est renforcé par enfouissement des particules de sol dans le corps du GSB. L'état de rugosité qui se forge à l'interface, tel que montré sur la figure 5.8, doit augmenter l'adhérence des deux éléments à l'encontre du glissement.
- l'enfouissement des particules granulaires dans le corps du lé hydraté induit, vraisemblablement, un poinçonnement de ce dernier. Il importe de bien optimiser les paramètres: forme, granulométrie, et contrainte verticale pour garantir un fonctionnement normal sans agressions mécaniques.

La mise à eau du spécimen à tester s'effectue comme montré sur la figure 5.9. Le soulèvement du bac contenant le matériau de recouvrement est enregistré sur les quatre coins. L'opération d'hydratation continue jusqu'à stabilisation des soulèvements enregistrés. Ces derniers sont supposés correspondre au gonflement de la bentonite constituant le GSB entreposé au fond. Cependant quelques remarques peuvent être exprimées à ce sujet. En effet, le soulèvement enregistré est une résultante de:

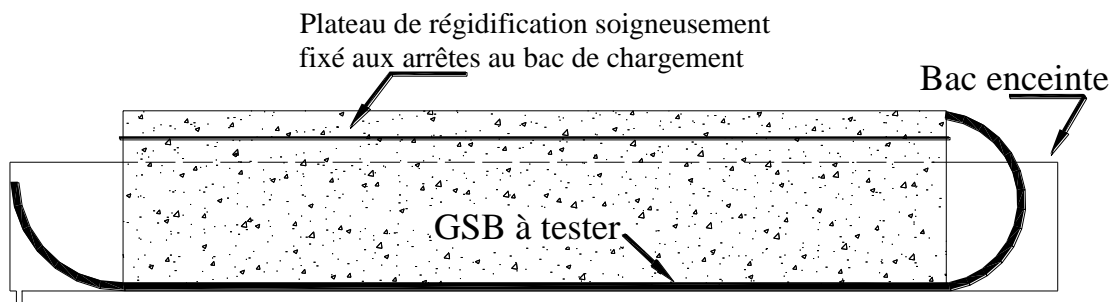
- gonflement du GSB hydraté,
- gonflement des parois et base du bâti d'essai confectionné en bois,
- perte d'adhésion entre le matériau de recouvrement et le bac qui le contient, et
- la déformabilité du volume de matériau remplissant le bac. Autrement dit, le gonflement du lé au milieu du bac n'est pas évidemment intégralement transmis aux arrêtes où sont implantés les capteurs des soulèvements.

La figure 5.9 montre une méthode de mise à eau du lé. Le bâti d'essai peut être maintenu horizontal de sorte à immerger, continuellement, le lé dans une lame d'eau. Le bâti peut aussi être légèrement incliné et alimenté en permanence en eau.

Un système fiable de transmission des mouvements produits aux points d'enregistrements doit être mis au point pour obtenir de meilleurs résultats. Un dispositif tel que schématisé sur la figure 5.10 peut mieux convenir pour cette fin.

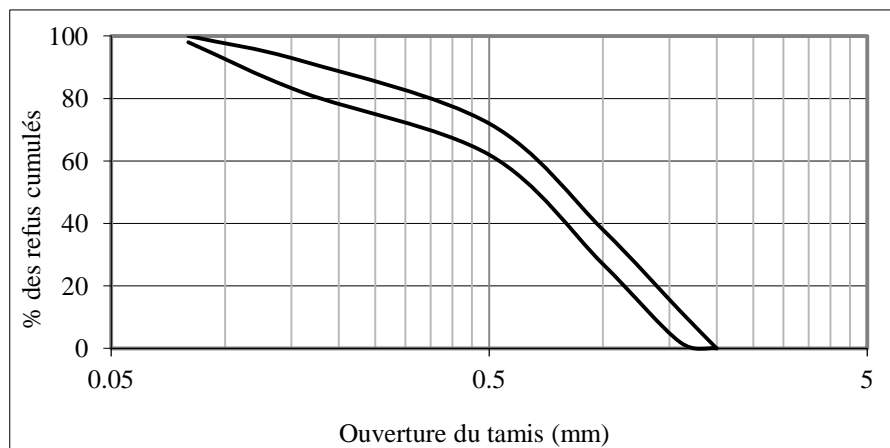


**Figure 5.9: Mise à eau du spécimen à tester.**



**Figure 5.10: Perfectionnement de la transmission des soulèvements.**

Selon la norme européenne EN 196-1, le matériau utilisé en frottement contre le GSB doit avoir une granulométrie compatible avec le fuseau montré sur la figure 5.11. Le matériau granulaire utilisé dans le cadre de la présente étude est un gravier artificiel à base de métaux connu sous l'appellation corindon. La classe granulométrique du matériau corindon est 5/8 (mm). Selon sa classe granulométrique, le corindon est situé complètement à droite du fuseau granulométrique de la figure 5.11. Les spécifications de la norme EN 196-1 tiennent compte de l'agressivité mécanique du lé en contact du sol, alors que l'objectif visé par le présent essai est d'analyser le frottement granulat-GSB compte tenu de l'état de rugosité de l'interface.



**Figure 5.11: Fuseau granulairé adopté par EN 196-1.**



5.4.3.3 Résultats de l'Essai Pré-hydraté

La phase hydratation du lé GSB est effectuée à plat avec matériau de confinement mis en place. Cette phase est poursuivie jusqu'à atteindre un stade de stabilisation des soulèvements. La figure 5.12 montre l'évolution des soulèvements enregistrés sur les quatre comparateurs disposés aux arrêtes du bac comme montré sur la figure 5.13.

L'essai au glissement est repris sur le côté tissé du GSB. L'essai en question est exécuté consécutivement à celui précédant sans changement de lé. Le bâti d'essai est remis horizontal par simple déclinaison, puis remonté pour ce nouvel essai.

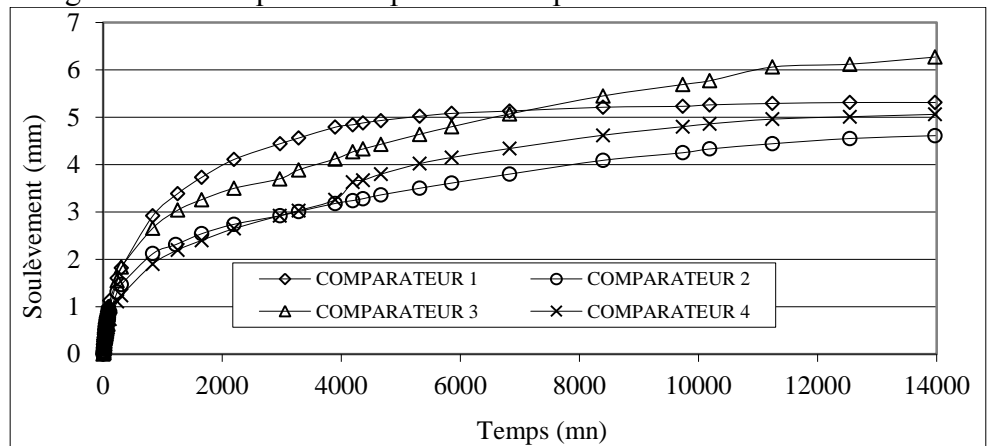


Figure 5.12: Evolution des soulèvements durant la phase d'hydratation.

Le tableau 5.6 résume les résultats des paramètres présentés en figures 5.14 et 5.15. Sur cette dernière figure sont rapportés les résultats obtenus antérieurement sur les GTX tissé et non tissé. Les figures 5.14 et 5.15 montrent une résistance au glissement intermédiaire entre les deux cas précédents (tissé et non tissé). Bien que le protocole de mise à eau soit sommairement arbitraire, et que les paliers d'inclinaison furent activés, les aspects suivants peuvent, néanmoins, être recensés:

- Le déplacement du bac glissant est activé chaque fois que le bâti incliné est alimenté en eau, ce qui met en relief une sorte de lubrification à l'interface de glissement favorisant ce dernier.
- L'échappement de quelques miettes de matériau bentonitique à travers le géotextile tissé. L'autopsie effectuée après finalisation de l'essai et enlèvement des matériaux granulaires montre qu'effectivement des petites pertes de bentonite sont présentes sur le GTX. Ce fait d'échappement de bentonite contribue, au même titre que la mise à eau, dans la chute de résistance au glissement.
- La faible résistance supplémentaire observée par rapport au cas non hydraté atteste de la formation d'un état de rugosité structurelle due au gonflement du GSB tel qu'explicité sur la figure 5.8.

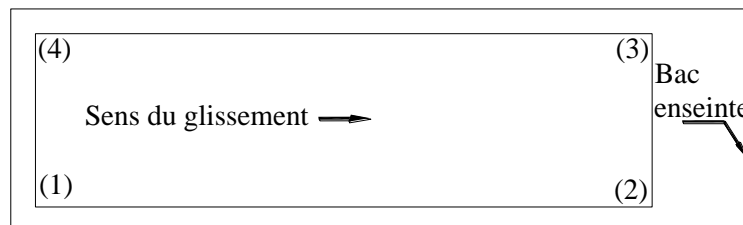


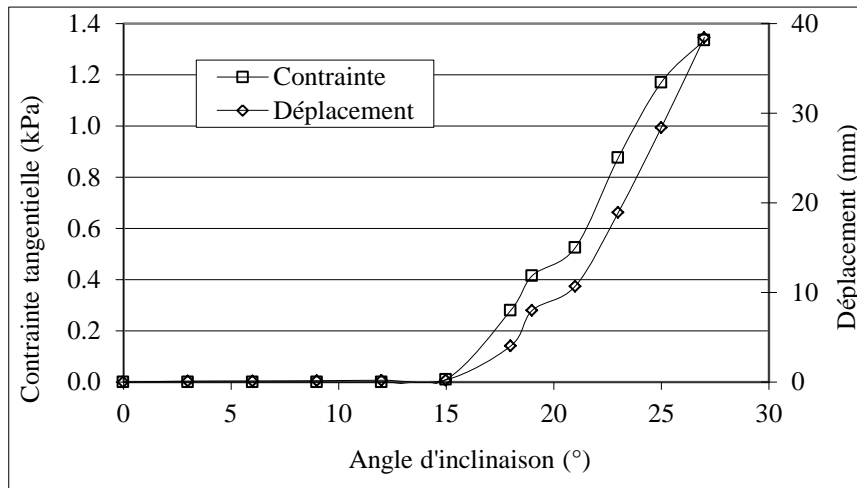
Figure 5.13: Disposition des capteurs de soulèvement.

Le troisième aspect ci-dessus observé est relativement important à considérer car représente une différence notable dans le comportement au glissement. Cependant, l'effet des bombements dus au gonflement est jugé atténué pour deux principales causes :

- La mise à eau étant effectuée sur un lé en place ayant déjà fait objet d'un essai à sec, les fibres

géotextiles sont intuitivement assez tendues dans le sens du mouvement. L'état tendu des fibres géotextiles rend difficile la formation de bombements de contact.

- Le glissement du bac aux premiers paliers d'inclinaison (bien avant la rupture) efface amplement les éventuelles irrégularités de surface préalablement formées.

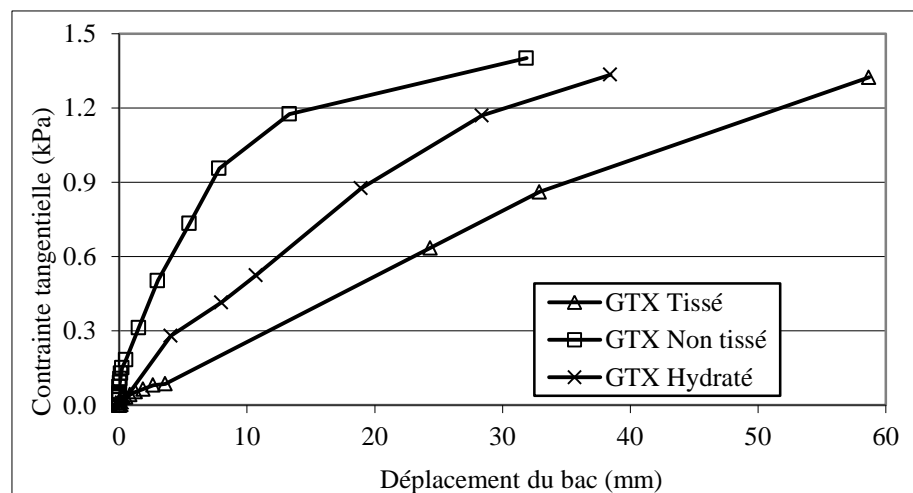


**Figure 5.14: Variation de la contrainte tangentielle appliquée sur le GSY et du déplacement du bac glissant en fonction de l'angle d'inclinaison (θ).**

Par ailleurs, le glissement du bac sur le GSB hydraté serait considérablement affecté par le gonflement de ce dernier à l'aval du bac. L'observation montre qu'en effet, le lé géosynthétique gonfle amplement immédiatement à l'aval du bac glissant, ce qui constitue une gêne au libre glissement. Une bonne tenue de l'essai nécessite un traitement particulier de cette partie du lé pour réduire au minimum le frottement parasite. Une alternative serait la suppression du lé excédentaire.

**Tableau 5.6: Résultats de l'essai au plan incliné sur GSB Hydraté.**

$\theta$ (°)	$\Delta$ (mm)	Force (N)	$\tau$ (kPa)
0	0,00	0,00	0,00
3	0,10	0,00	0,00
6	0,12	0,00	0,00
9	0,15	0,00	0,00
12	0,20	0,00	0,00
15	0,24	10,10	0,11
18	4,03	262,63	2,80
19	8,00	389,74	4,16
21	10,70	492,31	5,25
23	18,93	821,92	8,76
25	28,40	1097,94	11,71
27	38,45	1252,59	13,35
29	Rupture	1252,59	13,35



**Figure 5.15: Plan contrainte-déformation.**

### 5.4.4 Glissement sur lé à un Géotextile Coupé

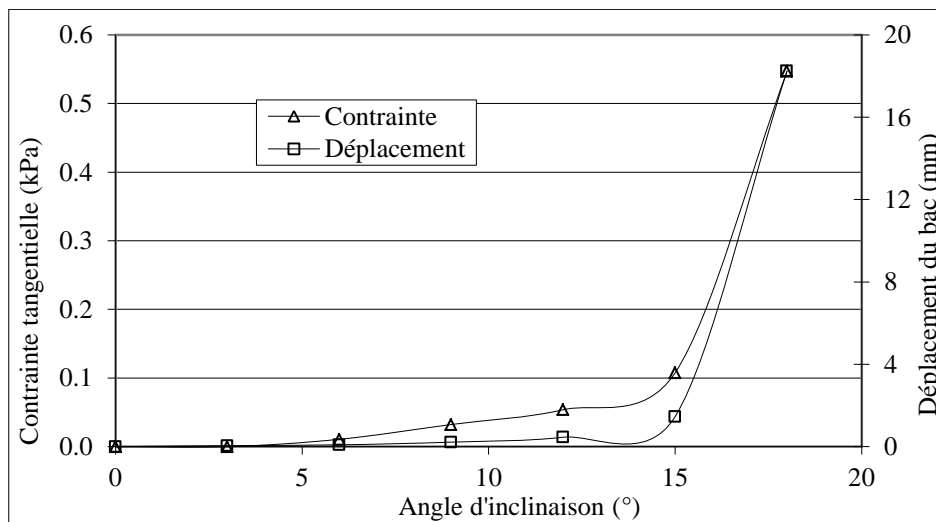
Dans le but d'évaluer la contribution du géotextile tissé dans la résistance au glissement du bac, un essai rapide est effectué sur le même lé ayant servi à l'essai précédent. Le bâti incliné est ramené à l'horizontale, puis le géotextile tissé (face de dessus) est coupé. La contribution à la résistance du GTX tissé est donc supprimée, et seule la matrice géobentonitique ainsi que le GTX non tissé doivent reprendre l'effort induit par le glissement. Le GTX est coupé à l'amont, au raz du bac glissant. En l'absence de normes techniques en la matière, l'essai est mené à titre qualitatif et d'observation plutôt que méthodiquement scientifique.

Le tableau 5.7 et la figure 5.16 présentent la variation du déplacement du bac glissant, ainsi que la contrainte tangentielle enregistrées. Comme prévu, la rupture est atteinte pour une inclinaison assez faible par rapport à celles des essais précédents. Le mécanisme de glissement s'effectue identiquement à ceux précédemment observés.

Durant le glissement du bac, le géotextile coupé (le tissé) suit parfaitement le bac en mouvement. Autrement dit, le glissement du bac induit une rupture par cisaillement interne du GSB sur l'interface GTX tissé – matrice bentonitique. Ce mécanisme de rupture est conséquence directe du mode de liaison du géocomplexe: GTX tissé/matrice bentonitique/GTX non tissé. Le glissement du lé GTX tissé sur la laine bentonitique n'aurait pas été observé si le GSB était confectionné aiguilleté.

**Tableau 5.7: Glissement à GTX tissé coupé.**

$\theta$ (°)	0	3	6	9	12	15	18	20
Dép. (mm)	0,00	0,05	0,09	0,22	0,46	1,46	18,25	Rupture
Force (N)	0,00	0,00	10,10	30,30	50,51	101,01	512,82	769,23
$\tau$ (kPa)	0,00	0,00	0,01	0,03	0,05	0,11	0,55	0,82



**Figure 5.16: Variation de la contrainte tangentielle ( $\tau$ ) appliquée sur le GSB et du déplacement ( $\Delta$ ) du bac glissant en fonction de l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ).**

## 5.5 CONCLUSION

Le présent chapitre expose le mode opératoire et quelques détails relatifs à l'essai dit au plan incliné disponible à l'INSA de Lyon. La norme NF EN ISO 12957-2 (2005) relative à cet essai n'était pas encore établie en période de réalisation de ces essais, c'est pourquoi plusieurs de ses aspects sont discutables et, parfois, peu justifiés.

Le protocole expérimental est visiblement différent du mode réel de rupture par glissement sur pente. Par ailleurs, les essais réalisés mettent en évidence l'influence de l'humidification sur le frottement développé sur l'interface sol/GSB. Cependant, les défauts de représentation des conditions réelles du mécanisme de glissement rendent complexe la projection pratique des résultats obtenus.

Les essais réalisés permettent une vision des relations contrainte-déformation, qui peut prétendre à la composition de lois de comportements. La reproduction des essais est reconnue pénible d'un point de vue effort physique. C'est la raison pour laquelle peu de tests ont pu être réalisés dans le laps de temps alloué. Un plus grand nombre d'essais est nécessaire pour s'assurer et approuver les résultats obtenus et les relations éventuellement existantes entre contrainte tangentielle, déplacement, étirement, inclinaison et humidification.

## CHAPITRE 6 CISAILLEMENT INTERNE AU GSB

### 6.1 CONTEXTE

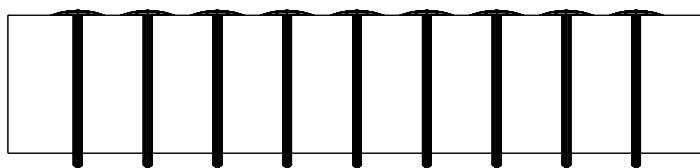
Les géosynthétiques (GSY) entreposés en plan incliné ou soumis à des sollicitations de cisaillement ne sont pas, évidemment, garantis contre une rupture interne. Cette dernière assigne un cisaillement dans le plan médian du GSY. Mis à part les GSY cousus ou aiguilletés, les autres variétés de GSY présentent généralement de faibles qualités de résistance au cisaillement. D'une autre part, le prix de revient des GSY cousus ou aiguilletés est relativement considérable. Un choix technico-économique est, donc, nécessaire à entreprendre pour décider d'un type de GSY techniquement optimal. A priori, la résistance au cisaillement interne du GSB est fonction de paramètres tels que le type de produit, les caractéristiques intrinsèques de la bentonite et des enveloppes géotextiles, et du mode de fabrication.

### 6.2 APPROCHE EXPERIMENTALE

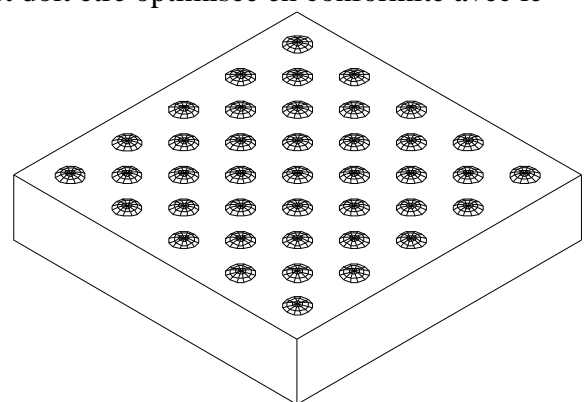
L'essai de cisaillement interne d'un GSB consiste à tirer, en sens tangentiels opposés, les deux géotextiles (GTX) du GSB. En l'absence d'une procédure standard d'essai, plusieurs modes de fixation sont pratiqués selon les moyens disponibles. Les approches expérimentales de mise en sollicitation de cisaillement sont très peu détaillées dans la littérature technique. Il appartient, par conséquent, à l'opérateur d'inventer un système expérimental plus ou moins adéquat. En réalité la raison pour laquelle les tissus géotextiles sont tirés en sens tangentiels opposés est de provoquer un cisaillement dans le plan médian du GSB. Or l'intuition expérimentale prévoit qu'ainsi sollicité, le GSB se verra cisailé sur l'un des interfaces GTX/matrice bentonitique. Ceci car il est inconcevable que les filaments d'aiguilletage puissent se rompre en plein milieu de leur longueur. Le dit cisaillement est le résultat:

- soit d'un arrachement des filaments d'aiguilletage sur l'une ou l'autre des deux interfaces,
- soit une rupture des filaments non nécessairement au niveau du plan médian.

La procédure expérimentale adoptée pour le cas de la présente étude s'inspire parfaitement de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande. La seule adaptation observée est apportée au mode de fixation du GSY aux deux demi-boîtes de la cellule d'essai. Deux plaquettes en bois sont rendues rugueuses par enfoncement de clous débordants. A la mise du GSY entre les deux plaquettes, les débordements des clous s'enfoncent légèrement dans les GTX. Au déplacement rectiligne opposé des plaquettes, le GSY se trouve sollicité en cisaillement pur. Les figures 6.1 et 6.2 illustrent les éléments du montage. La densité surfacique des clous à enfoncer sur les plaquettes support doit être optimisée en conformité avec le diamètre des clous utilisés, la distance de débordement de ceux-ci, et les contraintes (normales et tangentiels) appliquées. L'expérience montre que pour de faibles contraintes verticales, l'enfoncement des clous dans les GTX n'est pas évident.



(a)

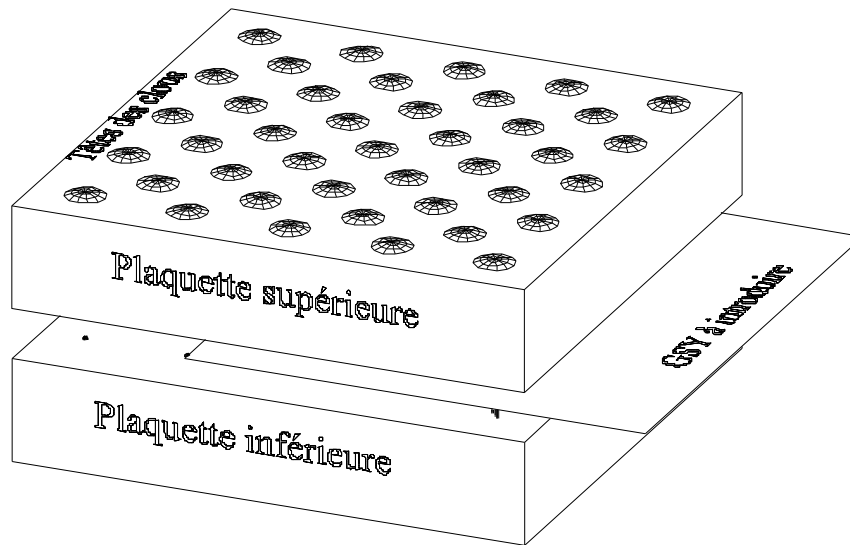


(b)

**Figure 6.1: Plaquette clouée en bois**  
(a) vue en coupe - (b) vue en perspective.

La figure 6.1 montre une plaquette en bois de dimension  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  percée de 41 clous disposés dans un maillage de  $5 \times 5$  intercalé d'un autre maillage de  $4 \times 4$ . La longueur des débordements est plus ou moins régulière selon les enfoncements. Cette différence n'est pas très déterminante dans la mesure où l'irrégularité est de l'ordre du millimètre. Ce qui est plus important à observer est l'enfoncement des clous dans les GTX. Celui-ci est apprécié selon l'épaisseur des GTX et les efforts de cisaillement développés. Il est expérimentalement supposé que l'enfoncement des clous jusqu'au-delà des GTX n'affecte pas vraiment les résultats obtenus. L'enfoncement des clous doit être vérifié contre le croisement des pointes issues, respectivement, des deux plaquettes. Plus tard, le nombre de clous fut augmenté pour un maillage de  $9 \times 9$  clous, puis à  $19 \times 19$ , soit 361 clous /  $100 \text{ cm}^2$  avec un débordement des pointes des clous de l'ordre de 4 à 5 mm, ce qui est jugé expérimentalement meilleur et devrait permettre une meilleure adhérence GTX-plaquette d'entraînement. Cependant une contrainte considérable doit être appliquée pour percer les GTX.

Pour des raisons d'expérimentation liées au mode de cisaillement, une déformation médiane de l'ordre de 2 à 3mm serait nécessaire pour mettre l'échantillon testé en début de sollicitation de cisaillement. Cette déformation correspond à l'étirement des fibres mis en contact des pointes des clous.



**Figure 6.2: Assemblage avant mise en cellule.**

### 6.3 EXPERIMENTATION

Stark et Eid (1997) ont entrepris des essais de cisaillement annulaire sur des spécimens de GSB non renforcés. Les GSB testés par les deux auteurs sont de deux types:

- granulats de bentonite collés à une géomembrane
- granulats de bentonite adhérent, par collage, à deux géotextiles parallèles.

Les essais effectués ont été menés sur des spécimens à teneur en eau ambiante (10% à 15%), et à l'état hydraté avancé. Les déformations mesurées en fin des essais sont 70mm et 30mm pour les spécimens humidifiés et non humidifiés respectivement. Les déformations mesurées à la rupture dépendent intimement de la contrainte normale appliquée. Plus la contrainte normale est faible, moins la rupture est rapide et fragile. Par ailleurs, les résistances au cisaillement des spécimens 'secs' sont environ deux fois supérieures à celles des spécimens hydratés. Ces résultats sont confirmés aussi bien pour la résistance au pic que pour la résistance résiduelle. Enfin, une chute remarquable de résistance au cisaillement est observée lorsque les spécimens sont hydratés sous faible charge. La faible charge normale appliquée au

GSY en phase d'hydratation offre une absorption prononcée de l'eau, ce qui rend relativement lâche la composition structurale du matériau. L'absorption de grandes quantités d'eau, sous faible charge avant chargement intensif durant le cisaillement, occasionne le développement de grandes pressions interstitielles, ce qui affecte directement la contrainte 'effective' qui règne dans le géosynthétique. Cette transition de contraintes montre que la pression interstitielle influe indirectement sur la résistance au cisaillement bien que l'eau ne transmet pas le cisaillement.

L'examen de résultats d'essais, effectués sur des GSY hydratés sous charge et cisailés relativement rapidement par rapport à d'autres bien hydratés sous faible charge mais cisailés drainés, montre que le défaut de résistance au cisaillement conséquent de l'absorption d'une grande quantité d'eau ne peut être repêché via un taux de déformation permettant le drainage. Ce sont là, deux situations distinctes.

Stark et Eid (1997) affirment qu'une vitesse de cisaillement de l'ordre de  $18\mu\text{m}/\text{min}$ . est suffisamment lente pour permettre un drainage dans les argiles mêmes très plastiques. Les travaux de Stark et al. (1998), sur le cisaillement à l'interface GSB/sol-renforcé, montrent que le GSB partiellement saturé présente une meilleure résistance au cisaillement que celui complètement immergé. De plus, la résistance résiduelle des systèmes 'GSB/sol-renforcé' pleinement hydratés est atteinte pour un déplacement faible comparativement aux systèmes partiellement hydratés (40mm et 70mm respectivement). Les angles de frottement aux interfaces ci-indiquées sont d'environ  $9^\circ$  et  $15^\circ$  selon que l'hydratation soit complète ou partielle.

Compte tenu de son aspect très cohésif et plastique, qui induit une résistance résiduelle assez allongée, la bentonite est souvent mise en essai de cisaillement annulaire plutôt que rectiligne. Stark et Poeppel (1995) affirment que le pic de résistance au cisaillement mesuré à la boîte annulaire est soupçonné être plus faible que celui mesuré à la boîte conventionnelle de cisaillement rectiligne. Ceci est dû à la différence des déformations entre les bords extérieur et intérieur de la cellule: le sol situé à la frontière externe aura dépassé le pic alors que celui proche de la frontière interne est presque, ou en cours de rupture au pic de résistance. Ceci implique que le sol au voisinage du diamètre interne de la cellule continue à résister, alors que le sol médian (auquel est rapportée la déformation) est déjà à l'aval du pic.

Contrairement, Hvorslev (rapporté dans Stark 1998) montre, analytiquement et expérimentalement que le pic de résistance au cisaillement mesuré sur la cellule angulaire ou rectiligne est semblable lorsque le rapport  $R_1/R_2 \geq 0,5$ .  $R_1$  et  $R_2$  sont respectivement les rayons interne et externe de l'échantillon testé. Les travaux de Eid et al. (1999), portant sur le cisaillement de GSB aiguilletés dans une cellule angulaire, montrent que la résistance au cisaillement dépend de trois principaux facteurs: la résistance à la rupture ou à l'arrachement des filaments d'aiguilletage, l'intensité de la pression interstitielle induite par le cisaillement et la teneur en eau de la matrice bentonitique en début de l'essai de cisaillement. Les mêmes auteurs ajoutent que les trois précédents paramètres affectent, principalement, le pic de résistance. Ce dernier est moins sensible à la vitesse de cisaillement lorsque la contrainte normale appliquée est comprise entre 200kPa et 400kPa que lorsque celle-ci est inférieure à 200kPa. La déformation de cisaillement nécessaire pour atteindre la résistance résiduelle dépend de la contrainte normale appliquée, de la vitesse de cisaillement et de la densité des filaments d'aiguilletage.

Les vitesses de cisaillement manipulées par Eid et Stark (1997) varient de  $0.015\text{mm}/\text{min}$ . à  $20\text{mm}/\text{min}$ . Les résultats obtenus montrent que la vitesse de cisaillement affecte sensiblement les résistances aux pics mais presque pas les résistances résiduelles. La nature granulaire de la bentonite constitue, aussi, un paramètre important. Les granulats plus ou moins roulés s'orientent facilement lors du cisaillement, ce qui fait rapidement atteindre la résistance résiduelle. Réciproquement, les granulats plutôt aiguilletés s'orientent plus difficilement, ce qui nécessite une grande déformation pour atteindre l'état résiduel. Selon Terzaghi et al. (1996), une augmentation fictive de la résistance au pic est due à la vitesse de cisaillement.

Il demeure bien évident que la nature, la concentration et la densité volumique de l'adhérent utilisé pour confectionner le géosynthétique affectent très sensiblement les résultats obtenus des essais de cisaillement. On rappellera qu'en l'absence de normes standards de faisabilité d'essais, ceux-ci sont souvent effectués dans le but de mettre l'accent sur les paramètres potentiels régissant le processus de rupture par cisaillement des GSY. Les valeurs numériques des résultats sont recherchées à titre estimatif du mécanisme.

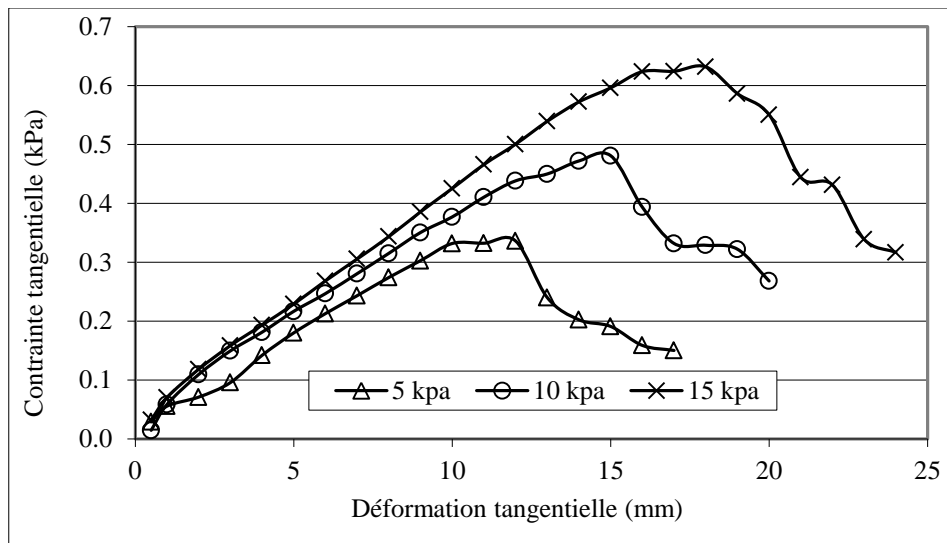
Plus généralement, lorsqu'un géocomposite est sollicité en cisaillement, toutes les interfaces doivent être vérifiées vis-à-vis de la rupture. Les conditions d'essai doivent reproduire aussi fidèlement que possible les conditions effectives de mise en œuvre et de fonctionnement.

**6.4 RESULTATS**

Un premier type de GSB testé au cisaillement interne est celui présenté sur le tableau 6.1. Les résultats des essais effectués selon le système de fixation par cloutage sont montrés sur les figures 6.3 à 6.5.

**Tableau 6.1: Caractéristiques physiques du GSB testé.**

Désignation commerciale	Masse surfacique (g/cm <sup>2</sup> )	Masse de bentonite (g/dm <sup>2</sup> )	Epaisseur sous 20 kPa (mm)	Epaisseur après hydratation (mm)
Voltex	5.42	0.52	7.5	10.35



**Figure 6.3: Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation.**

Les courbes de la figure 6.4 montrent une tendance du GSB testé au gonflement lors de l'application de la contrainte de cisaillement. En mécanique des sols, la tendance à l'expansion lors du cisaillement est interprétée par l'état poussé de densité du matériau. Pour le cas du cisaillement de matériaux GSB, la tendance à l'expansion est tout à fait évidente compte tenu de la nature expansive des GSB. Le contraire aurait été anormal car aucune raison de contraction du matériau n'existe. De plus, la tendance à la dilatance serait amortie car les filaments d'aiguilletage ont tendance à retenir les GTX contre l'éloignement mutuel.

A partir de la courbe tracée en figure 6.5, soit:  $\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi) + C$ , c'est à dire  $\tau = 0.029\sigma + 0.1933$   
 Sont tirés:  $C = 0.19$  kPa et  $\varphi = 1.66^\circ$



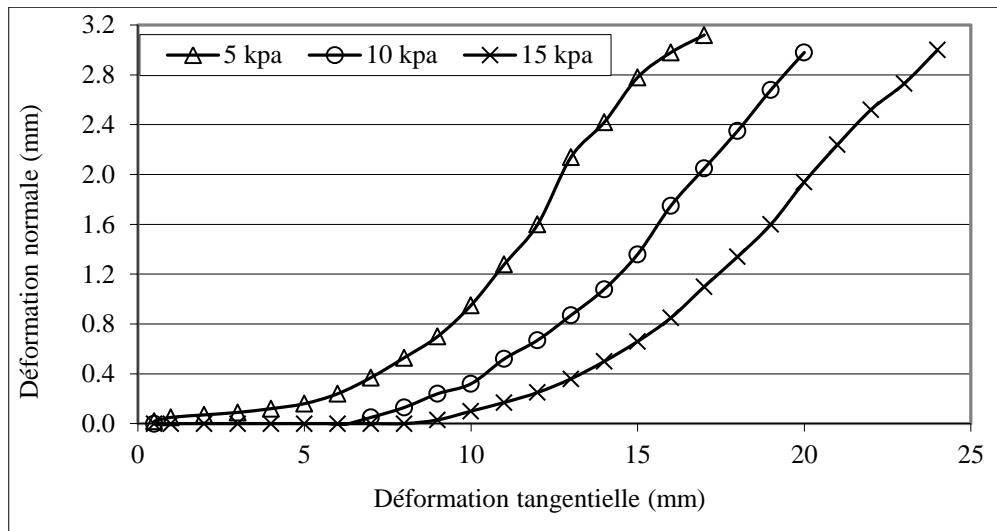


Figure 6.4: Variation de l'épaisseur des GSY testés en fonction de la déformation.

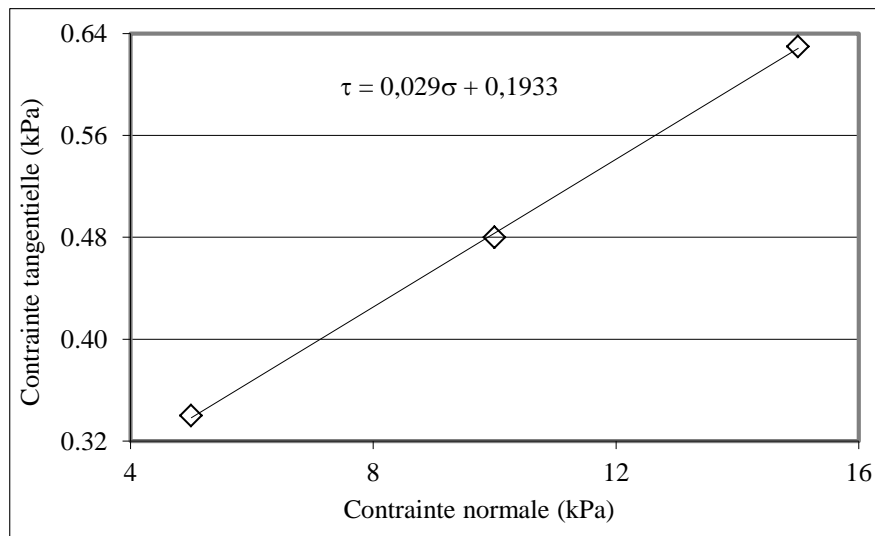


Figure 6.5: Courbe de cisaillement.

L'autopsie des spécimens testés montre qu'une bonne partie de la l'augmentation de volume observée sur la figure 6.4 est principalement due au plissement du GSY sensé être immobilisé par les têtes des clous. En effet, à la fin de l'essai, un décrochement prononcé du GTX par rapport à la plaquette enclouée est observé. Le plissement des géotextiles respectivement aux deux extrémités du lé testé devraient induire un supplément de rugosité se manifestant sous forme d'un frottement macroscopique. La solidarisation par collage, ou par adhésion mécanique évite l'apparition de plis de déformation. Les clous n'étant pas suffisamment ancrés dans le corps des GTX, ces derniers sont entraînés en mouvement jusqu'à venir buter contre les parements des demi-boîtes de la cellule de cisaillement. Sous l'effet du mouvement de cisaillement et de la butée persistante, le GTX est contraint à se plier en créant un gonflement fictif du GSY. Un moyen fiable de solidarisation des GTX sur les plaquettes d'entraînement doit être minutieusement réalisé pour assurer une parfaite adhésion.

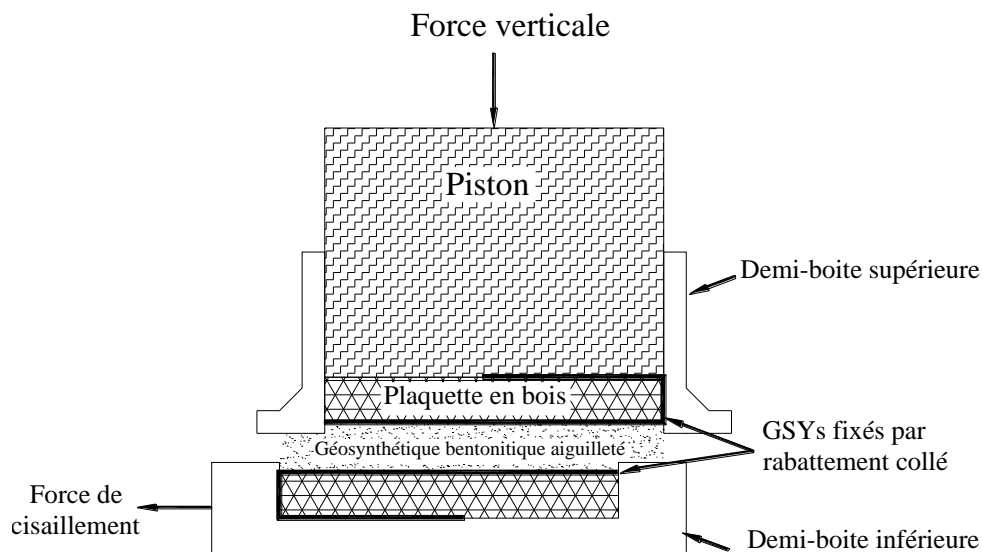
Par ailleurs, la figure 6.5 montre que le matériau testé possède un très faible angle de frottement interne (1.6°), ce qui est tout à fait prévisible compte tenu de la nature cohésive du matériau constitutif ainsi que du type de liaison des éléments composant le GSB.

Dans une seconde famille d'essais de cisaillement interne à la boîte de Casagrande, les lés géotextiles sont fixés sur les plaquettes en bois par rabattement collé tel que montré sur la figure 6.6. Ce type de fixation assure une meilleure adhérence GTX/demi-boîte en mouvement. L'autopsie des spécimens testés confirme bien la qualité d'adhérence. Par contre, la fixation du GSB en place dans la cellule d'essai par rabattement/collage présente deux aspects négatifs vis à vis de l'essai:

- le lé GSB à mettre en place doit être dimensionné de sorte à garantir une bonne adhésion des débordements géotextiles contre les plaquettes de bois. L'adhésion par rabattement/collage doit être plus résistante que les contraintes engendrées par le cisaillement interne du lé testé.
- la répartition de la contrainte de rétention le long des nappes géotextiles est estimée loin d'être uniforme. En effet, les filaments du géotextile tissé ainsi que les fibres d'aiguilletage sont sollicités différemment selon qu'ils soient situés proches ou éloignés du bord de fixation par rabattement. L'ancrage par clouage offre une meilleure uniformisation des contraintes de rétention des géotextiles sur les plaquettes support, ainsi qu'une mise en place plus rapide et aisée. Les caractéristiques physiques du GSB testé dans cette seconde famille d'essai sont telles qu'indiquées sur le tableau 6.2.

**Tableau 6.2: Caractéristiques physiques du second GSB testé.**

Désignation commerciale	Masse surfacique (kg/m <sup>2</sup> )	Masse surfacique de la bentonite (kg/m <sup>2</sup> )	Epaisseur sous 20 kPa (mm)	Epaisseur après hydratation (mm)
Lintobent	5.03	4.35	8.25	12.15



**Figure 6.6: Cisaillement interne du GSB lié par rabattement collé (Schéma de principe).**

Ce second matériau est le même utilisé pour les essais au plan incliné (chapitre 5). Il se présente comme un assemblage par collage thermique de deux géotextiles (l'un tissé et l'autre non tissé) sur une sorte de laine barbelée contenant de la bentonite en poudre. La qualité d'adhérence géotextile-laine bentonitique est assez mal appréciée. Les résultats des essais réalisés selon le mode de fixation par rabattement collé sont présentés sur les figures 6.7, 6.8 et 6.9.

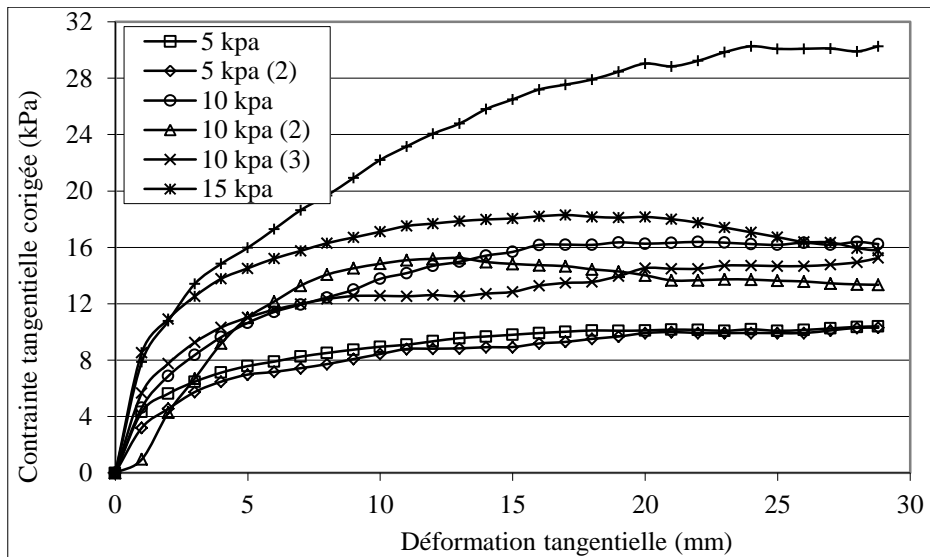


Figure 6.7: Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation.

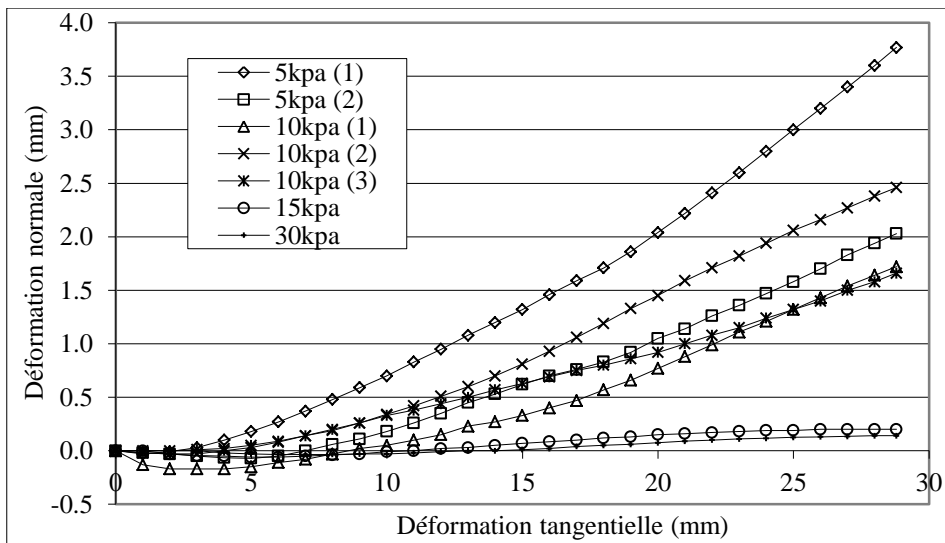


Figure 6.8: Variation de la hauteur apparente de l'échantillon en fonction de la déformation.

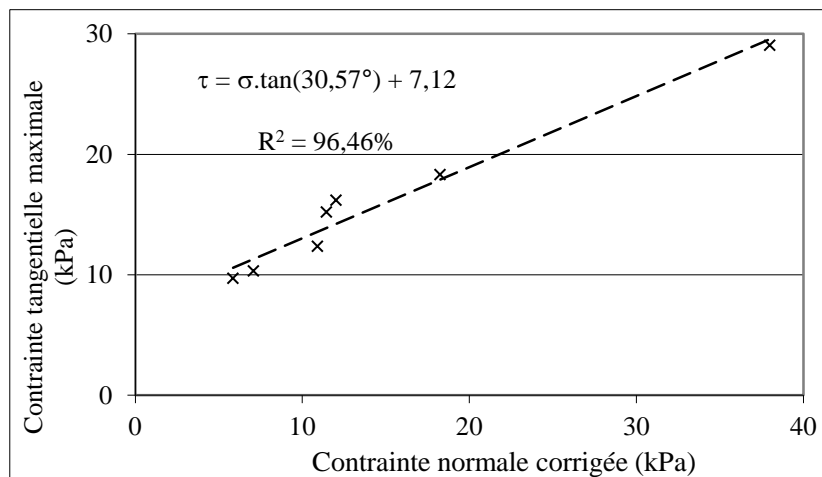


Figure 6.9: Courbe de cisaillement du GSB testé.

La courbe de Coulomb montrée en figure 6.9 est établie en tenant compte de la correction de la contrainte normale exercée. Il vient alors que:  $\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi) + C = 0.5907\sigma + 7.12$  D'où:  $C = 7.17$  kPa et  $\varphi = 30.57^\circ$ .

Sur la base des résultats obtenus et des remarques évoquées, il semble que la rupture du GSY hydraté par cisaillement s'effectue par 'glissement' des filaments d'aiguilletage de leurs points d'accrochage plutôt que la rupture de ceux-ci par traction. Cette hypothèse est soutenue par:

- 1- l'examen visuel des GSY hydratés testés au cisaillement, et
- 2- l'allure des courbes de la figure 6.7 qui met l'accent sur une chute progressive et bien allongée de la rupture.

Ce mode de rupture est favorisé par le mode de fixation des géotextiles en rabattement collé. Les filaments et fibres à proximité des enclaves sont bien plus sollicités que ceux situés plus loin, une rupture prématurée y est amorcée et se propage à mesure que la déformation se développe. La contrainte tangentielle évaluée via l'expression classique ( $\tau = T/A$ ) ne serait pas tout à fait correcte compte tenu de la répartition non uniforme de la contrainte.  $T/A$  désignerait plutôt une contrainte tangentielle moyenne  $\tau_{moy}$ . En général, le mode de scellement est estimé plus ou moins adéquat sur la base de la grandeur des contraintes mesurées, des types de filaments géotextiles et fibres géosynthétiques manipulés, du rapport largeur/longueur du lé en test et de l'état de surface du lé en terme de rugosité.

## 6.5 DISCUSSION

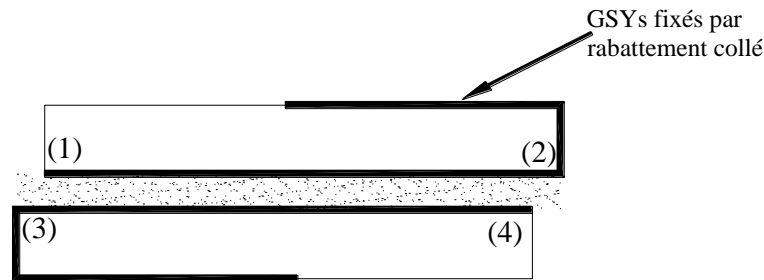
L'utilisation d'une cellule de cisaillement annulaire serait beaucoup plus profitable pour l'analyse de la rupture et pour le suivi du processus de cisaillement. Les essais de cisaillement rectiligne ont été arrêtés à une déformation maximale de 29mm compte tenu des limites en dimensions de la boîte de cisaillement. Les figures 6.3 et 6.7 montrent que la résistance résiduelle n'a pu vraiment être atteinte.

Des résultats d'essais similaires de cisaillement à sec réalisés par Garcin (1997) sur des GSB montrent un comportement typiquement pulvérulent: pic de résistance bien marqué avec faible résistance résiduelle. Sur le plan de Mohr-Coulomb, ces résultats montrent un angle de frottement élevé et une cohésion nulle. Ce comportement témoigne d'une rupture des filaments d'aiguilletage plutôt que leur arrachement. Dans le cas des GSB aiguilletés, les liaisons des filaments aux GSY sont 'rigides'. Les filaments d'aiguilletage n'ont d'autres alternatives que de se rompre sous l'effet de la traction. La rupture des filaments d'aiguilletage s'effectue dans un intervalle serré de déformation, c'est pourquoi un pic de résistance apparaît pour le GSB Voltex (figure 6.3). Le comportement résiduel des GSB testés est absolument cohésif à cause de la nature visqueuse de la bentonite hydratée constituant la matrice.

La différence des modes de rupture, entre l'état sec et l'état hydraté, met l'accent sur un mécanisme 'd'ouverture' des pores géotextiles induisant une facilité d'arrachement des filaments d'aiguilletage. Ce phénomène est d'autant avantageux pour le libre gonflement de la masse bentonitique que néfaste pour la résistance au cisaillement.

Les courbes des figures 6.3 et 6.7 sont tracées en tenant compte de la réduction de la surface cisailée durant la déformation, soit ( $\tau = T/a(\varepsilon)$ ). Cette relation découle intégralement de celle utilisée en mécanique des sols cohésifs ou pulvérulents. Une correction fondamentale doit être apportée à cette relation lorsqu'elle est appliquée aux GSB. La différence du mode de résistance des GSB au cisaillement à la boîte par rapport à celui des sols réside dans le fait que les filaments d'aiguilletage continuent à contribuer à la résistance au cisaillement même une fois excentrés. La figure 6.10 illustre ce cas de situation: des filaments ancrés dans les zones débordantes contribuent (encore) partiellement à la résistance au

cisaillement tant que non complètement déracinées d'une part ou de l'autre respectivement. Cette habilité n'existe pas chez les sols. Ces derniers sont incontestablement reconnus sans résistance à la traction.



**Figure 6.10: Contribution des filaments excentrés à la résistance au cisaillement.**

Compte tenu de l'observation ci-dessus, la résistance au cisaillement interne des GSB aiguilletés est mesurée surestimée. Il convient d'introduire un coefficient de correction tenant compte de l'adhésion des filaments au sein du GSB en relation avec leur arrachement.

## 6.6 CONCLUSION

Les sections de ce chapitre ont permis d'éclaircir un aspect très important de la résistance des GSB au cisaillement. Cette dernière doit, en effet, être vérifiée de par la structure litée de ces matériaux. Ce pour prévenir contre une rupture entre les deux GTX composant le GSB.

Le schéma expérimental de mesure de la résistance au cisaillement interne du GSB est similaire à celui de la boîte de Casagrande utilisée en mécanique des sols. Les conditions des essais effectués, notamment l'intensité de la contrainte normale appliquée et la vitesse de cisaillement, sont similaires à la situation UU. Les filaments reliant les deux géotextiles font fonction de cohésion, alors que le frottement est prévisible peu significatif.

Le mode de fixation des lés GTX sur l'appareil d'essai affecte sensiblement les grandeurs mesurées dans la mesure où des effets parasites s'imposent. Les ondulations des GTX constituent un exemple de circonstances indésirables. Par ailleurs, la notion de section corrigée est à définir de façon assez explicite de sorte à déduire, assez correctement, les valeurs de  $c$  et de  $\phi$ .

La résistance au cisaillement interne est très dépendante du mode d'association des deux lés GTX. La rupture est du type fragile, car attribuée à la cassure des filaments d'aiguilletage. L'apport en résistance au cisaillement de la matrice bentonitique est trouvé négligeable comparativement à celui des filaments d'aiguilletage.

Le comportement de dilataance des GSB est mis en évidence. Il est résultat direct de l'affaiblissement progressif du scellement par filaments d'aiguilletage. Cette tendance est encore favorisée par le gonflement de la bentonite à mesure que le scellement s'affaiblit. En définitif, la dilataance est reconnue inévitable.

La conception d'un type d'appareil, plus approprié pour la mesure de la résistance au cisaillement, s'avère nécessaire. L'aptitude à l'étirement est un paramètre intrinsèque des GSB qui rend l'investigation de la résistance au cisaillement plus complexe que celle des matériaux granulaires.

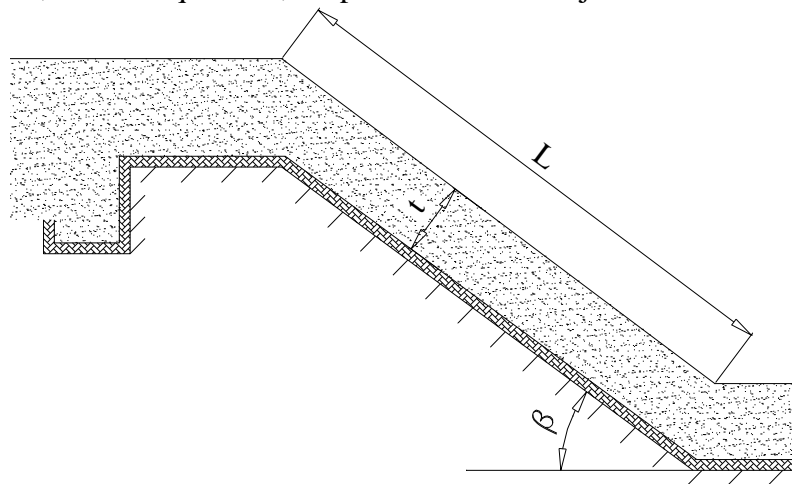
## CHAPITRE 7 RESISTANCE A L'ARRACHEMENT DES GSB

### 7.1 INTRODUCTION

La mise en œuvre de produits géosynthétiques en pente nécessite la prise en compte de leurs résistances au glissement, à la traction et à l'arrachement. Si le lé géosynthétique est considérablement sollicité en traction ou en cisaillement, la rupture par déchirement ou par arrachement devient fort bien probable. Pratiquement traduit, les sollicitations en question sont gérées par les paramètres:

- rugosité des GSY et des matériaux mis en contact. Cette grandeur est importante pour assurer le meilleur 'ancrage linéaire' des matériaux, et par-là, éviter les glissements relatifs.
- inclinaison du talus qui représente le facteur le plus potentiel dans le processus de stabilité du système sol-GSY.
- hauteur (ou épaisseur) de la couche de confinement et, éventuellement, les matériaux qui s'y appuient.
- longueur du lé mis en place. Plus le lé est long, davantage est sollicité en traction au voisinage de la crête.

La figure 7.1 présente, schématiquement, les paramètres mis en jeu.



**Figure 7.1: Schématisation des paramètres physiques en interaction.**

L'équilibre des forces tangentielles au plan tangent au GSB permet de déduire la longueur maximale du lé en pente. Cette dernière s'exprime comme indiquée sur l'expression (1) ci-dessous:

$$L = \frac{T}{U \cdot t \cdot g(F \cdot \sin \beta - \cos \beta \cdot \tan P)} \quad (1)$$

Où

**T:** résistance à la traction du GSY (N/m)  
**t:** épaisseur de la couche de confinement (m)  
**U:** masse volumique du sol en recouvrement (kg/m<sup>3</sup>)

**F:** coefficient de sécurité (1.3 à 3.0)  
**β:** angle d'inclinaison du talus (°)  
**P:** angle de frottement critique (°)

Lorsque la longueur calculée en vertu de la relation (1) est trouvée inférieure à celle requise, un autre type de GSY, ayant une plus grande résistance à la traction, est choisi. La situation peut être inversée de sorte à avoir comme donnée la longueur à recouvrir, transversalement du sommet vers la base, et de chercher à calculer la résistance requise à la traction.

## 7.2 SIMULATION DE L'ARRACHEMENT

L'idée générale régissant l'essai d'arrachement (Pull out, pull-out ou pullout) consiste à intercaler une portion d'un lé géosynthétique (GSY) dans un massif de matériau, et d'appliquer une traction croissante sur la portion débordante, dirigée dans le sens de prolongement du lé, dans le but de le tirer du massif d'ancrage. Compte tenu de la contrainte verticale appliquée sur le GSY, des dimensions de celui-ci, de ses caractéristiques de fabrication, des conditions d'hydratation et de drainage avant et durant l'essai, de la vitesse et amplitude d'arrachement, des rugosités aux interfaces, ainsi que de sa fiche d'ancrage, l'effort de traction appliqué continuellement croissant peut:

- soit arracher le lé en test, ce qui occasionne un cisaillement du GSY selon ses deux surfaces en contact avec le massif d'ancrage,
- ou occasionner une rupture du GSY par traction dans le cas où les caractéristiques de ce dernier sont faibles vis-à-vis de l'état de contrainte appliqué.

Les travaux de Fox et al. (1997) révèlent que selon les conditions d'ancrage/arrachage, un lé GSB en test peut présenter un cisaillement interne entre la matrice bentonitique et l'un ou les deux géotextiles housse.

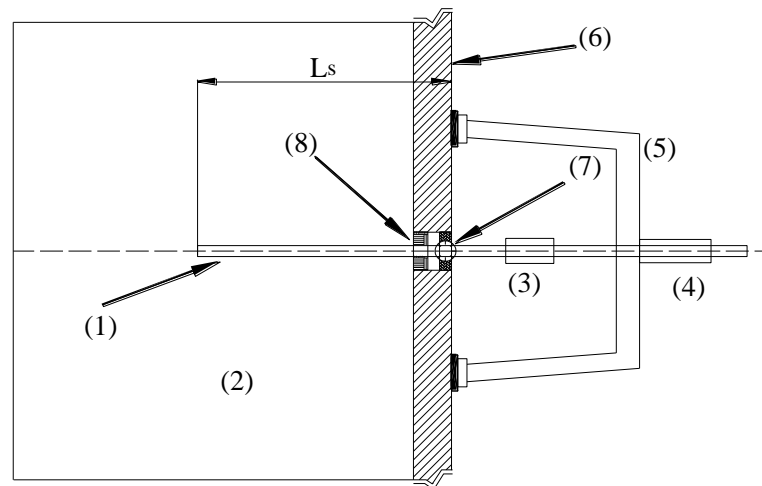


Figure 7.2: Schéma de principe d'arrachage d'une armature ancrée dans un massif de sol.

- |  |                                      |
|--|--------------------------------------|
| (1): Armature en pull-out                                | (5): Bâti de butée                   |
| (2): Sol enceinte  | (6): Parement rigide                 |
| (3): Dispositif d'enregistrement de l'effort de traction | (7): mesure de la déformation axiale |
| (4): Vérin de traction                                   | (8): Joint souple                    |

La figure 7.2 schématise les organes importants constituant un bâti d'arrachement. Le dispositif d'arrachement montré en figure 7.2 peut être, plus ou moins, modifié pour être adapté selon le type et la forme de l'élément à tester. En règle générale, il faut veiller à ce que:

- le parement support du vérin de traction (élément 5) soit suffisamment solide pour être considéré comme repère fixe et indéformable par rapport aux diverses déformations enregistrées,

- l'effort de traction soit appliqué le plus soigneusement possible dans l'axe du GSY à arracher,
- les enregistrements effectués soient assez précis et suffisamment nombreux pour être crédibles et scientifiquement exploitables,
- le bâti soit préalablement vérifié et étalonné de sorte à pouvoir éliminer toutes les déformations parasites et déduire seule la déformation recherchée.

Sur le plan normalisation, des travaux de commissions sont en cours dans des organismes à renommée mondiale ayant acquis une assez bonne expérience dans le domaine. En effet, pour des raisons techniques et scientifiques, plusieurs paramètres doivent être clairement définis et identiquement mesurés. Sont particulièrement discutables:

- l'échantillonnage, la préparation et la mise en essai,
- les dimensions du bâti d'arrachement et les dimensions des GSY à tester,
- le type de contraintes à appliquer, leurs quantités, leurs mode et dynamique d'application, ainsi que leurs interférences et leurs conséquences,
- le type de sol à utiliser: granulométrie, poids volumiques, teneur en eau, état de frottement, ...
- l'identification des différentes phases du mécanisme d'arrachement, et en particulier la rupture, les incertitudes et tolérances de mesure, les taux et relativité des déformations et les grandeurs optimales escomptées,
- les aspects temporels, les conditions environnementales et aux limites liés à l'essai, et
- la présentation des résultats.

La tradition expérimentale et le réflexe scientifique préconisent, dans les conditions courantes d'essais vulgarisés, d'entreprendre entre trois et cinq répétitions du même essai pour en déterminer le résultat. Cependant, du fait de l'aspect recherche régissant la présente étude, et de façon plus générale les matériaux étudiés, plusieurs paramètres sont considérés variables ce qui augmente, quasi-indéfiniment la taille du programme expérimental à entreprendre. L'originalité des travaux engagés impose une bonne partie à aspect qualitatif. Néanmoins, les parts importantes de la tenue de l'essai peuvent être sommairement distinguées. Celles-ci sont:

- la manœuvre du cisaillement
- le procédé de mise et contrôle de la contrainte/déformation verticale
- le mode d'hydratation
- le système de lecture et enregistrement des résultats.

Le matériau granulaire de remplissage est généralement choisi représentatif de ceux couramment utilisés en pratique. Lorsque le GSY est disposé en pente, c'est plutôt des matériaux granulaires qui sont disposés en couche support ou en recouvrement. Ceci pour assurer, en premier lieu, une stabilité vis-à-vis du glissement. Occasionnellement, ces mêmes matériaux granulaires peuvent assurer la fonction de drainage ou de filtre. La fonction d'étanchéité est, évidemment, remplie par le GSY. Quelques matériaux, naturels ou manufacturés, peuvent être disposés entre le matériau granulaire et le GSY pour éviter une éventuelle agression de ce dernier par poinçonnement. L'avantage de mise en place du matériau granulaire



directement en contact du GSY est de permettre une ondulation dans le gonflement du GSY, et par-là, une meilleure adhérence à l'interface à l'encontre du cisaillement. Les granulats, les plus appropriés, à mettre en place sont du type gros gravier (taille d'environ 5mm à 8mm) à surface rugueuse relativement étalée. L'idéal serait d'entreposer la première rangée de matériau à la main, puis de compléter le reste par décharge.

### 7.3 MODE OPERATOIRE TYPE

#### 7.3.1 Cadre Technique

La présente section présente une synthèse concise des méthodologies d'essais d'arrachement réalisés dans la pratique. Ce sont des essais, généralement, effectués sur une sorte de cabine contenant un sol dans lequel est ancré un géotextile (ou produits apparentés). Ce mode opératoire peut servir de support documentaire technique, et peut être orienté selon les cas d'essais similaires et selon le produit testé. L'objectif de l'essai est d'apprécier le frottement entre le sol et l'élément ancré.

Le bâti d'ancrage d'un GSY en essai d'ancrage est conçu le mieux possible pour répondre au maximum d'exigences expérimentales telles que:

- les dimensions des spécimens à tester, surtout dans le sens de la longueur,
- capacités en déplacement dans le sens de la traction,
- variabilité de la contrainte de confinement,
- lecture des déformations verticales durant la phase d'hydratation et de cisaillement,
- mesure de la pression interstitielle durant les deux phases (hydratation et cisaillement),
- faisabilité de l'essai sur spécimens secs ou hydratés,
- fiabilité du système d'ancrage conférant une distribution homogène des contraintes développées.

#### 7.3.2 Définitions

- Inclusion: c'est l'élément introduit dans la masse de sol et faisant objet d'essai d'arrachement.
- Force d'arrachement: c'est la force nécessaire pour arracher l'inclusion hors du sol lors d'un essai d'arrachement.
- Résistance à l'arrachement: c'est la force d'arrachement de l'inclusion par unité de largeur de celui-ci mesurée à une vitesse d'arrachement spécifiée.
- Contrainte normale: c'est la contrainte normale appliquée au spécimen en arrachement. Celle-ci n'est pas nécessairement la contrainte verticale appliquée au sol.

#### 7.3.3 Principe de l'Essai

L'essai consiste à appliquer une force dans le prolongement d'une inclusion ancrée entre deux couches de sol. Cette force est appliquée progressivement jusqu'à atteindre l'arrachement de l'inclusion. Principalement, les contraintes et les déformations sont enregistrées durant l'essai. L'essai peut être repris en faisant varier la contrainte normale appliquée à l'inclusion. Il demeure évident que nombre de paramètres tels que la granulométrie du sol, la plasticité, les poids volumiques, la teneur en eau et les dimensions de l'ancrage affectent, plus ou moins sensiblement, la dépendance entre l'effort d'arrachement et la contrainte normale appliquée.

### 7.3.4 Préparation et Appareillage

Comme pour le cas de tous les essais de laboratoire, le spécimen à tester doit être prélevé pour être le plus représentatif possible des conditions réelles de sollicitation. Les lés sont découpés dans des dimensions compatibles avec celles du bâti d'essai et avec les sollicitations à appliquer, ainsi que les caractéristiques de fabrication. Une marge, entre le lé et les parois internes du bâti, d'environ 100mm, est dictée. Si plusieurs inclusions sont entreposées dans le même bâti d'essai, elles doivent être suffisamment espacées pour assurer la non-interaction avant et durant l'essai. Les extrémités situées dans le terrain sont, évidemment, libres. La longueur d'ancrage doit être suffisamment profonde pour permettre un serrage de début d'essai. Elle est généralement prise au moins le triple de la largeur du lé, et peut atteindre 2m à 2.5m en cas de nécessités. Les conditions atmosphériques ambiantes lors de l'essai doivent être aussi constantes que de permettre de maintenir une variation relative de la masse des spécimens inférieure à 0.25% pour une durée d'au moins deux heures. Ces conditions environnementales peuvent être simplifiées si est démontrée leur non-influence sur les résultats à obtenir. La température ambiante tolérée pour la faisabilité d'un tel essai doit être comprise entre 5°C et 30°C. Le sol support et de recouvrement est mis en place par compactage standard ou par vibration. Des outils de nivelage, et de placement/enlèvement du sol peuvent être requis.

Le bâti d'essai proprement dit est constitué:

- d'une cabine relativement rigide de forme parallélépipédique comprenant une fente ouverte sur le milieu de toute la largeur du côté du vérin de traction. Les dimensions minimales recommandées sont:  $L=1.5m$ ,  $l=0.6m$ , et  $H= \text{sup.}(0.3m \text{ et } 6 \text{ fois la dimension des granulats en contact de l'inclusion})$ .
- d'un dispositif permettant l'application d'une contrainte verticale répartie uniformément sur la surface supérieure du sol surmontant le lé. Cette contrainte doit pouvoir être maintenue constante pendant toute la durée de l'essai. Le bâti d'essai doit pouvoir supporter une contrainte de l'ordre de 2 bars. Cette dernière est mesurable à  $\pm 2\%$  près.
- d'un dispositif d'arrachement permettant d'appliquer une force dans l'axe de l'inclusion en test. La force d'arrachement doit pouvoir atteindre au moins la résistance à la traction de l'inclusion, et peut être appliquée à vitesse de déformation contrôlée, ou à taux de contrainte contrôlé. Dans tous les cas, on veillera à ne pas engendrer, par excès de vitesse d'arrachement, une augmentation notable de la pression interstitielle dans le GSY ou le produit apparenté. La vitesse d'arrachement, généralement utilisée, est de  $2 \pm 0.2 \text{ mm/min}$ . La force d'arrachement est mesurée au minimum entre 2% et 2kN près.
- d'un socle de réaction (ou de butée) ayant pour fonction de supporter l'effort de traction et de pouvoir le transmettre sur un encastrement ferme et robuste. C'est l'organe (5) de la figure 7.2. Le socle de butée doit, en outre, être neutre vis-à-vis des contraintes et des déformations imposées à l'élément testé.
- d'une chaîne d'enregistrement des déplacements en plusieurs points de l'inclusion. Les points d'enregistrement des déplacements doivent être harmoniquement répartis sur la surface du lé ancré, et particulièrement à l'emplacement du serrage. Les déplacements sont enregistrés à une précision du cinq centièmes du millimètre pour une portée couramment prévue jusqu'à 100mm. Par mesures de sécurité expérimentale, la course de mesurage de la déformation axiale peut être étendue à 300mm.
- d'une sorte de mâchoire appropriée (mors) permettant de fixer, fermement, le lé au système d'arrachement. Ce dispositif de serrage ne doit occasionner aucun endommagement au lé, aucune rupture prématurée de celui-ci, ni aucun glissement par rapport aux organes y reliés. Le système de serrage permet, entre autres, une répartition uniforme de l'effort d'arrachement sur toute la largeur du lé

en test. Par ailleurs, des équipements auxiliaires de coupe, de mesure de teneur en eau et de la propreté du sol peuvent, le cas échéant, être nécessaires.

### 7.3.5 Mise en Route de l'Essai

L'essai d'arrachement est exécuté en suivant, sommairement, les étapes suivantes:

- 1- Assembler la demi-cabine inférieure et y mettre du sol compacté jusqu'à égalisation d'un niveau légèrement en dessous du milieu de la cabine. La procédure de compactage du sol, sa teneur en eau, ses poids volumiques, ainsi que sa granulométrie sont notés.
- 2- Mettre en place le lé à tester de sorte que toute la surface d'ancrage soit en contact du sol. Fixer, provisoirement le lé pour permettre la mise en place des jauges de mesure des déformations et pour relier le lé au système de fixation puis au dispositif de tirage. Caler l'ensemble de sorte que l'effort de traction soit appliqué dans l'axe longitudinal de l'inclusion. Enfin, prendre toutes les mesures nécessaires pour le scellement, la mise en place des dispositifs d'application et d'enregistrement des contraintes et des déformations.

En réalité le lé GSB n'est pas entreposé seul mais plutôt en paire, c'est à dire deux lés GSB mis en face-à-face. L'ensemble des deux lés est considéré comme une seule intrusion et est mis sous l'effet de l'arrachement. L'avantage de cette astuce est de garantir la même interface en contact des matériaux de confinement. L'effort attribué à chaque lé individuel est déduit en divisant l'effort total appliqué par deux. Cependant, de part leur manutention et les conditions de préparation, les deux lés juxtaposés peuvent présenter des comportements différents durant la mise en arrachement, ce qui induit des défaillances indétectables dans la lecture des résultats. Pour des raisons techniques expérimentales, il convient d'accorder une grande attention à la similitude des lés mis en face-à-face.

- 3- Remblayer la cabine jusqu'à la remplir entièrement par le même procédé que pour la demi-cabine inférieure. Mettre en place l'outil de mise en pression de la cabine.
- 4- Mettre en application la contrainte verticale en commençant par de faibles valeurs de l'ordre de 5kPa à 10kPa jusqu'à atteindre des intensités d'environ 100kPa si l'inclusion supporte.
- 5- Commencer l'essai proprement dit en appliquant une traction progressive selon l'objectif visé. Enregistrer toutes les contraintes et déformations pour une périodicité de dépassant pas 12s ou 0.2mm. Continuer ainsi jusqu'à obtenir la rupture par arrachement ou une déformation avoisinant les 300 millimètres, puis noter la contrainte maximale et le mode de rupture.
- 6- Démontez le dispositif en prenant soin d'inspecter l'interface sol/inclusion et d'identifier le mécanisme de rupture: déformation uniforme sur toute la largeur ou plutôt localisée, rupture prématurée, symptômes, etc.

7- procéder au calcul:

- de la contrainte normale totale appliquée à l'inclusion:  $\sigma_N = \sigma_s + \sigma_a$   
Où:  $\sigma_N$  est la contrainte normale totale appliquée au lé,  
 $\sigma_s$  est la contrainte normale due au sol situé au-dessus du lé, et  
 $\sigma_a$  est la contrainte normale apportée par le dispositif de mise en pression.
- de la résistance à l'arrachement ( $P_r$ ) de l'éprouvette tel que:
  - ✓ pour les géotextiles, les géomembranes et les géobandes de renfort:  $P_r = F_p/W_g$
  - ✓ pour les géogrilles, les géofillets et les structures ouvertes:  $P_r = (F_p \cdot n_g)/N_g$

- Où:  $P_r$ : résistance à l'arrachement en unité de force par unité de largeur  
 $F_p$ : force d'arrachement (corrigée par la force d'étalonnage)  
 $W_g$ : largeur du spécimen en test  
 $n_g$ : nombre de nervures par unité de largeur de la géogrille dans le sens de la force d'arrachement  
 $N_g$ : nombre de nervures de la géogrille dans le sens de la force d'arrachement.

- du déplacement net de l'inclusion: déduit en retranchant les déformations entre le début de l'ancrage et le point de serrage. La déformation entre le début de l'ancrage et le point de serrage est déterminée soit par mesures directes lors de l'essai d'arrachement, soit par étalonnage préalable par essai d'allongement propre effectué sur un spécimen similaire à l'inclusion testée.

**8- Présenter les résultats sous forme de rapport comprenant:**

- a-** des renseignements sommaires sur le dossier en étude, le site investigué et les références temporelles,
- b-** une description de l'appareillage d'essai, et des précisions sur l'inclusion testée et le sol encainte,
- c-** les conditions de chargement, environnementales, aux frontières et ambiantes de l'essai,
- d-** les références normatives et les modifications imposées à l'essai en question,
- e-** les résultats d'essais ayant relation avec le sujet,
- f-** les données de la manipulation et les résultats obtenus convenablement présentés en valeurs numériques et/ou en graphiques,
- g-** une description concise de l'état de l'inclusion avant et après l'essai, et
- h-** les remarques et observations jugées utiles et significatives.

Les résultats obtenus d'essais réalisés par Fox et al. (1997) sur des paires de GSB en arrachement montrent un double pic sur la courbe  $\tau$ - $\epsilon$ . Le double pic est attribué, selon les auteurs, à une rupture séquentielle des lés mis en parallèle. Compte tenu de différences structurelles inévitables et des conditions de mise en place dans le bâti d'essai, la rupture de l'un des lés est prématurée par rapport à l'autre. Par contre, la résistance résiduelle d'un seul lé est retrouvée la même que celui-ci soit mis en arrachement individuellement ou en paire. Des résultats obtenus par Fox et al. (1997) et par Lalarakotoson et al. (1999) sur des GSB testés en arrachement sont tels que résumés sur le tableau 7.1.

**Tableau 7.1: Résultats d'essais d'arrachement.**

	<b>Fox et al. (1997)</b>	<b>Lalarakotoson et al. (1999)</b>					
Nomination du GSB testé	Bentomat	BFX B					
Type de GSB	Aiguilleté	Aiguilleté					
Type d'essai	arrachement	Interface libre sable/GSB/sable					
Géotextile supérieur	Tissé	Non tissé					
Géotextile inférieur	Non tissé	Non tissé					
Masse surfacique de la bentonite (kg/m <sup>2</sup> )	5	---					
Vitesse d'arrachement (mm/mn)	0.1	1					
Longueur du lé testé (mm)	1067	500					
Largeur du lé testé (mm)	406	300					
Durée de cure en imbibition (heure)	48	---					
Contrainte normale appliquée (kPa)	17.1	100	200	300	500	700	800
Contrainte tangentielle maximale (kPa)	62.5	56	125	285	413	515	600
Contrainte tangentielle résiduelle (kPa)	4	---	---	---	---	---	---
Déformation au pic de la résistance (mm)	25	12	11	40	37	26	21

## 7.4 CONCLUSION

A l'instar de l'essai au plan incliné, le pullout test est une autre façon de quantifier la résistance au glissement sur les interfaces d'un GSB. Ce type d'essai est pratique pour la simulation de cas de confinement intense, tel que l'exemple des centres d'enfouissement technique (CET). L'essai en question permet, non seulement, d'évaluer le frottement aux interfaces du GSB, mais aussi l'étirement de ce dernier et sa résistance à la traction.

L'essai en question reproduit parfaitement les conditions d'un ancrage par simple lestage. D'autres formes d'ancrages sont aussi possibles à simuler au biais de cet essai. Les résultats de l'essai sont directement traduisibles en dimensionnement des ancrages.

Le bâti d'essai peut être fabriqué aussi large que de besoin. Ceci constitue un avantage en termes de représentativité du cas réel. Les conditions du site, telles que la nature des matériaux adjacents et l'état d'humidité, peuvent être fidèlement reproduites dans cet essai. Ceci souligne l'aspect crédible et pragmatique de l'essai en question.

En vue d'ensemble, cette partie de la thèse balaye les essais les plus couramment manipulés dans les laboratoires. Les résultats issus de ces essais permettent de reconnaître la grande part des performances du GSB en question. De tels renseignements sont requis non seulement pour le choix judicieux du GSB répondant le mieux à l'ouvrage projeté, mais aussi pour la conception optimisée du dispositif d'étanchéité.

Les essais du type physique et hydraulique sont relativement standards et facilement réalisables. Cependant les mesures de la résistance au cisaillement, au sein du GSB ou aux interfaces de celui-ci, sont reconnues relativement pénibles et peu précis. Ces dernières sont à effectuer avec soin et au biais d'un personnel assez expérimenté. En outre, un calcul parallèle de simulation numérique est recommandé en vue de reconnaître d'éventuelles erreurs expérimentales pouvant survenir.

## **CHAPITRE 8 PRESENTATION DU MECANISME DE RUPTURE**

### **8.1 INTRODUCTION**

Les types de géosynthétiques utilisés dans l'étanchement des ouvrages hydrauliques, de génie civil et de géotechnique urbaine sont assez nombreux et paramétrables selon les conditions du site et de fonctionnement. Dans la majorité des cas d'utilisation, les géosynthétiques sont entreposés en pente. Les contraintes économiques imposent de mettre en place le DEGB selon la plus grande pente possible conjuguée à des qualités mécaniques et physiques minimales. D'une autre part, la réduction des charges économiques induit sans doute des risques d'effondrement de l'ouvrage mis en œuvre. Il convient, alors, de résoudre, de façon techniquement satisfaisante le conflit posé.

L'étude de stabilité d'un DEGB en pente repose, dans une large mesure, sur un calcul d'état d'équilibre. Le calcul de stabilité doit prendre en considération tous les facteurs ayant trait au mécanisme analysé. L'avantage d'un calcul numérisé d'un mécanisme tel que la stabilité en pente d'un DEGB est la prise en compte de la variabilité des paramètres de donnée. Ainsi, les valeurs des paramètres entrant en jeu peuvent être modifiées autant que voulu dans des intervalles de valeurs courantes. La variabilité des paramètres de donnée permet, entre autres:

- 1- d'apprécier la sensibilité des résultats en output par rapport à chacun des paramètres d'entrée, rendu variable,
- 2- de noter l'interdépendance, éventuelle, entre les divers paramètres mis en équation,
- 3- d'éviter des dépenses matérielles et de temps liées à la remise en état initial pour reprise d'expérience.

A la lumière des opportunités ci-dessus mises en relief, une analyse de stabilité d'un DEGB en pente est visée dans l'étendu des chapitres 8 et 9.

### **8.2 PROBLEMATIQUE ET HYPOTHESES**

Le profil général de la disposition d'un DEGB est tel que schématisé en figure 8.1. Le GSB mis en place assure, évidemment, la fonction d'étanchéité, cependant sa stabilité mécanique vis-à-vis du glissement, arrachement ou rupture par traction doit être assurée. L'objectif visé dans le cadre de cette étude est l'analyse de la stabilité du DEGB non pas vis à vis des écoulements hydrauliques mais plutôt par rapport à la rupture en pente.

Le DEGB mis en œuvre tel que schématisé sur la figure 8.1 comporte sommairement:

- un sol support (1) aux caractéristiques  $c_1, \varphi_1, \gamma_1$
- un sol de confinement (2) aux caractéristiques  $c_2, \varphi_2, \gamma_2$
- un GSB faisant fonction d'écran d'étanchéité et caractérisé par une résistance à la traction, une épaisseur et des frictions aux interfaces.

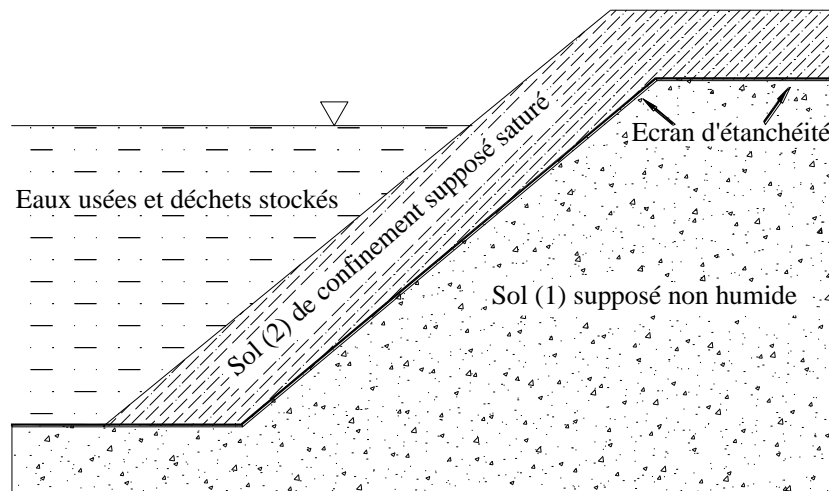
Le système interactif de la figure 8.1 suppose quelques hypothèses d'ordre physique telles que:

- le sol (1) est supposé pratiquement sec compte tenu qu'il se trouve à l'aval de l'écran d'étanchéité. La rupture du type glissement circulaire dans la zone (1) n'est pas envisagée dans le contexte de cette étude.
- le sol (2) représente la couche de confinement et est supposé complètement saturé dans sa partie directement en contact des eaux retenues. Le niveau des eaux retenues peut fluctuer depuis le niveau du raz de l'écran jusqu'à pouvoir atteindre la crête.

- l'écran d'étanchéité est entreposé en contact direct avec les couches adjacentes de sols et ancré par lestage à la crête du talus.

Compte tenu de la disposition de l'ensemble des éléments mis en œuvre, la rupture du DEGB peut, donc, survenir:

- par glissement de la couche de confinement sur l'interface amont,
- par glissement de l'ensemble (GSB + Sol (2)) par rapport à l'interface aval, ce qui revient à dire un arrachement du GSB de son ancrage,
- par rupture du GSB quelque part sur la pente, ce qui entraîne le glissement partiel de la partie située en-dessous du niveau de rupture.



**Figure 8.1: Schéma général d'un DEGB en pente.**

Dans un cas plus général, peuvent être pris en considération:

- la compressibilité du sol support. La mise en tension de l'écran GSB provoque un arrondissement de l'arrête supérieure du massif support. De même, les angles droits, aigus ou obtus du système d'ancrage sont, plus ou moins, altérés par la traction du lé GSB.
- les sollicitations produites lors de la mise en œuvre du DEGB. Celles-ci peuvent s'avérer assez considérables et préjudiciables, même dans les conditions normales d'exécution.
- les contraintes hydrostatiques induites par l'eau retenue contre le parement amont du DEGB. Dans le cadre de la présente étude, le niveau de la nappe d'eau est considéré constant, cependant celui-ci peut être amené à fluctuer selon les conditions environnementales gouvernantes.
- les contraintes hydrodynamiques engendrées, éventuellement, en cas de baisse rapide du niveau phréatique des eaux retenues.
- la géométrie du talus: présence de bermes, variabilité de la pente, inclinaison de la couche de recouvrement par rapport au GSB, ...

## 8.3 MISE EN EQUATIONS

### 8.3.1 Cadre Général

L'étude de la stabilité du DEGB en pente requiert, au moins, la vérification du bon fonctionnement du système d'ancrage, de la résistance à la traction du lé GSB, de la stabilité vis à vis du glissement, ainsi que l'adéquation des déformations engendrées en conformité avec le fonctionnement de l'ouvrage. Dans

les sections qui suivent, une analyse numérique des stabilités requises est entreprise. Les paramètres entrant en jeu dans le mécanisme étudié sont modifiés en valeurs de sorte à observer leur impact sur les résultats obtenus (output). De la sorte, la sensibilité des équilibres partiels, et par conséquent l'équilibre global, par rapport à la variabilité de chaque paramètre de donnée (input) est examinée. La sensibilité des résultats des calculs effectués permet d'apprécier l'importance à accorder aux essais nécessaires pour la détermination des paramètres d'entrée.

Le nombre considérable de variétés de GSB existants sur le marché mondial, ainsi que des cas de situations pratiques rencontrées incite, certainement, d'entreprendre une analyse paramétrique tenant compte des intervalles de variations des divers paramètres et faisant montrer les résultats en termes de conséquences technologiques.

### 8.3.2 Stabilité de l'Ancrage

La zone d'ancrage est l'organe permettant un scellement mécanique ferme du lé GSB en tête du talus. Les dispositions d'ancrage peuvent être multiples (voir § 3.8 et 3.9). Trois types d'ancrage seront analysés en détail dans la présente section.

#### 8.3.2.1 Ancrage par simple lestage

La configuration simplifiée d'un ancrage par simple lestage est telle que, antérieurement, montrée sur la figure 2.2. Le schéma représentant les forces mises en jeu et les contraintes impliquées est montré en figure 8.2. Où:

$\beta$ : angle d'inclinaison de la pente

$T$ : effort de traction mobilisé dans le lé en pente

$d$ : épaisseur de la couche de confinement

$L$ : longueur de lestage

$F_{L\sigma}$ : Force de cisaillement au-dessous du GSB due à la couche de recouvrement

$F_{LT}$ : Force de cisaillement au-dessous du GSB due à la composante verticale de  $F_{Disp}$

$F_{Disp}$ : force disponible d'ancrage ( $= F_{ult}/F_s$ )

$F_{U\sigma}$ : Force d'ancrage en dessus du GSB due à la couche de recouvrement (dans le cas d'un recouvrement de faible épaisseur, cette composante peut être considérée négligeable)

$F_{ML}$ : Force Mobilisée au Lestage

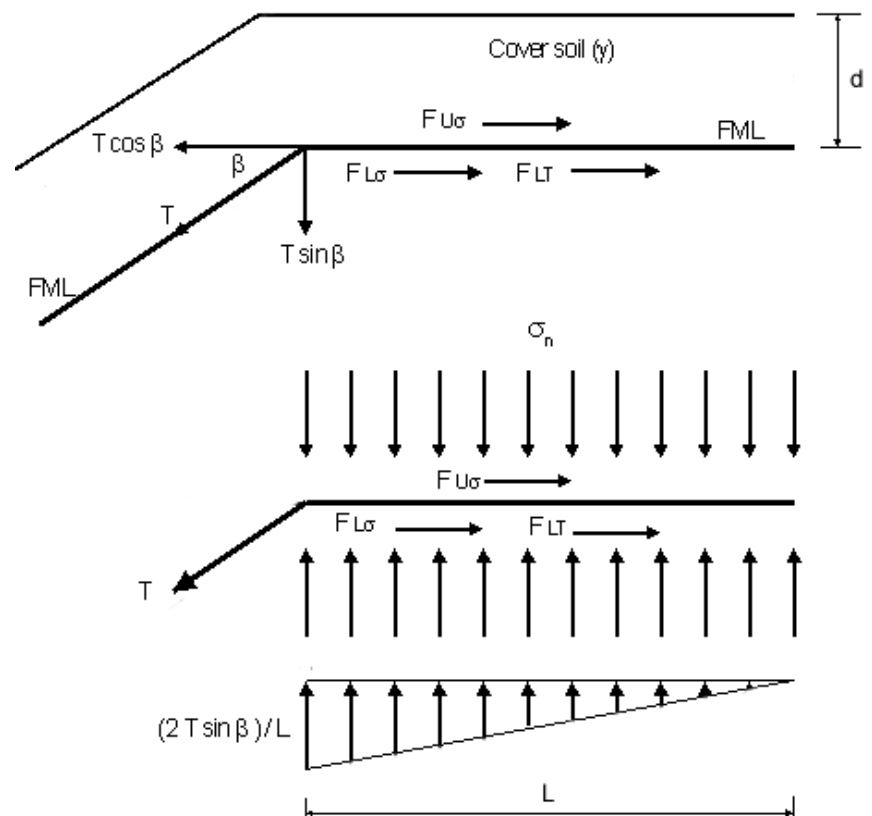


Figure 8.2: Ancrage en lestage simple. Forces mises en jeu et diagramme des contraintes.



### 8.3.2.2 Ancrage en V

Pour assurer un meilleur ancrage du lé GSB en tête du talus, une mise en œuvre en forme de V peut être préconisée. Celle-ci est d'autant plutôt utilisée lorsque la contrainte espace ne se pose pas. Le schéma représentant les forces mises en jeu et les contraintes impliquées est montré en figure 8.3. Où:

- $\beta$ : angle d'inclinaison de la pente
- $i$ : pente de la tranchée
- $T$ : effort de traction mobilisé dans le lé en pente
- $L_v$ : longueur du tranché d'ancrage
- $d_v$ : profondeur du tranché d'ancrage
- $L$ : longueur totale de l'encastrement
- $\sigma_n$ : Contrainte normale apportée par le sol
- $F_{LT}$ : Force de cisaillement au-dessous du GSB due à la composante verticale de  $F_{Disp}$
- $F_{Disp}$ : force disponible d'ancrage ( $= F_{ult}/F_s$ )
- $F_{U\sigma}$ : Force d'ancrage en dessus du GSB due à la couche de recouvrement
- $F_{L\sigma}$ : Force de cisaillement au-dessous du GSB due au sol de recouvrement
- $FML$ : Force Mobilisée au Lestage

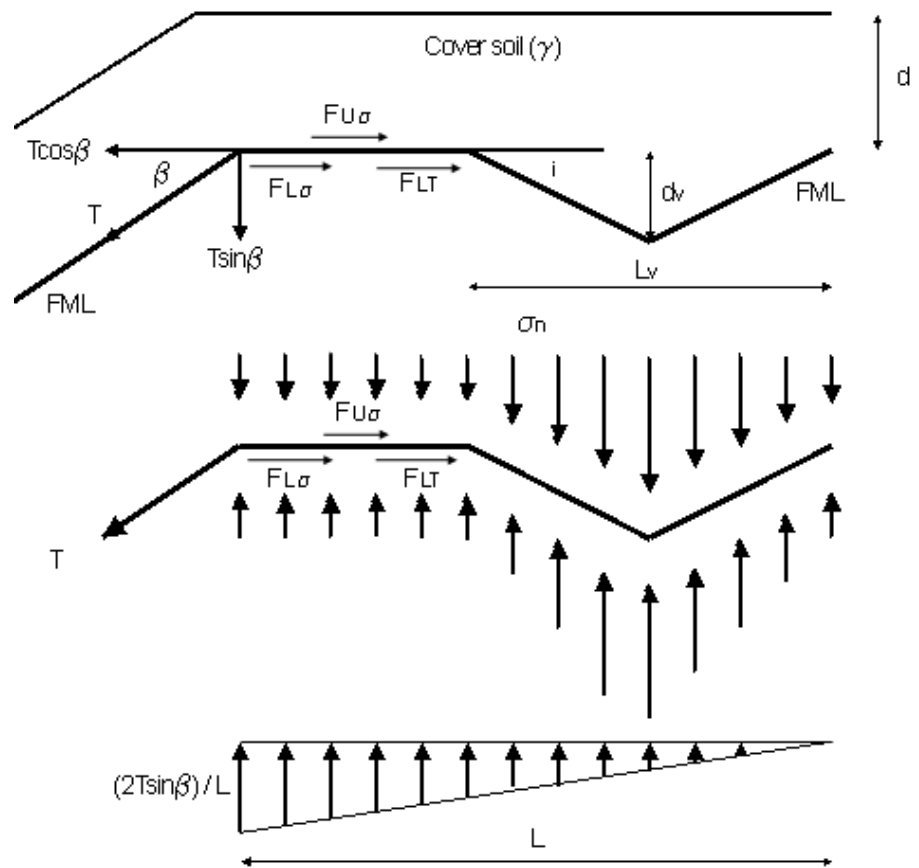


Figure 8.3: Ancrage en V. Forces mises en jeu et diagramme des contraintes.

### 8.3.2.3 Ancrage en Tranchée

Les ancrages en tranchées ont fait preuve de bonne fiabilité. Grâce à leur géométrie brisée, ceux-ci offrent la majorité du scellement possible. Les forces mises en jeu et les contraintes développées dans un ancrage en tranchée sont montrées sur la figure 8.4. Où:

- $\beta$ : angle d'inclinaison de la pente
- $T$ : effort de traction mobilisé dans le lé en pente
- $F_{LT}$ : Force de cisaillement au-dessous du GSB due à la composante verticale de  $F_{dsp}$
- $F_{U\sigma}$ : Force d'ancrage en dessus du GSB due à la couche de recouvrement
- $F_{L\sigma}$ : Force de cisaillement au-dessous du GSB due au sol de recouvrement
- $FML$ : Force Mobilisée au Lestage

- $d$ : épaisseur de la couche de recouvrement
- $d_{AT}$ : profondeur de fichage
- $L$ : longueur de l'encastrement horizontal
- $k_a$ : Coefficient de poussée active des terres
- $k_p$ : Coefficient de poussée passive des terres
- $\sigma_N$ : Contrainte normale apportée par le sol
- $\sigma_{disp}$ : Contrainte disponible du GSB ( $=\sigma_{ult}/F_s$ )
- $\sigma_{ult}$ : Contrainte ultime du GSB
- $F_s$ : Facteur de sécurité
- $\gamma_{AT}$ : poids volumique du sol

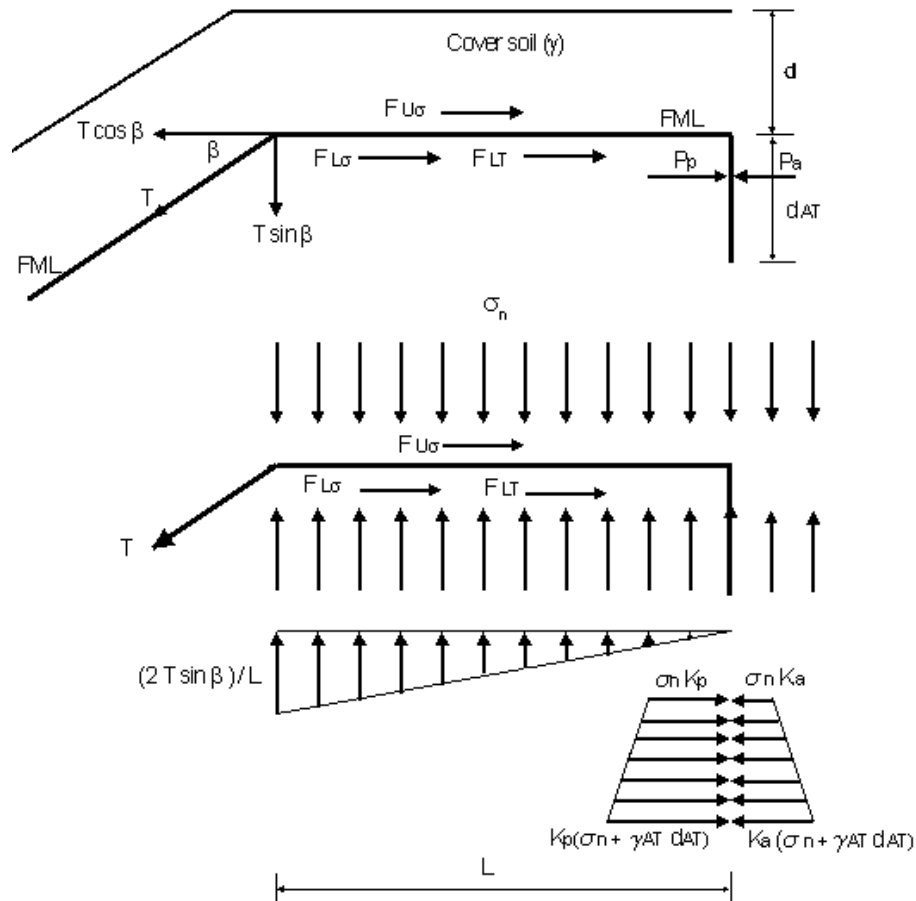


Figure 8.4: Ancrage en tranché. Forces mises en jeu et diagramme des contraintes.

### 8.3.2.4 Ancrage en fixation sur socle en béton

Dans des cas plus ou moins fréquents, le GSB en pente est fixé sur un socle en béton tel que montré sur la figure 2.8. La fixation du lé GSB sur un socle en béton sous-entend que le sol d'ancrage présente de faibles capacités en matière de rétention. La figure 8.5 montre un modèle type de l'ancrage sur socle en béton. Les forces mises en jeu, ainsi que les contraintes engendrées, sont représentées sur la même figure 8.5. Les grandeurs et notations désignées sur la figure 8.5 sont telles que précédemment définies,  $\gamma_{con}$  étant le poids volumique du béton en socle.

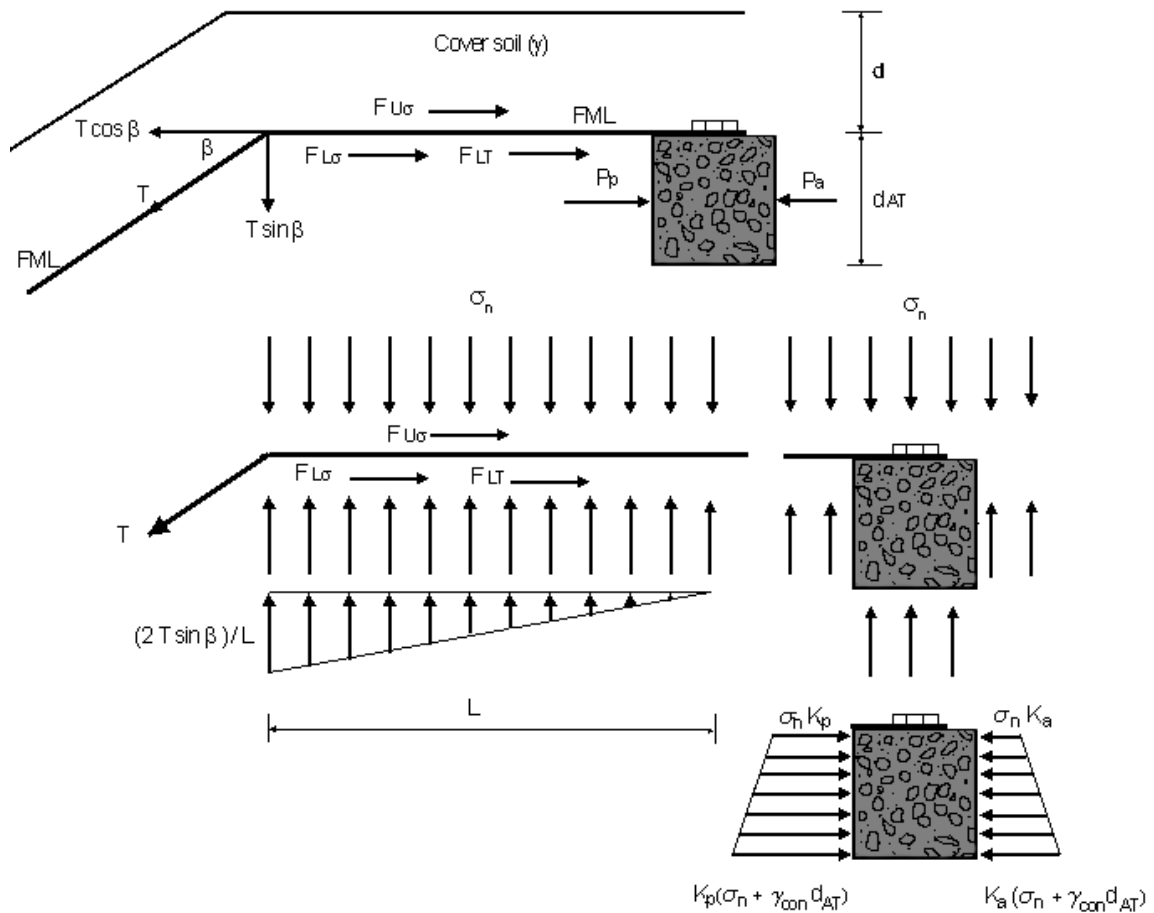


Figure 8.5: Profil d'un ancrage sur socle en béton. Forces développées et diagrammes des contraintes engendrées.

### 8.3.3 Stabilité au Glissement

Outre ce qui est exposé en relation avec la figure 3.4, le calcul de stabilité du coin glissant ne tient pas compte des forces hydrodynamiques. L'eau retenue à l'amont du DEGB est considérée comme chargement externe dont l'intensité est évaluée en fonction du niveau statique. L'analyse repose sur l'hypothèse que le sol de couverture est beaucoup moins tolérant des déformations de traction comparativement au lé GSB. A la relaxation du GSB, et compte tenu que le sol ne peut pas suivre, une rupture se produit dans la masse de sol de recouvrement de sorte qu'un bloc actif se met en mouvement avec le lé GSB indépendamment du reste de la couche de recouvrement. Néanmoins, un bloc dit passif fait fonction de cale au raz du talus. Il soutient, en quelque sorte, le bloc actif e glissant.

La figure 8.6 schématise (en rappel de la figure 3.4) le système de forces mises en jeu, où:

- |   |   |
|---|---|
| <p><b>h:</b> hauteur de recouvrement</p> <p><b><math>\beta</math>:</b> angle d'inclinaison du talus</p> <p><b>L:</b> longueur du GSB en pente</p> <p><b><math>N_p</math>:</b> composante verticale de la réaction du massif sur le bloc passif</p> <p><b><math>N_A</math>:</b> composante normale de la réaction du massif stable sur le bloc actif</p> | <p><b><math>\phi</math>:</b> angle de frottement interne du sol de recouvrement</p> <p><b>C:</b> cohésion du sol de recouvrement</p> <p><b><math>C_a</math>:</b> adhésion à l'interface supérieure</p> <p><b><math>W_a</math>:</b> poids du bloc actif</p> <p><b><math>W_p</math>:</b> poids du bloc passif</p> |
|---|---|

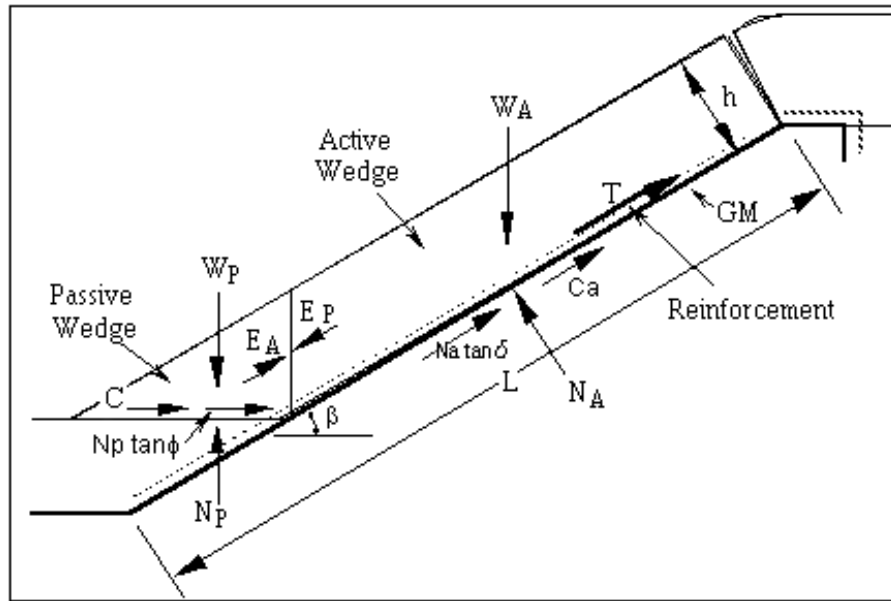


Figure 8.6: Forces mises en jeu en situation de glissement d'un DEGB.

### 8.4 CONCLUSION

Le chapitre 8 résume les concepts généraux de conception des DEGB. C'est un aspect scientifique reconnu fondamental dans la technologie de mise en œuvre des produits GSY, et notamment des GSB. Une bonne conception d'un DEGB repose, essentiellement, sur la prise en compte de l'équilibre des forces tangentielles développées entre le lé GSB et les matériaux adjacents, d'une part, et sur la satisfaction de la résistance à la traction du GSB utilisé d'une autre part.

L'étude de conception englobe, entre autres, le choix du matériau répondant le mieux aux conditions du projet, tant du point de vue technique qu'économique. La diversité des matériaux dits géosynthétiques et le défaut de normes d'expérimentation et de spécification rendent, un peu laborieux, le dimensionnement d'un DEGB. La similitude des résultats des conceptions est peu probable même si le même projet est considéré. L'expérience professionnelle et l'esprit technique sont comptés parmi les instruments les plus nécessaires pour la résolution de tels cas de situations techniques.

## CHAPITRE 9 RESULTATS DES CALCULS ET INTERPRETATION

### 9.1 INTRODUCTION

Les cas pratiques de rupture d'un DEGB en pente étant présentés et discutés dans le chapitre précédent, l'objectif visé par le présent chapitre est d'analyser l'effet des paramètres de donnée (Input) sur les résultats de stabilité. Les développements mathématiques relatifs aux méthodes de calcul sont exposés dans l'annexe A.

La variance des valeurs à l'input est dictée par la diversité des matériaux existants, et par conséquent de leurs caractéristiques physiques et mécaniques. Les résultats, à la sortie, pourront donc servir de références pour nombre de situations.

### 9.2 STABILITE DE L'ANCRAGE PAR SIMPLE LESTAGE

Le schéma de calcul réfère à la figure 8.2. L'ancrage est dimensionné de sorte à offrir une possibilité à l'arrachement avant d'atteindre la rupture du lé GSB par traction. Autrement dit: le strict minimum de quoi maintenir le lé en place avant une éventuelle rupture de celui-ci par traction. Cette notion est traduisible en format technique en le paramètre 'rapport d'ancrage'. Le rapport d'ancrage est donné par l'expression (1) et exprime le taux de travail du GSB à l'ancrage.

$$R_A = \frac{T_{disp}}{T_{cal}} \quad (1)$$

Où:

**R<sub>A</sub>**: rapport d'ancrage

**T<sub>disp</sub>**: tension disponible sur le GSB mis en place, déterminée expérimentalement selon ASTM D3886 par exemple.

**T<sub>cal</sub>**: l'effort de traction mobilisé sur le lé mis en pente selon le calcul analytique effectué.

Si  $R_A > 1$ , la rupture par traction du GSB n'est pas envisagée. C'est, plutôt, l'arrachement qui prend lieu  
Si  $R_A < 1$ , la rupture se produit par cassure du lé en traction.

$$T_{disp} = \sigma_{disp} \times e \quad \text{avec} \quad \sigma_{disp} = \frac{\sigma_{ult}}{F_s}$$

D'autre part, l'expression canonique donnant l'effort de traction exercé par le lé au niveau de l'ancrage est:

$$T_{cal} = \frac{\gamma \cdot d \cdot L \cdot (tg \delta_u + tg \delta_L)}{\cos \beta - \sin \beta \cdot tg \delta_L} \quad (\text{kN/m})$$

Où:

**β**: angle d'inclinaison de la pente (°)

**d**: épaisseur de la couche de recouvrement (mm)

**L**: longueur de l'encastrement (m)

**e**: épaisseur du lé GSB (mm)

**F<sub>s</sub>**: facteur de sécurité

**δ<sub>L</sub>**: angle de frottement au-dessous du lé (°)

**δ<sub>u</sub>**: angle de frottement en dessus du lé (°)

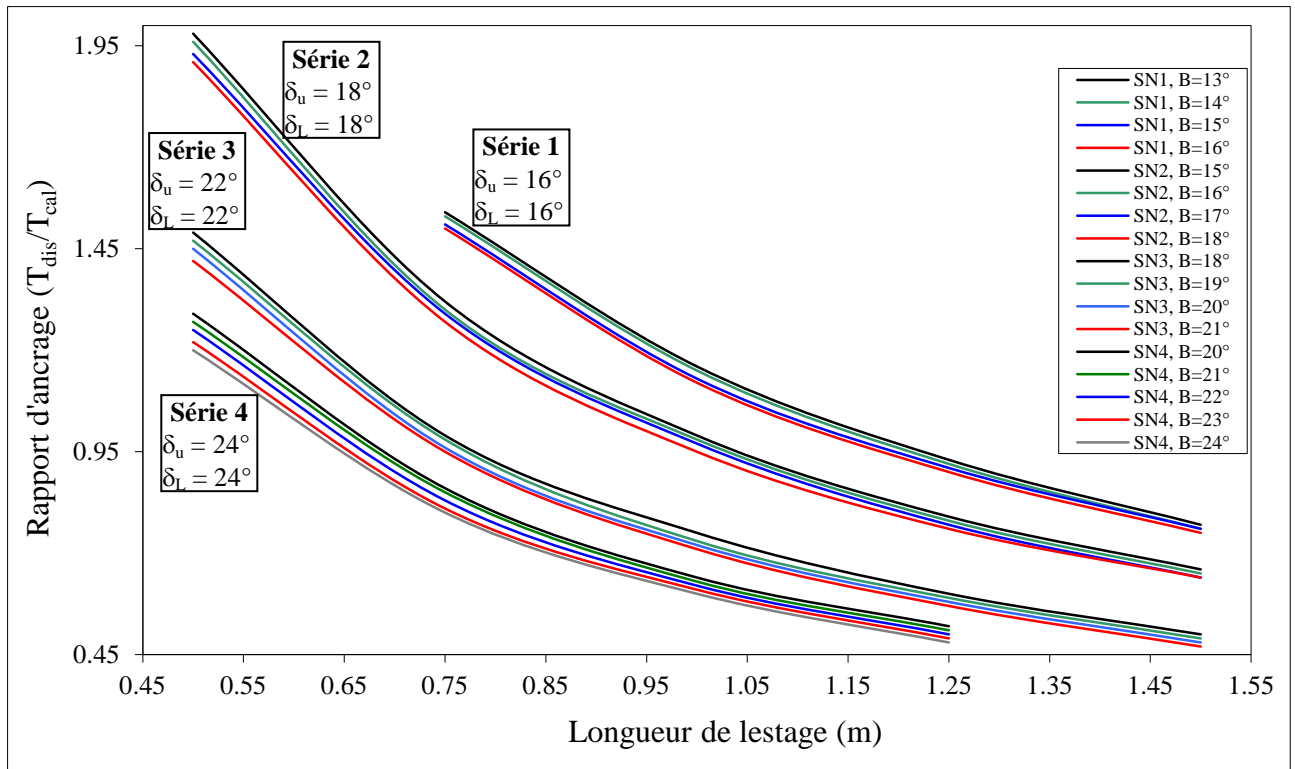
**γ**: Poids volumique de la couche de recouvrement (kN/m<sup>3</sup>)

**σ<sub>disp</sub>**: la contrainte disponible du lé en traction (kPa)

**σ<sub>ult</sub>**: la contrainte ultime du lé en traction (kPa)

L'observation de l'expression analytique de la tension calculée montre que celle-ci présente la même variation par rapport au poids volumique et épaisseur du sol de recouvrement, ainsi qu'à la longueur de lestage. De ce fait, l'influence d'une seule variable d'entre celles-ci sera examinée.

La figure 9.1 montre des séries de variation du rapport d’ancrage en fonction de la longueur de lestage en faisant varier l’angle d’inclinaison ( $\beta$ ), puis en modifiant les angles de frottement par-dessus et par-dessous l’écran d’étanchéité. Dans chaque série de données, l’angle ( $\beta$ ) est fait varier en décroissant à partir de la valeur de  $\delta_u$  car l’angle d’inclinaison ne peut dépasser celui du frottement à l’interface supérieure. L’angle ( $\varphi$ ) de frottement interne du sol de recouvrement est supposé être nettement supérieur à  $\delta$ . Les valeurs de la longueur de lestage sont choisies de sorte à avoir des résultats de  $R_A$  de part et d’autre de l’unité. De la sorte, l’équilibre est analysé à son état limite. Les valeurs arbitraires des autres paramètres entrant en jeu sont:  $d = 60 \text{ cm}$ ,  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ,  $e = 7 \text{ mm}$  et  $T_{\text{disp}} = 10 \text{ kN/ml}$ .



**Figure 9.1: Variation du rapport d’ancrage et fonction de la longueur de lestage, de l’angle d’inclinaison du talus, et des frottements aux interfaces.**

$R_A$  étant le rapport de la tension disponible que peut produire le lé GSB sur la tension calculée requise par l’ancrage, l’équilibre est d’autant plus satisfait que  $R_A$  est inférieur à l’unité ( $R_A < 1$ ).

La figure 9.1 montre que l’ancrage est d’autant plus en équilibre vis à vis de la traction fournie par le lé en pente que :

- la longueur de lestage augmente. Cette variation est, d’ailleurs, tout à fait escomptée du fait qu’un lestage profond ne peut que stabiliser l’ancrage à l’encontre de la traction. Par ailleurs, et compte tenu de l’expression analytique de tension dans l’ancrage, la variation de  $R_A(L)$  doit être homothétique à celles de  $R_A(d)$  et de  $R_A(\gamma)$ .
- l’angle de frottement aux interfaces est prononcé. Dans ces premières séries d’analyse, les frottements  $\delta_u$  et  $\delta_L$  ont été pris égaux en valeurs. Une analyse individuelle de l’influence de chacun des deux paramètres est établie en relation avec les figures 9.2 et 9.3.
- l’angle d’inclinaison ( $\beta$ ) est faible. En fait, l’incrément de  $\beta$  est établie assez serrée, c’est pourquoi les courbes de variation relatives à chaque famille sont assez rapprochées les unes des autres.  $\beta$  est,

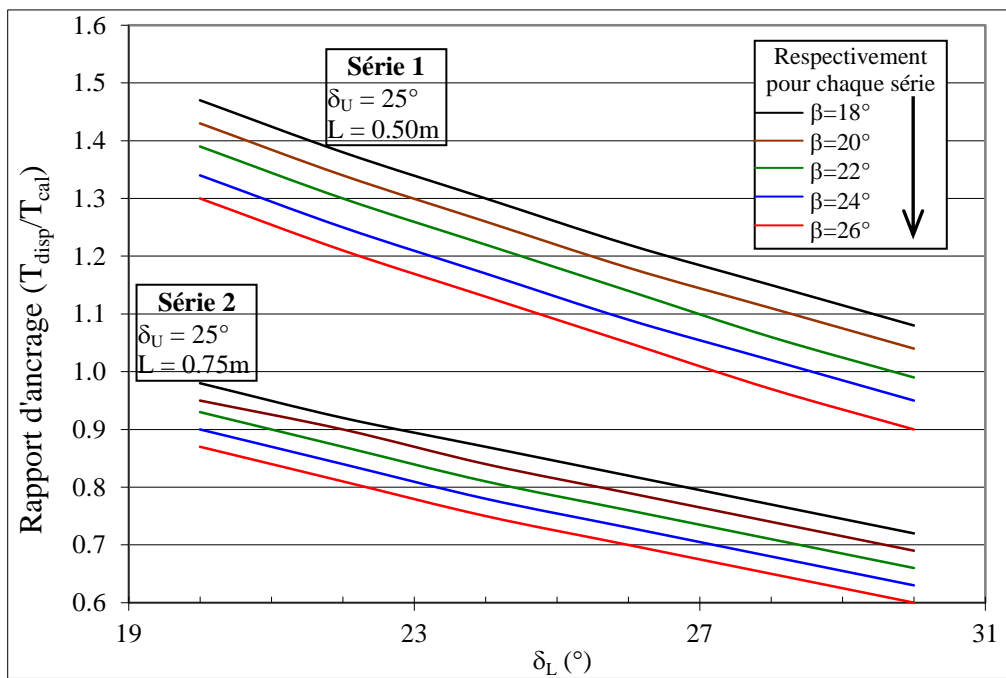
d'une part limité par la valeur de  $\delta_u$ , et d'autre part par les contraintes économiques et spatiales exigeant la plus grande pente possible. L'angle  $\beta$  doit rester inférieur à  $\delta_u$  pour garantir la stabilité de la couche de recouvrement vis à vis du glissement.  $\beta$  peut dépasser  $\delta_L$  en valeur car le glissement du lé GSB en pente n'est pas redouté compte tenu de la présence de l'ancrage. C'est seulement dans le cas où l'ancrage céderait que le GSB en pente sera maintenu par seul le frottement  $\delta_L$ . L'un des objectifs principaux du présent chapitre est justement de dimensionner l'ancrage pour lui éviter la rupture.

Les résultats montrés en figure 9.1 sont calculés sur la base:

- d'une couche de recouvrement,  $d = 60\text{cm}$
- d'un poids volumique du sol,  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
- d'une résistance à la traction du lé GSB,  $T_{\text{disp}} = 10\text{kN/ml}$ .

Ce choix est établi arbitraire et représentatif des valeurs moyenne rencontrées en pratique. Dans tous les cas, les valeurs numériques de  $d$ ,  $\gamma$ , et  $\sigma_{\text{disp}}$  n'affectent en rien l'allure des courbes dressées sur la figure 9.1.

Compte tenu de l'importance du frottement aux interfaces du lé GSB sur la fermeté de l'ancrage, un calcul paramétrique de variation de  $R_A$  en fonction de  $\delta_U$  et de  $\delta_L$  est effectué. Les résultats des calculs sont résumés sur les figures 9.2 et 9.3.



**Figure 9.2: Variation du rapport d'ancrage en fonction de  $\delta_L$ ,  $\beta$  et L.**

Comme escompté, les figures 9.2 et 9.3 montrent que le rapport d'ancrage varie inversement proportionnellement par rapport aux angles de frottements aux interfaces GSB/sol support et GSB/sol de recouvrement. Ceci implique que la solidité de l'ancrage augmente avec la rugosité des surfaces de contact GSB/sol. De plus, les figures 9.2 et 9.3 montrent, chacune, que la qualité d'ancrage augmente avec la longueur de lestage et diminue lorsque l'angle d'inclinaison du talus augmente, ce qui est déjà exposé précédemment. Sur la figure 9.2,  $\delta_U$  est maintenu constant à  $25^\circ$  et  $\delta_L$  est fait varié. Les valeurs choisies des divers paramètres sont celles couramment retrouvées dans les travaux en la matière. Les valeurs de  $R_A$  proches de l'unité sont les plus favorables pour la discussion.

Les valeurs numériques des résultats présentés sur les figures 9.2 et 9.3 respectivement sont étroitement proches. L'examen comparatif des tracés des courbes des figures 9.2 et 9.3 montre que l'influence du frottement GSB/sol est quasiment identique, que celui-ci soit considéré sur l'interface supérieure ou sur l'interface inférieure. En réalité, c'est le frottement à l'interface inférieure qui est plus important à considérer. Ceci car le lé GSB repose sur le sol support, et si l'ancrage venait à s'effondrer par arrachement, ce sera par glissement sur le sol support et non pas par rapport au sol de recouvrement. Le sol support joue le rôle de charge externe et contribue au scellement de l'ancrage.

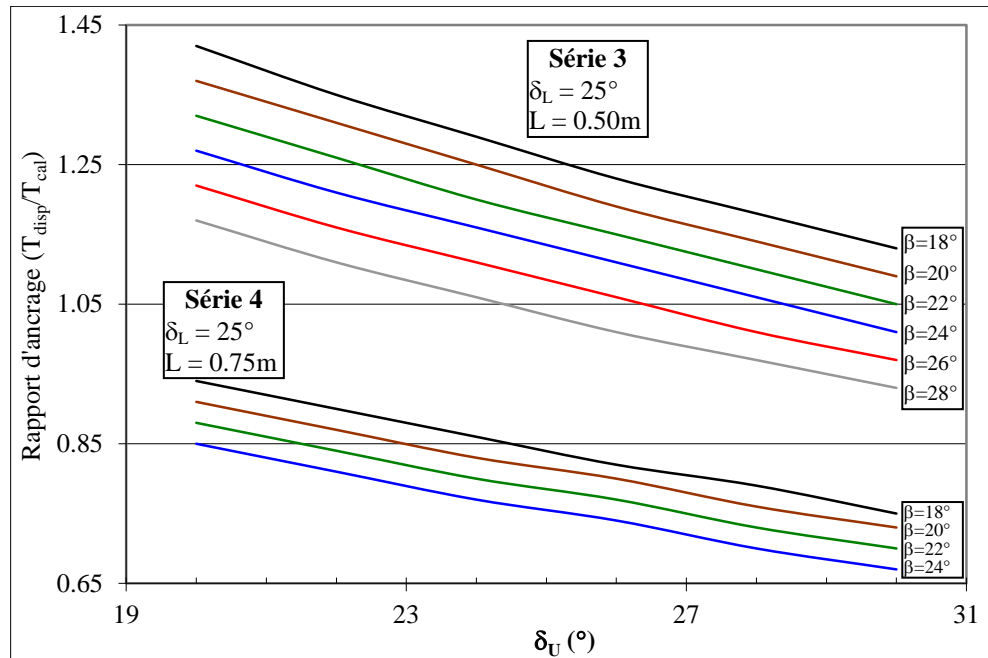


Figure 9.3: Variation du rapport d'ancrage en fonction de  $\delta_U$ ,  $\beta$  et  $L$ .

### 9.3 STABILITE DE L'ANCRAGE EN V

Dans le but d'augmenter l'efficacité de l'ancrage, un encastrement en forme V est réalisé. La forme en V de l'ancrage est, logiquement, meilleure par rapport au lestage simple à cause du macro-enchevêtrement établi. En effet, non seulement le sol support contribue plus efficacement au maintien du lé (en terme de chargement externe et de frottement), mais aussi les deux sommets du V font objet d'obstacle à l'arrachement du GSB ancré.

Le système des forces mises en jeu étant schématisé en figure 8.3, l'examen analytique de la stabilité de l'ancrage consiste à faire varier numériquement les valeurs des paramètres entrant en jeu et d'observer l'influence sur la stabilité. Comme fait précédemment, seules les valeurs des paramètres d'entrée dont le résultat est proche de l'unité seront traitées. Le critère de stabilité est toujours  $R_A$ , cependant l'équation analytique donnant l'effort de traction pouvant être repris par l'ancrage est donnée par l'équation (2) ci-dessous (voir développement mathématique dans l'annexe A):

$$T_{cal} = \frac{(tg\delta_U + tg\delta_L) \left[ \gamma.d \left( L - L_v + \frac{L_v}{\cos i} \right) + \frac{d_v.L_v.\gamma}{2\cos i} \right]}{\cos\beta - \sin\beta.tg\delta_L} \quad (2)$$

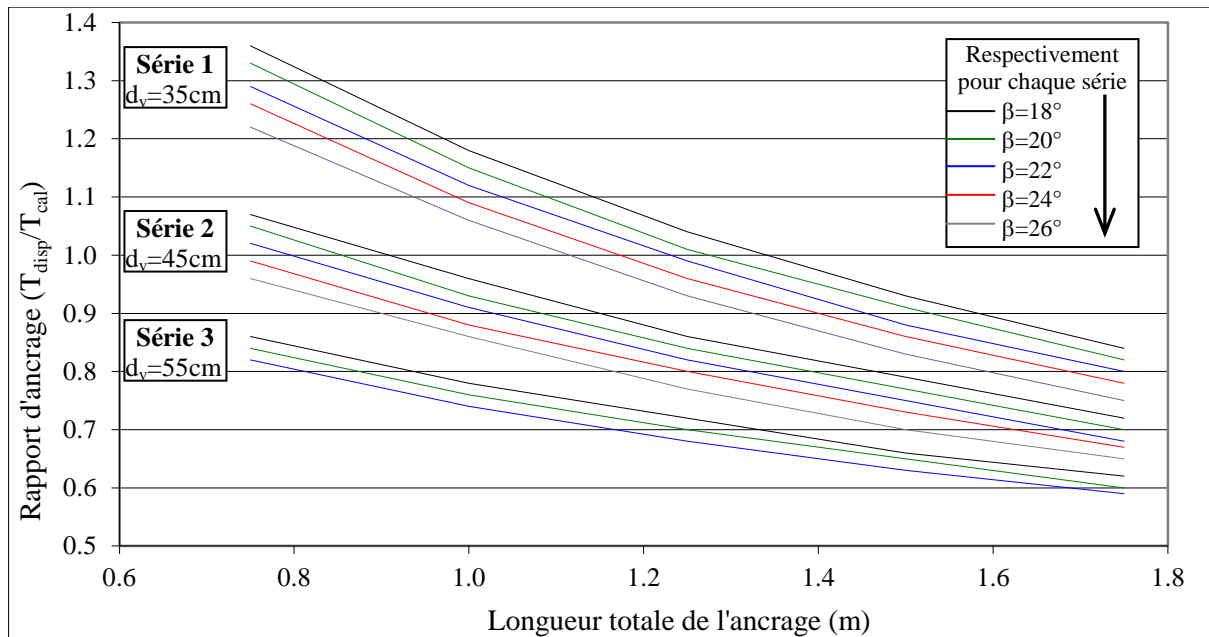
La variation de l'angle  $i$  de la tranchée en V revient à modifier les longueur et profondeur  $L_v$  et  $d_v$ . Les paramètres de l'expression (2) pouvant être mis en variation sont: ( $d$  ou  $\gamma$ ),  $\beta$ ,  $\delta_U$ ,  $\delta_L$ ,  $L$ ,  $L_v$  et  $d_v$ . La particularité de la forme en V réside, surtout, dans le paramètre  $d_v$ . Lorsque  $d_v$  tend vers zéro, l'ancrage en



V tend à rejoindre le cas d'un simple lestage, de même que l'expression (2) se simplifie et devient identique à l'expression (1) citée précédemment.

Une première famille de résultats d'analyse présente la variation du rapport d'ancrage en fonction de  $\beta$ ,  $d_v$  et L. Les résultats analytiques sont résumés sur la figure 9.4. Les autres paramètres entrant en jeu ont été arbitrairement choisis dans des intervalles de valeurs courantes tels que:

- $L_v = 0.75\text{m}$  (selon le schéma montré en figure 8.3,  $L_v \leq L$ )
- $d = 35\text{ cm}$
- $\delta_L = \delta_U = 14^\circ$ ,  $\gamma = 16\text{ kN/m}^3$ ,  $e = 7\text{mm}$ , et  $\sigma_{\text{disp}} = 10\text{ bars}$  (soit  $T_{\text{disp}} = 7\text{ kN/ml}$ )



**Figure 9.4: Variation du rapport d'ancrage en fonction de L,  $\beta$  et  $d_v$ .**

La figure 9.4 montre une variation décroissante du rapport d'ancrage en fonction de la longueur totale, de l'angle d'inclinaison du talus et de la profondeur du tranché en V. Outre les commentaires exprimés dans la section précédente concernant la variation de  $R_A(\beta)$  et  $R_A(L)$ , Le rapport inversement proportionnel entre  $R_A$  et  $d_v$  est tout à fait prévisible du moment que plus le tranché est profond moins le glissement du lé GSB est possible.

La profondeur du tranché d'ancrage, en relation avec sa longueur  $L_v$  détermine, en fait, l'état de brisure de la partie ancrée du lé. La brisure du lé dans le tranché d'ancrage est quantifiée sur deux volets:

- les deux premières arrêtes de l'ancrage présentent une sorte d'obstacle par rapport au libre glissement du lé. Celles-ci peuvent, éventuellement, subir des tassements locaux en conséquence de l'étirement du lé.
- Le frottement du lé dans le tranché d'ancrage est mobilisé sur les deux interfaces au lieu de celle inférieure dans le cas du simple lestage.

Bien que la variation de  $R_A$  en fonction d'autres paramètres de l'équation (2) soit théoriquement assumée, la représentation graphique des variations possible est bien plus explicite. La figure 9.5 est, justement établie pour apprécier plus quantitativement les allures et ordres de grandeur des résultats obtenus en relation avec les paramètres à introduits comme données. Les paramètres ne figurant pas sur la figure 9.5 ont été fixés à:  $\beta = 20^\circ$ ,  $d = 30\text{cm}$ ,  $L = 1\text{m}$ ,  $d_v = 30\text{cm}$ ,  $\gamma = 16\text{ kN/m}^3$ .

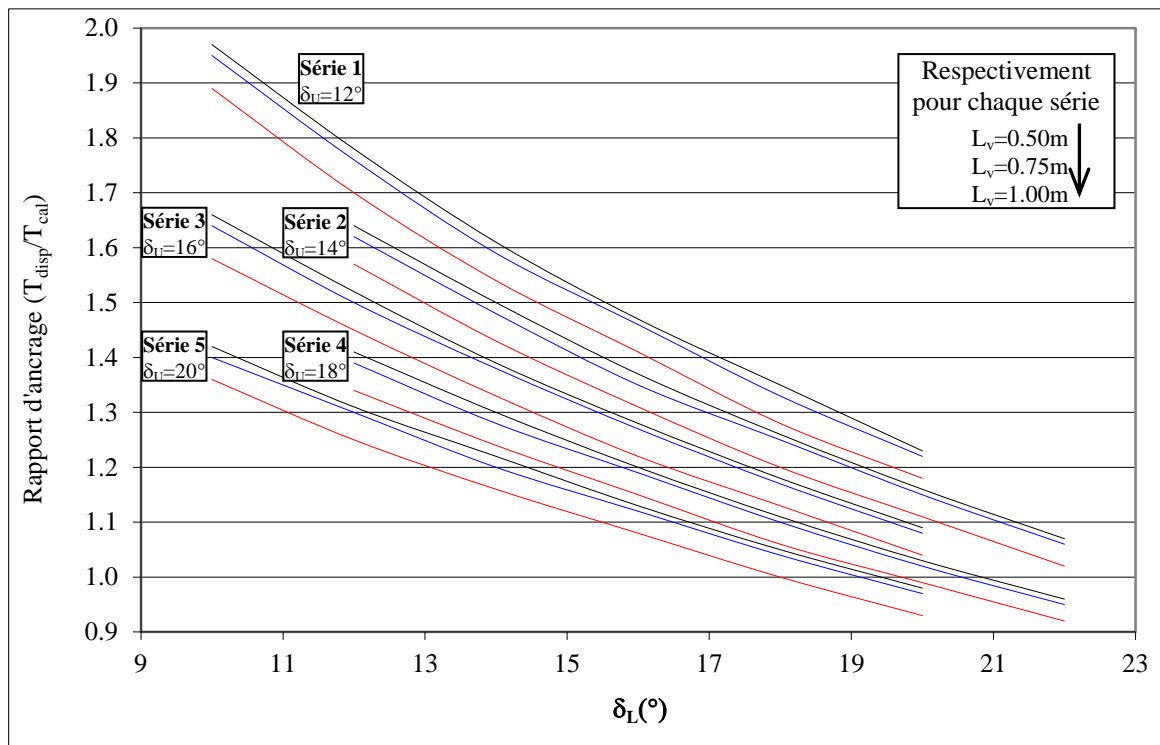


Figure 9.5: Variation de  $R_A$  en fonction de  $\delta_v$ ,  $\delta_U$  et  $L_v$ .

La figure 9.5 montre, comme escompté:

- une chute du rapport d’ancrage en fonction de  $\delta_L$ . Cette variation traduit l’efficacité du frottement sur l’interface de dessous sur la qualité de l’ancrage. Il importe, néanmoins de signaler que  $\delta_L$  est lui-même lié à l’angle de frottement interne du sol support.
- une réduction du rapport d’ancrage avec l’augmentation de  $\delta_U$ . Idem que pour  $\delta_L$ , le paramètre  $\delta_U$  influe quasi-identiquement sur la capacité de l’ancrage. L’effet de  $\delta_U$  serait d’autant plus prononcé que la contrainte de confinement est appliquée et que l’angle ( $i$ ) est grand.
- une baisse du rapport d’ancrage avec l’augmentation de la longueur de fichage ( $L_v$ ). Naturellement observée, la longueur  $L_v$  semble apporter une bonne part de la ténacité de l’ancrage en V.

#### 9.4 STABILITE DE L’ANCRAGE EN TRANCHEE

L’ancrage en V est généralement conçu l’espace géographique ne constitue pas une contrainte pour la mise en œuvre. En milieu urbain ou lorsque le site n’offre pas suffisamment d’espace pour l’exécution de l’ancrage, ce dernier est envisagé en tranché comme montré sur la figure 8.4. L’expression analytique donnant l’effort de traction fourni par l’ancrage en tranché est donnée par l’équation (3) ci-dessous (voir développement mathématique dans l’annexe A):

$$T_{disp} = \frac{\gamma \cdot d \cdot L \cdot (tg \delta_U + tg \delta_L) + (k_p - k_a) \cdot (0,5 \gamma \cdot d_{AT}^2 + \gamma \cdot d \cdot d_{AT})}{\cos \beta - \sin \beta \cdot tg \delta_L} \quad (3)$$

Où, outre les paramètres préalablement définis:

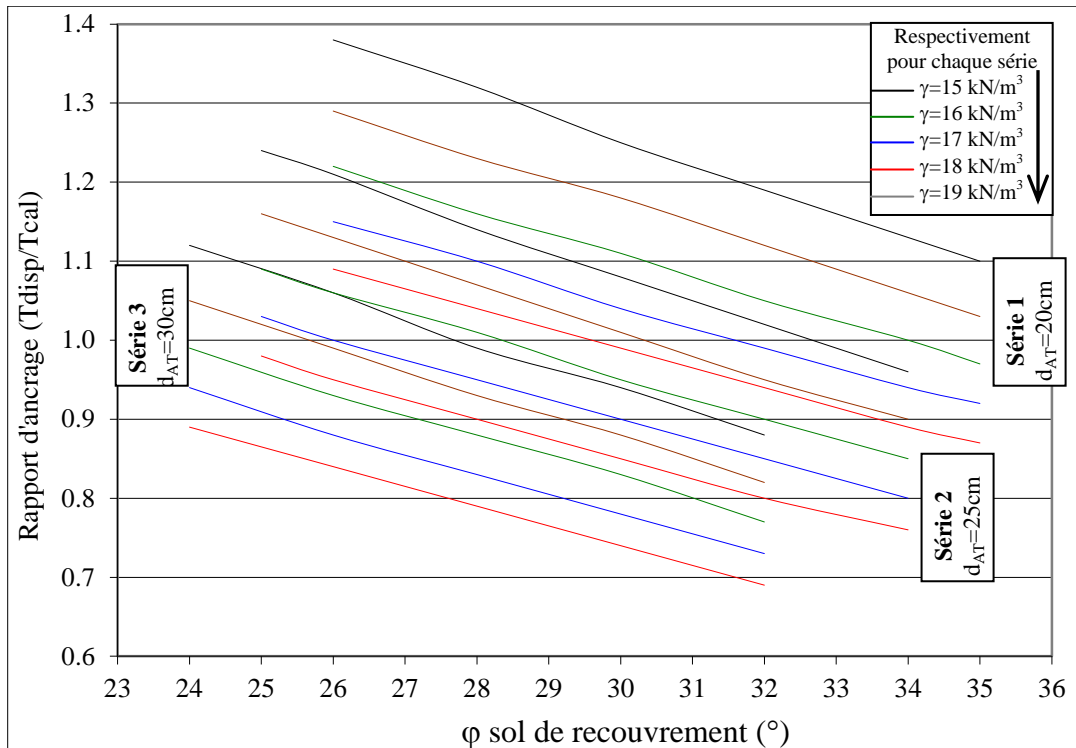
$d_{AT}$ : profondeur du tranché d’ancrage

$k_a$ : coefficient de poussée active des terres,  $k_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$k_p$ : coefficient de poussée passive des terres,  $k_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$

$\varphi$ : angle de frottement interne du sol.

Connaissant globalement l’influence de  $\delta_U$ ,  $\delta_L$ ,  $\beta$  et  $L$  sur le rapport d’ancrage, seules seront analysées les variations de  $R_A$  en fonction de  $\varphi$ ,  $\gamma$  et  $d_{AT}$ . Les coefficients  $k_a$  et  $k_p$  sont, évidemment, fonctions de  $\varphi$ .



**Figure 9.6: Variation du rapport d’ancrage en fonction de  $\varphi$ ,  $\gamma$  et  $d_{AT}$ .**

Comme, tout à fait, escompté, le rapport d’ancrage diminue lorsque:

- l’angle de frottement interne du sol augmente. Ceci indique que le tranché d’ancrage est mieux tenace lorsque mis en œuvre à la base de matériaux granulaires. Cependant, il importe de vérifier l’agressivité en termes de poinçonnement en considération du degré d’angularité des matériaux mis en contact.
- la profondeur de fichage augmente, ce qui est physiquement tout à fait évident.
- le poids volumique du sol augmente. En fait, l’effet du poids volumique du sol à l’ancrage se manifeste non seulement en termes de contrainte de confinement, mais aussi en termes de densité de points de maintien du lé ancré. Plus le sol est dense, plus nombreux seraient les points de contact sol/GSB, ce qui renforce mécaniquement l’ancrage.

Compte tenu des valeurs obtenues de  $R_A$  en fonction des paramètres de donnée, L’ancrage en tranché paraît être bien meilleur que celui en V, et encore meilleur comparé au lestage. Aussi, sauf exception, ce type d’ancrage est préconisé pour mise en œuvre usuelle.

## 9.5 STABILITE DE LA COUCHE DE RECOUVREMENT

Dans l'analyse de la stabilité au glissement de la couche de recouvrement, celle-ci est supposée en équilibre seulement par frottement sur l'interface du lé en pente ou un géosynthétique de renforcement. Outre ce qui est exposé au paragraphe 3.4, le calcul doit tenir compte de l'éventuelle dégradation du GSY de renforcement. Pratiquement traduit, la stabilité de la couche de recouvrement ne doit pas se baser complètement sur le renforcement complémentaire. Pour tenir compte de la dégradation du renforcement, quelques coefficients de sécurité peuvent être introduits de sorte à faire fonctionner le DEGB dans des limites sécuritaires. La dégradation du géosynthétique de renforcement peut être exprimée en termes de:

- réduction des performances due à la mise en œuvre ( $FR_{ins}$ ),
- réduction des performances due au fluage ( $FR_{flu}$ ),
- réduction des performances due à la dégradation chimique et/ou biologique ( $FR_{c/b}$ ),
- réduction des performances due à la dégradation des coutures de renforcement ( $FR_c$ ).

Les figures 9.7 et 9.8 résument, respectivement, des variations des facteurs de sécurité du talus non renforcé et renforcé par un GSY en fonction de paramètres jugés prépondérants ( $\beta$ ,  $d$  et  $L$ ). Les autres paramètres figurant dans l'équation d'équilibre ont été, arbitrairement, fixés tels que:

- angle de frottement interne du sol:  $\varphi = 27^\circ$
- angle de frottement sol/GSB:  $\delta = 20^\circ$
- poids volumique du sol:  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- cohésion du sol:  $C = 0 \text{ kN/m}^2$
- cohésion à l'interface sol/GSB:  $C_a = 0 \text{ kN/m}^2$
- tension ultime en traction du GSY de renforcement:  $T_{ult} = 32 \text{ kN/ml}$
- produit des facteurs de réduction sus-mentionnés:  $FR = 3$

Les caractéristiques du sol en question sont relatives à la couche de recouvrement. Le sol support est considéré, comme précédemment supposé, stable vis à vis du glissement. De même, le lé GSB est considéré efficacement maintenu à l'ancrage, ce qui renonce toute hypothèse de glissement du GSB sur le sol support.

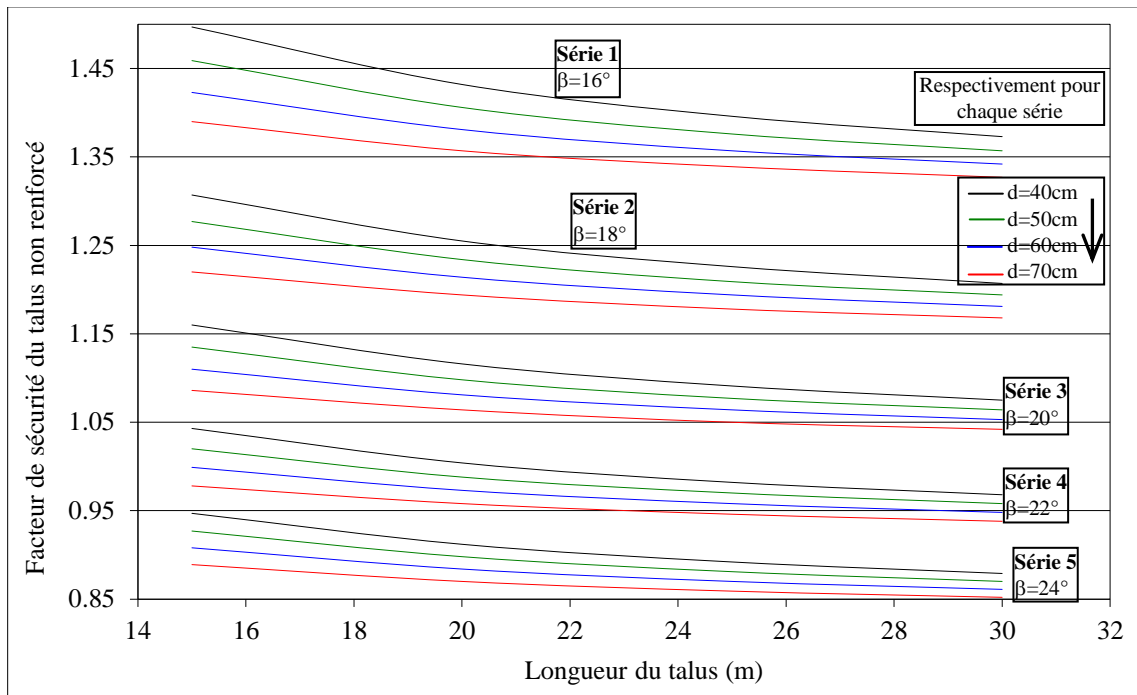
L'hypothèse de rupture du lé GSB par agression mécanique et/ou chimique transversalement le long du talus est considérée très peu probable en comparaison avec les qualités technologiques du lé mis en place et des facteurs de sécurité élémentaires introduits. De plus, le DEGB ne peut en aucun cas être conçu et dimensionné de sorte à pouvoir rester en équilibre une fois le lé GSB cassé sous l'effet de la traction.

Mis à part la stabilité de l'ancrage, le calcul de stabilité du DEGB en pente revient à vérifier l'équilibre de la couche de recouvrement par rapport au lé GSB. Ce dernier peut, dans un premier temps, être considéré comme surface rigide à interface rugueuse. Plus parfaitement, l'étirement du lé GSB, sous l'effet de la couche de recouvrement et des matériaux retenus, peut être pris en compte.

L'analyse des résultats regroupés et montrés sur les figures 9.7 et 9.8 met en relief:

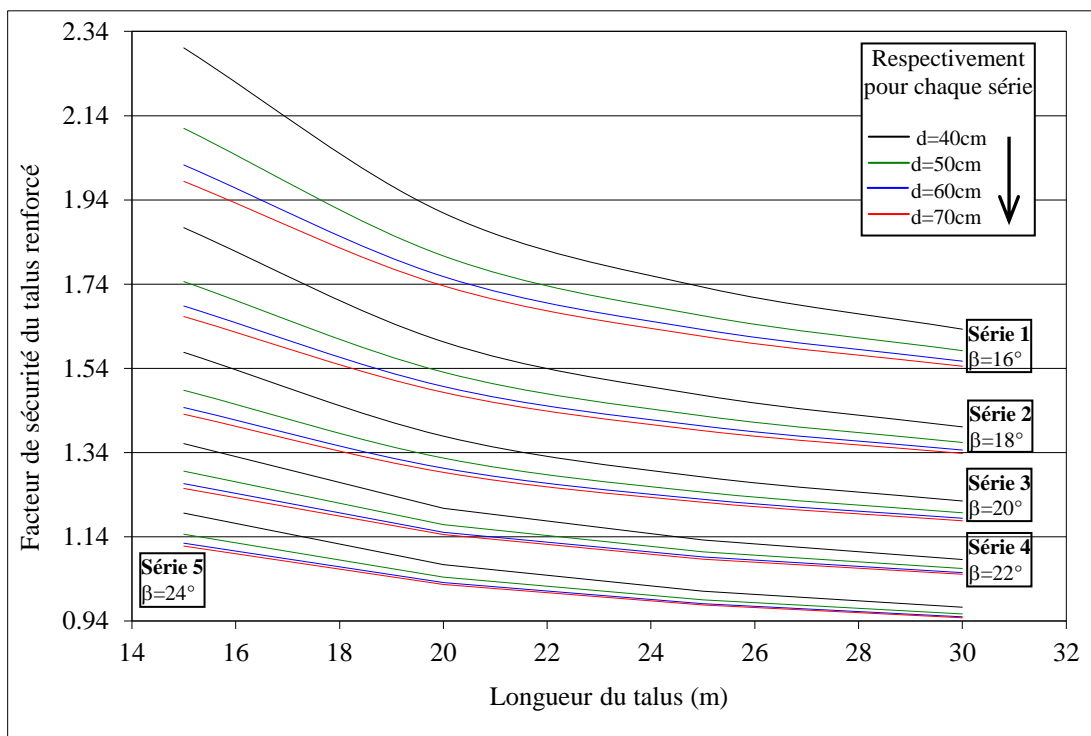
- que, malgré le facteur de réduction (=3) affecté au renforcement, les facteurs de sécurité du DEGB renforcé en pente sont, respectivement, supérieurs à ceux du même DEGB mais non renforcé. La résistance en traction ultime du GSY de renforcement est, arbitrairement prise égale à 32 kN/ml. C'est une valeur légèrement plus faible que celles couramment rencontrées en pratique. C'est dire qu'un géosynthétique de renforcement tel qu'une géogrid (GGR) apporte une contribution significative à la stabilité du DEGB en pente.
- aussi bien dans le cas du DEGB renforcé que celui non renforcé, le facteur de sécurité diminue lorsque:
  - la longueur du talus augmente, ce qui implique déjà la hauteur  $h$  et la pente  $\beta$ ,

- l'angle d'inclinaison du talus augmente. Cette variation doit être vérifiée dans tous les cas de situation,
- l'épaisseur de la couche de recouvrement augmente. Ceci implique que l'épaisseur de la couche de recouvrement est défavorable vis à vis de la stabilité.



**Figure 9.7: Variation du facteur de sécurité du talus non renforcé par GSY.**

Les valeurs des facteurs de sécurité tendent à se rapprochées à mesure que la longueur du talus augmente et que son angle d'inclinaison augmente. Ce mode de variation met l'accent sur la sensibilité de la stabilité particulièrement à ces paramètres.



**Figure 9.8: Variation du facteur de sécurité du talus renforcé par GSY.**

## 9.6 CONCLUSION

La stabilité en talus d'un DEGB fait intervenir bon nombre de paramètres, cependant le critère de jugement est quasiment unique: un facteur de stabilité mettant en rapport les efforts favorables et défavorables à l'équilibre.

L'étude analytique du mécanisme de rupture par glissement, arrachement ou cassure du lé GSB en pente est assez intéressante dans la mesure où elle offre des méthodes pratiques et légères en formulation. Un seul système d'axes peut comprendre une multitude de résultats directement exploitables en pratique. Une présentation des méthodes analytiques sous forme d'abaques est facilement concevable. Néanmoins, les valeurs des paramètres input doivent être comprises dans des intervalles représentatifs des cas réels.

La formulation analytique de la stabilité du DEGB en talus appliquée dans le cadre des sections précédentes tient compte des facteurs gouvernant, en dominance, le mécanisme étudié. La souplesse relative de la procédure de calcul constitue un aspect bien remarquable de cette méthode. Comme dans l'étude de tout mécanisme physique, certains aspects ont, volontairement, été absents de la formulation analytique par ignorance, par souci de complexité d'expression et/ou compte tenu de leur impact plus ou moins important sur le mécanisme en question. Parmi les aspects non tenus compte dans les expressions du présent chapitre:

- le tassement local des couches support et de recouvrement sous l'effet de l'étirement du GSB au niveau de l'ancrage,
- la relaxation du GSB en pente sous l'effet de la couche de recouvrement,
- l'effet des pressions hydrostatiques et hydrodynamiques susceptibles d'exister,
- l'effet d'une éventuelle vidange rapide de la flotte retenue par le DEGB, et
- les contraintes engendrées durant les phases de mise en œuvre.

Le tracé de certaines variations telles que montrées sur les figures 9.3 et 9.6 présente quelques faibles défauts d'harmonie par rapport à la tendance globale. Ces faibles défauts de régularité ne sont pas dues à des erreurs de calcul mais plutôt probablement à une combinaison particulière de valeurs de données pour laquelle le modèle analytique établi est sensible. D'autre part, le défaut d'harmonie est, pratiquement, très négligeable. Celui-ci ne serait, d'ailleurs, mis en relief si une telle précision de calculs n'eut été fixée et atteinte.

Cette dernière partie de l'étude constitue un exemple d'application d'un DEGB. C'est, en fait, un exemple d'étude paramétrique faisant fonction d'une conception. Les principaux facteurs pouvant influencer le dimensionnement du DEGB sont considérés et faits variés dans des intervalles assez larges. Les tendances globales des résultats des calculs sont prédictibles. Les allures de toutes les variations présentées témoignent de la possibilité de déduction de résultats, par simple interpolation. L'apport de l'étude consiste en l'évaluation quantitative des paramètres considérés de sorte à optimiser la conception. Les expressions mathématiques utilisées pour la conception des DEGB sont simplifiées au point d'être à portée de la pratique de l'ingénieur.

Les impacts respectifs des divers paramètres sont, plus ou moins, distincts. Des combinaisons de valeurs de ces paramètres sont, parfois, singulières comparativement à la tendance globale. La singularité des résultats de ces combinaisons est explicable du point de vue mathématique.

L'aspect technicité de mise en œuvre est mis en relief comparativement à l'optimisation mathématique de la conception. Cette préférence traduit la faible différence constatée sur les résultats finaux des conceptions pour une large gamme des paramètres entrée. La présentation en format 'guide d'utilisation' est, donc, assez bien pratique et préférable.

## CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

Les objectifs visés par la présente étude sont, préalablement, définis dans le chapitre introduction. En rappel, ceux-ci sont, succinctement:

- présentation des produits géosynthétiques bentonitiques comme alternative technologique intéressante pour l'étanchement des sols,
- exposition des performances fonctionnelles et mise en relief des avantages technico-économiques des GSB par rapport aux méthodes antérieures d'étanchement,
- vérification d'une performance des matériaux en question outre la faible perméabilité: la résistance au cisaillement.

L'approche technologique d'utilisation des GSB met en commun des méthodes d'analyses physiques et mécaniques principalement de deux grandes disciplines contextuellement bien fondée chacune: la géotechnique et le génie des matériaux, d'où vraisemblablement la dénomination géo-synthétique. En effet, l'approche technologique d'utilisation des GSB repose intégralement sur l'emploi de produits artificiels dans le but de remédier à des anomalies ou insuffisances intrinsèques d'un sol. Ces corrections rénovatrices sont requises aussi bien en génie civil, qu'en hydraulique fluviale et agronome, génie rural, environnement, gestion des déchets, et autres. Tout comme on implanterait un organe artificiel à un patient autrement inguérissable, les traitements artificiels des sols visent à rendre celui-ci techniquement exploitable et fonctionnel.

L'intention d'un tel objectif sous-entend une connaissance indispensable des sols traités ainsi que des matériaux utilisés. La conjugaison des deux familles de rhéologies est loin que d'être simplifiée à une somme de connaissances relatives, individuellement, à chaque milieu. Les lois régissant les théories des interactions physiques sont bien ressenties en termes d'observation bien que non parfaitement mises en équation.

En revue des diverses parties constituant la présente thèse, peut être principalement rappelé ce qui suit:

Les couches compactées d'argile (CCA) sont, de moins en moins réalisées dans les ouvrages d'étanchement du sol. La mise en œuvre des CCA nécessite une maîtrise des techniques de malaxage, de terrassement, de nivellement, et de compactage. Cette mise en œuvre est, bien sûr, précédée de recherches de carrières et d'essais d'identification des matériaux recensés. Le compactage des CCA est, davantage, rendu difficile compte tenu des conditions environnementales générales.

L'examen technico-économique comparatif des CCA et GSB souligne, formellement, de nombreux avantages des derniers par rapport aux premiers.

Pour remplir sa fonction principale, qu'est l'étanchéité, un GSB doit être mis en place intercalé entre couche de sol support et une couche de sol de confinement/recouvrement. L'ensemble des trois couches de matériaux constitue le Dispositif d'Etanchéité par Géosynthétique Bentonitique (DEGB).

L'étanchéité des GSB est étroitement liée à la nature du fluide hydratant et à l'intensité de la charge mécanique de confinement. Parmi quelques fluides testés, l'eau distillée offre le gonflement le plus grand des bentonites. Ces dernières ne manifestent aucun gonflement lorsque humidifiées au kérosène. En outre, les GSB semblent ne plus être sensibles aux fluides si l'eau distillée est la première à les avoir hydratés.

En règle générale, la mise en œuvre d'un DEGB doit prendre en considération, et dans les limites des connaissances disponibles:

- les diverses sollicitations sur les lés en stock, en mise en place, et en service,
- des pentes et hauteurs du talus,
- des caractéristiques de cisaillement interne du GSB en comparaison avec les contraintes de service,
- des paramètres de cisaillement du sol et des diverses interfaces,
- de la présence de la nappe phréatique, de sources d'eaux et des divers états hydriques,
- des contraintes de mise en service,
- les sollicitations dues aux écoulements, en particulier lorsque ceux-ci provoquent des efforts tangentiels ou des turbulences,
- les sollicitations hydrodynamiques alternées causées par les vagues ou le batillage,
- les agressions de produits chimiques stockés, retenus ou transportés,
- des racines pouvant percer le lé GSB et occasionner, ainsi, des passages préférentiels de fuites pouvant se développer dans le temps,
- le trafic routier éventuel.

Les vérifications ci-dessus citées en exemple, sont d'ordre relativement qualitatif dans la mesure où, à l'état actuel des connaissances, il est invraisemblable de quantifier ces grandeurs de façon standard pour des raisons de:

- manque de retour d'expérience,
- non-disponibilité d'essais standards dans le domaine, et
- diversité des matériaux dits géosynthétiques.

En ce qui concerne, particulièrement, la stabilité mécanique d'un DEGB, les efforts les plus craints sont le cisaillement et les déchirures. Le DEGB en pente doit être conçue de sorte à éviter:

- l'arrachement du GSB par traction,
- l'érosion dans la structure de confinement et protection, ce qui occasionne une découverte du GSB, d'où l'altération,
- la déchirure du GSB sous l'effet de contraintes de traction,
- le cisaillement dans le plan du GSB,
- le glissement de la structure de confinement relativement au GSB, et
- le glissement du GSB et de la structure de confinement par rapport à la structure support.

Si le GSB est supposé suffisamment rugueux de part et d'autre, les glissements de terrains par-dessus et par-dessous le GSB sont peu probables. La déchirure du GSB est un cas ultime qui met en évidence des contraintes de traction inférieures à la contrainte d'adhésion mais supérieures à la résistance du GSB à la traction.

Les essais effectués pour estimer les frottements dans les matériaux géosynthétiques et sur leurs interfaces sont assez diversifiés du point de vue méthodologie. Les paramètres fixés comme données pour divers auteurs sont bien nombreux pour que les résultats obtenus puissent être comparés. Peuvent être cités comme exemples de paramètres de donnée au sujet étudié: le type de matériau, le sens de sollicitation, la face concernée par l'étude, la contrainte verticale appliquée, la teneur en eau durant l'essai, la nature et granulométrie des matériaux en contact, la procédure expérimentale envisagée, et les conditions environnementales.

Dans l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, la résistance au cisaillement baisse lorsque la vitesse d'entraînement est faible. Ceci car les filaments se déconnectent du GTX, entre autres, par arrachement. Plus la vitesse de cisaillement est faible, plus l'arrachement des filaments s'effectue sans peine. La résistance à la rupture est, par conséquent, réduite.



La prise en compte de la contrainte de résistance au cisaillement du GSB dans les codes de calcul doit considérer les grandeurs physiques affectées de leurs coefficients respectifs de sécurité. Des coefficients de sécurité peuvent être attribués: au fluage, aux altérations dues au transport, à la mise en place et le recouvrement/compactage, aux jonctions et liaisons aux divers éléments structuraux, à l'agressivité des conditions environnementales, des produits chimiques en contact, des micro-organismes et des végétations, et enfin, tous les autres paramètres éventuellement non quantifiables.

Les méthodes d'analyse de stabilité des DEG en pente peuvent être nombreuses et variées. Les différences entre les méthodes d'analyse sont, généralement, observées au niveau des visions phénoménologiques, des hypothèses simplificatrices, des formulations mathématiques, et plus rarement dans la fondation philosophique du mécanisme.

La stabilité vis à vis du glissement est d'autant plus assurée que la pente est faible, la longueur du talus est faible et le matériau de recouvrement est de faible épaisseur, la résistance à la traction du lé est consistante, les frottements aux interfaces sont grands. L'utilisation d'un GSY au-dessus du GSB en pente réduit remarquablement le risque de glissement de la couche de recouvrement.

Les DEGB en pente 2H/V sont généralement instables vis-à-vis du glissement. Des talus à pente 3H/V sont suffisamment sécuritaires. La stabilité des talus recouverts de GSY peut être exprimée en termes de coefficient de sécurité. Ce dernier est, généralement, défini comme le rapport des forces contrariant le glissement sur les forces engendrant le glissement.

Les éléments de formulation du mécanisme de rupture ne sont pas toujours fournis pour diverses raisons, cependant, le sens du génie prescrit d'examiner toutes les alternatives de rupture en faisant varier les surfaces potentielles de glissement, ainsi que les valeurs numériques des paramètres entrant en jeu.

Les paramètres de frottement des GSB sont, le plus souvent, déterminés au laboratoire sur un dispositif inspiré de la boîte de Casagrande. A cause de l'étendu des éléments géosynthétiques utilisés en pratique, des lés de dimension minimale de 30x30 cm<sup>2</sup> sont utilisés au laboratoire pour y effectuer les essais de cisaillement. Cependant, pour l'étude des frottements entre des matériaux fins en contact avec des géosynthétiques à surface 'tendre', de plus faibles dimensions sont acceptées.

Le type d'équipements, les procédures d'essai et les conditions aux limites affectent sensiblement les résultats obtenus des essais de cisaillement sur géosynthétiques. Jusqu'à présent, seulement quelques réglementations concernant les essais préliminaires sont disponibles. Les aspects de frottements complexes issus de systèmes d'étanchéité en sol cohésif multicouche, des divers géosynthétiques, et des effets de l'eau ne sont pas encore formulés en règlements. La diversité des types de géosynthétiques ayant différentes épaisseurs, résistances, allongements et caractéristiques surfaciques rend cette mission difficile. Toutefois, il semble que la plus grande part de réglementation est accordée aux essais de laboratoire au détriment de la confection.

Les vitesses élevées de cisaillement engendrent un développement de pressions interstitielles. La vitesse optimale de cisaillement dépend du type de sol investigué. Dans le cas où le sol en présence est cohésif, la vitesse de cisaillement dépend de l'épaisseur de l'échantillon testé et de sa perméabilité.

L'intensité de la contrainte normale appliquée lors de l'essai de cisaillement affecte l'éparpillement des résultats. Plus la contrainte normale est grande, moins la dispersion des résultats est prononcée. Pour une mesure fiable de paramètres de cisaillement sur produits géosynthétiques, la variance des résultats obtenus d'essais doit être examinée. Les essais effectués doivent être en nombre suffisant pour pouvoir être exploités. L'essai pour lequel les conditions sont les plus proches du cas pratique doit être deux fois

répété. Les ingénieurs chargés de l'étude de stabilité auront à discuter les résultats obtenus, à analyser les dispersions recensées, et à définir les valeurs à prendre en compte.

Le dimensionnement d'un ancrage est, le plus souvent conditionné par la résistance requise, l'espace disponible, l'accès, et les moyens de réalisation. Le dimensionnement 'par défaut' pouvant servir de référence, et devant être adapté selon le cas est: d'environ 0.7 m de large et 1m de profondeur.

En revenant sur la perméabilité des GSB, il importe de souligner que les valeurs mesurées des coefficients de perméabilité sont issues de l'équation de Darcy dans son expression purement mécanique. Les valeurs ainsi calculées sont bien discutables. Faut-il rappeler que la loi de Darcy est plutôt applicable à des sols grossiers tels que les sables lorsque le régime d'écoulement est permanent. Dans l'hypothèse de Darcy, le gradient hydraulique est le seul responsable de l'écoulement dans le sol. Le GSB étant physiquement reconnu très faiblement perméable, des facteurs non tenus compte dans l'expression de Darcy entrent en jeu dans le processus d'écoulement à travers les échantillons testés. Parmi ces facteurs, peuvent être cités: les effets électriques, les forces de tension capillaire, l'osmose, et la succion.

L'observation, au laboratoire, des cinétiques de gonflement des GSB, de la pression de gonflement développée et de l'absorption d'eau montre une homothétie bien marquée entre ces trois variations: courbe en S en représentation sur plan semi-logarithmique. Cette homothétie laisse supposer une interdépendance entre ces trois grandeurs caractéristiques du gonflement.

L'essai au plan incliné est effectué dans le but d'observer le glissement d'un DEGB en pente plutôt que pour mesurer des paramètres de cisaillement ( $C$  et  $\phi$ ). Les dimensions d'un lé GSB introduit en essai à plan incliné sont bien amples et suffisamment représentatives de conditions géométriques sur site. Les modes de mise en rupture sont assez nombreux et peuvent simuler un large éventail de conditions réelles. En faisant varier les conditions de l'essai en termes de contrainte de surcharge, granulométrie du matériau de recouvrement, l'état d'humidité, et l'incrément angulaire et temporel du pas d'inclinaison, les résultats recherchés sont, le plus souvent, l'angle d'inclinaison maximal et la force engendrée dans le lé.

Les déplacements lus du sol support par rapport au GSB incliné doivent être corrigés en tenant compte des allongements du GSB sous l'effet de la traction. Là aussi, des difficultés non négligeables sont rencontrées compte tenu de la relaxation différée et du fluage marqué de GSB.

La couche support et/ou, notamment, la couche de confinement est préconisée en matériaux granulaires lorsqu'entreposée en plan incliné. A l'humidification du GSB en contact, les granulats s'imbriquent par enfouissement partiel dans les géotextiles enveloppes. Cet effet offre un supplément de friction sol-GSB, cependant l'agressivité mécanique des particules solides doit être vérifiée de sorte à éviter le poinçonnement du tapis géotextile.

La mise en sollicitation de cisaillement dans la boîte de Casagrande est confrontée à des difficultés relatives au mode de fixation du spécimen dans la cellule d'essai. Ces difficultés d'expérimentation sont conséquence directe de la nature physique des GSB comparés aux sols. La mise en place des spécimens GSB à tester est faisable selon deux principales techniques: la mise en rugueuse des plaquettes maintenant l'échantillon en place et le rabattement/collage sur les plaquettes, cependant:

- l'enfoncement de clous débordants sur des plaquettes en bois, dans le but de les faire enfoncer dans les géotextiles, présente un remarquable défaut d'adhérence. Le GSB en test se verrait glisser par rapport aux plaquettes de bois pour finir par se froncer en ondulations au droit des zones de butée.

- le rabattement/collage, quant à lui, fait travailler, de façon plus privilégiée, les fibres du GSB situées en zone frontale de fixation. Cet aspect de concentration de la déformation axiale est davantage accentué par la nature déformable du GSB étiré.

La rupture par cisaillement interne d'un GSB aiguilleté et hydraté à un stade avancé survient, vraisemblablement, par déconnexion des filaments d'aiguilletage de leur point de fixation plutôt que la rupture de ceux-ci par traction. Cette hypothèse est appuyée par l'autopsie des lés testés au cisaillement à la boîte et aussi par l'allure de la courbe contrainte/déformation. Pour le cas des GSB aiguilletés cisailés à sec, c'est le cas contraire qui se produit: une rupture fragile des filaments d'aiguilletage par traction. Ce dernier cas est celui observé dans la présente étude.

L'utilisation d'une cellule de cisaillement annulaire serait bien plus profitable pour l'analyse de la rupture et pour le suivi du processus de cisaillement. Les essais au cisaillement rectiligne sont limités par la course de déformation tangentielle offerte par le bâti d'essai. Par conséquent, ils sont, généralement, arrêtés à une déformation ne permettant pas d'atteindre la rupture, ni à plus forte raison la résistance résiduelle.

Les essais d'arrachement (pull-out tests) des GSB ancrés dans un massif de sol permettent de déterminer l'angle ( $\delta$ ) de frottement sol/GSB. L'angle  $\delta$  est mesuré en faisant varier des paramètres physiques et géométriques tels que la profondeur d'ancrage, la contrainte de confinement et la granulométrie des sols en contact du lé. La mesure de  $d$  est nécessaire pour mener les calculs de ténacité des ancrages.

L'analyse paramétrique de la stabilité des DEGB en pente permet d'examiner visiblement l'influence de chaque paramètre mis, directement ou indirectement, en jeu dans la formulation de l'équilibre. La sensibilité des résultats recherchés par rapport aux paramètres d'entrée est mieux ressentie sur le plan pratique via le calcul analytique. Les avantages majeurs de l'analyse paramétrique sont:

- la prise en compte de la variabilité des paramètres de donnée selon les matériaux utilisés.
- l'évitement de mesures expérimentales raffinées des paramètres entrant en jeu.
- la correction éventuelle de paramètres physiques ou mécaniques des matériaux utilisés.

D'une autre part, et en vertu des limites logiques observées en synthèse de la présente l'étude, le sujet en question peut être développé plus précisément sur nombre de volets d'études et de recherches visant, chacune, un aspect particulier dont l'examen et interprétation contribueront pour une meilleure exploitation et profit technologique.

L'approfondissement, l'extrapolation et l'enrichissement des sujets de recherche sont quasiment continus et infinis. Cependant, l'envi de pousser des études et recherches appliquées est dicté par l'intérêt technique et la rentabilité économique du sujet étudié. A ce titre, et dans le prolongement contextuel de la présente thèse, pourront être développés:

- 1- les méthodes de mesure des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des GSB dans l'objectif de production de normes techniques d'essais de laboratoire.
- 2- la réglementation des techniques de fabrication des GSB en conformité avec leur utilisation pratique.
- 3- des méthodes de calcul d'ouvrages étanchés aux GSB. Le peu de techniques analytiques de calcul de stabilités s'inspire quasiment de la mécanique des sols classique. Cependant des différences intrinsèques telles que le comportement à la traction et l'homogénéité/continuité en sont bien décelés.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Afes, M.**, 'Contribution à la détermination des paramètres de gonflement des sols et étude de l'argile de Mila (ALGERIE) traitée à la chaux', Thèse Doctorat d'Etat, INSA Lyon, 1996, 297pges.
- Afes, M., Didier, G. (2000)**, 'Stabilisation des sols gonflants: cas d'une argile en provenance de Mila Algérie' Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Vol 59 N°1.
- Allam, M.M., Sridharan, S. (1981)** 'Effect of wetting and drying on shear strength' Jou. Geot. Eng. Div. ASCE, Vol. 107 N°4, pp 421-438.
- Amraoui, N. (1996)**, 'Etude de l'infiltration dans les sols fins non saturés' Thèse Docteur en Génie Civil et Minier I.N.P.L. 321 pages
- Bauer, E., (1999)**, 'Analysis of shear band bifurcation with a hypoplastic model for a pressure and density sensitive granular material, Mechanics of Materials, Volume 31, Issue 9, pp 597-609
- Bazant, Z.P., Xi, Y., (1995)**, 'Continuous retardation spectrum for solidification theory of concrete creep'. Jou. Eng. Mech., ASCE 121 (2), 281-288.
- Blümel, W., Saathoff, F. et Stoewwahse, C. (1997)**, 'Stability investigated sealing systems' Proc. 6th Int. Landfill Symp. Sardinia, pp. 471-482.
- Boynton, S.S., Daniel, D.E., (1985)**, 'Hydraulic conductivity tests on compacted clay' Jou. of Geot. Eng. A.S.C.E. Vol 111, N°4, pp 465-478.
- Briancon, L., Girard, H., Poulain, D., et Nazeau, N., (2001)**, 'Tranchée d'ancrage de dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques en tête de talus: étude expérimentale' Aperçus des recherches actuelles sur les géosynthétiques en France, CFMS Réunion technique du 24/01/01, pp. 1-6.
- CEN/TC 189, (2001)**, 'Geosynthetics – Determination of friction characteristics – Part 2: Inclined plan test' 2001.
- CFG, (1998)** 'Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéité par Géosynthétiques Bentonitiques' Comité Français des Géosynthétiques, Fascicule N°12.
- Chen.F.H.** 'Foundations on expansive soils' Elsevier Science Publishing Company, N.Y., 40.
- Daniel, D.E., and Boardman, B.T., (1993)**, 'Repport of workshop on geosynthetic clay liners' U.S. EPA, Cincinnati, OH, EPA/600/R-93/171.
- David et al., (1988)**, 'Slope stability of geosynthetic clay liner test plots' Jou. Geot. & Geoenv. Eng., pp 628- 637.
- Didier, G., Comeaga, L., (1998)**, 'Hydratation, gonflement, conductivité hydraulique. Influence des produits chimiques' Geo-Bento, pp 73-95.
- Dixon, D.A., Gray, M.N., Graham, J. (1996)** 'Swelling and hydraulic properties of bentonites from Japan, Canada, and the USA. In: Environmental geotechnics, Kamon, ed. Rotterdam. Balkema, ISBN:4348

**Eau, (1990)**, Empfehlungen des Arbeitsausschusses Unferneinfassungen, Häfen und wasserstraben. 8 Aufl, Verlag Ernest&Sohn, Berlin.

**Eid, H.T., Stark, T.D., (1997)**, 'Shear behaviour of an unreinforced geosynthetic clay liner' Geosynthetics International, Vol. 4, N°. 6, pp. 645-659.

**Eid, H.T., Stark, T.D., and Doerfler, C.K., (1999)**, 'Effect of shear displacement rate on internal shear strength of a reinforced geosynthetic clay liner', Geosynthetics International, Vol. 6 N°. 3, 219-239.

**Ersig, M.I., (1968)**, 'Pore pressures, consolidation and electrokinetics' Jou. Soil Mec. and Found. Div . ASCE Vol. 94 N° SM4, Proc. paper 6029, pp 899-921.

**Fox, P.J., Rowland, G.M, Scheithe, J.R., Davis, K.L., Supple, M.R., Crow, C.C., (1997)**, 'Design and evaluation of a large direct shear machine for geosynthetic clay liners', Geotechnical Testing Journal, GTJDI, Vol. 20, N°. 3, pp. 279-288.

**Garcin, P., (1997)**, 'Etude expérimentale du comportement hydraulique et mécanique des géosynthétiques bentonitiques' Thèse de Doctorat.

**Garcin, P., Faure, Y.H., Gourc, J.P., (1998)**, 'Stabilité sur pente d'un dispositif d'étanchéité avec Géosynthétique Bentonitique (GSB)', Etanchéité par Géosynthétique Bentonitique: Etat de l'art, GEO-BENTO, pp 317-330.

**Giroud, J.P., Darasse J., et Bachus, R.C., (1993)**, 'Hyperbolic expression for soil-geosynthetic or geosynthetic-geosynthetic shear strength' Geotextiles and geomembranes, VOL. 12, pp 275-286.

**Gisbert, T. and Debattista, J.M., (1998)**, 'Recommandations pour la réalisation d'étanchéité par géosynthétiques bentonitiques' Etanchéité par Géosynthétique Bentonitique: Etat de l'art, GEO-BENTO, pp 355- 360.

**Greenberg, J.A., Mitchell, J.K., ET Witherspoon, P.A., (1972)**, ' Theory of chemico-osmotic flow grained sediments ' Submitted to the journal of geophysical research.

**Heerten, G., and LIST, F., (1990)**, 'Rehabilitation of old liner systems in canals ' 4<sup>th</sup> Intl. Conf. On Géotextiles, Géomembranes and related products, G. den Hoedet, ed., Rotterdam : Belkema, pp. 453-456.

**Heerten, G., Saathoff, F., Scheu, C, and Von Maubeuge, K.P., (1995)**, 'On the Long-Term Shear Behavior of Geosynthetic Clay Liners (GCLs) in Capping Sealing Systems,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 141-150.

**Heyer, D. (1995)**, 'Basic Examination on the Efficiency of GCLs,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 101-111.

**Cisse, I., (1985)**, ' Caractérisation et méthode de construction sur sol gonflants, Application aux marnes de Rufisque (SENEGAL) ' Thèse Doctorat 3<sup>ième</sup> cycle, 214p

**Suratman, I., (1985)**, ' Contribution à l'étude de la cinétique et de la stabilisation du gonflement des argiles ' Thèse Docteur Ingénieur, 241p

**Jones, D. et Dixon, N., (1997)**, 'Shear strength properties of geomembrane-geotextiles interfaces', Paper submitted to Geotextiles and geomembranes for possible publication.

**Khaddaj, S., (1992)**, 'Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres' Thèse Doctorat, 100p.

**Koerner, R.M., and Hwu, B.L., (1991)**, 'Stability and tension considerations regarding cover soils and geomembrane lined slopes', Geotextiles and Geomembranes 0266-1144/91/\$03.50 □ 1991, Elsevier Science Publishers Ltd, England pp ; 335-355.

**Koerner, R.M. (1994)**, 'Designing with Geosynthetics (3<sup>rd</sup> Ed.)', Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 783 p. (Chapter 6, 'Geosynthetic Clay Liners')..

**Koerner, R. M. and Daniel, D. E. (1994)**, 'Technical Equivalency Assessment of GCLs to CCLs,' Proc. GRI-7 Conference on Geosynthetic Liner Systems, IFAI, St. Paul, MN, pp. 255-275 and Proc. LGA/GRI Symposium on Geosynthetic Clay Liners, Nuremberg, Germany, pp. 59-84.

**Koerner, R.M., Te-Yang, S., Koerner, G.R., and Gontar, A., (2001)**, 'Creep testing and data extrapolation of reinforced GCLs', Geotextiles and Geomembranes, Volume 19, Issue 7, pp 413-425.

**LaGatta, M.D. (1992)**, 'Hydraulic Conductivity Tests on Geosynthetic Clay Liners Subjected to Differential Settlement,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin, 120 p.

**LaGatta, M.D., Boardman, B.T., Cooley, B. H., and D.E. Daniel (1997)**, 'Geosynthetic Clay Liners Subjected to Differential Settlement,' Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 5, May 1997, pp. 402-410.

**Lalarakotoson, S., Garcin, P., Faure, Y.H., Gourc, J.P.,** "Behaviour of Geosynthetic Clay Liner on slope", 6th Int. Landfill Symposium, Sardinia'97, Cagliari, Italy, 13-17 October 1997, Tome III, pp. 483-493.

**Lalarakotoson, S., Villard, P., Gourc, J.P., (1998)**, 'Geosynthetic lining systems reinforcement by geosynthetic inclusion', 6th Int. Conference on Geosynthetics, Atlanta, USA, Vol. 1, pp. 487-490

**Lalarakotoson S., P. Villard and Gourc, J.P., (1999)** 'Shear Strength Characterization of Geosynthetic Interfaces On Inclined Planes' Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Volume 22, N° 4, pp. 284-291.

**Leisher, P.J., (1992)**, 'Hydration and shear strength behaviour of geosynthetic clay liners' MSCE Thesis, Drexel University, Philadelphia, 129p.

**Mitchell.J.K, (1972)**, 'In place treatment of foundation soils' Jou. Soil Mec. and Found. Div . ASCE Vol. 96 N° SM1, Proc. paper 7035 Jan 1970, pp 73-110.

**Olsen ; H.W., (1969)**, 'Simultaneous flexures of liquid and change in saturated kaolinite' Procc. Soil Sci. Society of America, Vol. 33, N°3.

**Olsta, J. et Crosson, L., (1999)**, 'geosynthetic clay liner peel index test correlation to direct shear', proceeding of the 7th int. waste management and landfill symp. sardinia, pp. 197-202.

**Phatak D.R., Kanittrak S.V., (1994)**, 'Swell versus saturation for compacted clay' ASCE, Jou. Geot. Eng. Vol . 120 N°7, pp 1275-1281.

**Phillip, H. (1991)**, 'Zur meubunsicherheit im labor ermittelter bodenphysikalischer kennwert' Geotechnik 14, pp 184-189.

**Rankilor, P.R., Heiremans, F., (1996)**, 'New inderstanding of frictional properties at geosynthetic/geosynthetic and geosynthetic/sand interfaces ' Proc. 1<sup>st</sup> Eur. Geosynthetics conf., pp199-207.

**Robert, W.D. (1994)** 'Swell-shrink behaviour of compacted clay' Jou. Geot. Eng. Div. ASCE, Vol. 120 N°3, pp 618-623.

**Schroeder, P.R. (1989)**, ' Hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP) Computer Program ' US Army Corps of Engineers, waterways experiment station, Environmental Laboratory, Vicksburg, MS.

**Shan, H.Y., (1990)**, ' Laboratory tests on bentonitic Blanket ' M.S. Thesis, Univ. Texas at Austan. 84 p.

**Sharma, H.D., and Lewis, S.P., (1994)**, 'Wast contaminante systemes, Waste stabilisation and landfill : Design and evaluation' John wiley & sons, Inc., NY.

**Stamatopoulos, A.C., and Kotzias, P.C., (1996)**, 'Earth Slide on Geomembrane' Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering

**Stark, T.D. and Eid, H.T., (1997)**, 'Slope stability analyses in staff fissured clays' Jou. Geotech. And Geoenv. Eng., Vol 123 N°4, pp. 335-343.

**Stark, T.D., Arellano, D., Evans, W.D., Wilson, V.L., and Gonda, J.M., (1998)**, 'Unreinforced geosynthetic clay liner case history' Geosynthetics International, Vol.5, N° .5, pp.521-544.

**Stark, T.D. and Poepple, A.R., (1995)**, 'Closure of discussion on landfill liner interface strengths from torsional ring shear test' Jou. Of Geot. Eng., Vol. 121, N° .6, pp.509-510.

**Terzaghi, K., Peck, R., and Mesri, G., (1996)**, 'Soil Mechanics in engineering practice', 3<sup>rd</sup> edition John Wiley & Sons, NY., USA, 549 p.

**Wan D.T.Y., (1970)**, 'Consolidation of soils by electro-osmosis' Thesis presented to the university of California, at Berkeley, Calif. in partial fulfillment of the requirements for degree of Doctor of Philosophy.

**Wang, M.C., Tseng, W. (1995)** ' Permeability behaviour of a water treatment sludge ' Jou. Geot. Eng. Div. ASCE, Vol. 119 N°10, pp 1672-1676.

**Yegian, M.K. et Lahlaf, A.M., (1992)**, 'Dynamic interface shear strength properties of geomembranes and geotextiles' Jou. Of Geot. Eng. ASCE, Vol. 118, N° 5, pp. 760-779.

## **ELEMENTS COMPLEMENTAIRES**

Liste, non exhaustive, de travaux consultés ayant, indirectement, trait aux travaux entrepris dans le cadre de cette Thèse. Les références ci-dessous n'ont pu être citées compte tenu de leur nombre et de leurs avis non nécessairement discutables. Néanmoins, Les travaux cités sont consultables pour d'éventuels développements futurs ayant relation avec le présent rapport.

- Alexiew, D., Berkhout, H., and R. Kirschner (1995)**, 'On the Slope Stability of Landfill Capping Seals Using GCLs,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 151-160.
- Amble, T. (1994)**, 'In-Plane Hydraulic Conductivity and Rate of Wetting of Geosynthetic Clay Liners,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin, 132 p.
- Balkema, (1996)**, ISBN 9054108487, pp 43-48.
- Boardman, B.T. (1993)**, 'The Potential Use of Geosynthetic Clay Liners as Final Covers in Arid Regions,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin, 109 p.
- Boardman, B.T., and D.E. Daniel (1996)**, 'Hydraulic Conductivity of Desiccated Geosynthetic Clay Liners,' Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 3, pp. 204-209.
- Bonaparte, R., Carson, D. A., Daniel, D. E. and Koerner, R. M. (1999)**, 'Lessons Learned from Slope Failures Involving Geosynthetic Clay Liners at Landfill Cover Test Plots,' Geosynthetics: Lessons Learned from Failures, J. P. Giroud, K. L. Soderman and G. P. Raymon, Eds., (in press).
- Bruton, D. (1991)**, 'Bentonite Mats Meet Secondary Containment Standards,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 9, No. 4, pp. 26-27.
- Calare, A., Piergiorgio, R., and P. Rimoldi (1996)**, 'Italian Landfill Capping Techniques,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 14, No. 6, pp. 42-47.
- Clem, J. (1992)**, 'GCLs Used Successfully in Hazardous Waste Containment,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 10, No. 3, pp. 4-7.
- Compilation of Information on Alternative Barriers for Liner and Cover Systems (1991)**, U.S. Environmental Protection Agency.
- Cooley, B.H. (1994)**, 'Seam Performance of Overlapped Geosynthetic Clay Liners,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin, 209 p.
- Cooley, B.H., and D.E. Daniel (1995)**, 'Seam Performance of Overlapped Geosynthetic Clay Liners,' Geosynthetics '95 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, Minnesota, pp. 691-705.
- Cowland, J.W. (1997)**, 'A Design Perspective on Shear Strength Testing of Geosynthetic Clay Liners,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 229-239.
- Daniel, D. E., Koerner, R. M., Bonaparte, R., Landreth, R. E., Carson, D. A. and Scranton, H. B. (1998)**, 'Slope Stability of Geosynthetic Clay Test Plots,' Jour. Geotechnical and Geoenvironmental Engr., Vol. 124, No. 7, pp. 628-637.
- Daniel, D.E. (1993)**, Geotechnical Practice for Waste Disposal, Chapman and Hall, London, 683 pp. (Chapter 7, 'Soil Liners,' and Chapter 18, 'Cover Systems,' include discussions on GCLs).
- Daniel, D.E. (1994)**, 'Why Aren't Regulators More Receptive to Geosynthetic Clay Liners?' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 12, No. 4, pp. 44-46.
- Daniel, D.E. (1995)**, 'Soil Barrier Layers Versus Geosynthetic Barriers in Landfill Cover Systems,' Landfill Closures: Environmental Protection and Land Recovery, R.J. Dunn and U.P. Singh (Eds.), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 1-19.



- Daniel, D.E. (1996)**, 'Geosynthetic Clay Liners, Part Two: Hydraulic Properties,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 14, No. 5, pp. 22-26.
- Daniel, D.E., and G.N. Richardson (1995)**, 'The Role of Geomembranes and Geosynthetic Clay Liners in Landfill Covers,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 13, No. 1, pp. 44-49.
- Daniel, D.E., and Koerner, R.M. (1993)**, Quality Assurance and Quality Control for Waste Containment Facilities,' EPA/600/R-93/182, US EPA Risk Reduction Engineering Laboratory, Cincinnati, Ohio, USA, 305 p., (Chapter 4, 'Geosynthetic Clay Liners').
- Daniel, D.E., Bowders, J.J., and RB. Gilbert (1997)**, 'Hydraulic Conductivity Testing of GCLs in Flexible Wall Permeameters,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 208-226.
- Daniel, D.E., Shan, H.Y., and J.D. Anderson (1993)**, 'Effects of Partial Wetting on the Performance of the Bentonite Component of a Geosynthetic Clay Liner,' Geosynthetics '93 Conference Proceedings, Vol. 3, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, Minnesota, pp. 1483-1496.
- Daniel, D.E., Trautwein, S.J., and P.K. Goswami (1997)**, 'Measurement of Hydraulic Conductivity Properties of Geosynthetic Clay Liners Using a Flow Box,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 196-207.
- Didier, G., and L. Comeaga (1997)**, 'Influence of Initial Hydration Conditions on GCL Leachate Permeability,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 181-195.
- Dobrowolski, J.G., and A.S. Dellinger (1995)**, 'Innovative Cover Design for 2:1 Slopes Complying with California Closure Criteria,' Landfill Closures: Environmental Protection and Land Recovery, ASCE Specialty Geotechnical Publication No. 53, Dunn, R.J., and U.P. Singh (Eds.), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 35-50.
- Egloffstein, T. (1995)**, 'Properties and Test Methods to Assess Bentonite Used in Geosynthetic Clay Liners,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 51-72.
- Egloffstein, T. (1997)**, 'Geosynthetic Clay Liners, Part Six: Ion Exchange,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 15, No. 5, June/July, pp. 38-43.
- Eith, A. W., Boschuk, J. and Koerner, R. M. (1991)**, 'Prefabricated Bentonite Clay Liners,' Jour. Geotex. and Geomemb., Vol. 10, No. 5-6, pp. 569-74.
- Erickson, A.E., Chamberlain, E.J., and C.H. Benson (1994)**, 'Effects of Frost Action on Covers and Liners Constructed in Cold Environments,' Proceedings of the Seventeenth International Madison Waste Conference, University of Wisconsin at Madison, pp. 198-220.
- Erickson, R.B., and J.D. Anderson (1994)**, 'The Manufacturing and Application of a Geomembrane Supported Geosynthetic Clay Liner,' Proceedings of the 8th Annual GRI Seminar, Geosynthetic Resins, Formulations, and Manufacturing, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, (supplemental paper).
- Estornell, P. (1991)**, 'Bench-Scale Hydraulic Conductivity Tests of Bentonitic Blanket Materials for Liner and Cover Systems,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin, 152 p.
- Estornell, P., and D.E. Daniel (1992)**, 'Hydraulic Conductivity of Three Geosynthetic Clay Liners,' Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 10, pp. 1592-1606.

- Fox, P.J., De Battista, D.J., and S.-H. Chen (1996)**, 'Bearing Capacity of Geosynthetic Clay Liners for Cover Soils of Varying Particle Size,' *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 4, pp. 447-461.
- Fox, P.J., De Battista, D.J., and S.-H. Chen (1997)**, 'A Study of the CBR Bearing Capacity Test for Hydrated Geosynthetic Clay Liners,' *Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners*, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 251-264.
- Fuller, J.M. (1994)**, 'Reinforcing Geosynthetic Clay Liners Using the Stitch-Bonding Process,' *Proceedings of the 8th GRI Seminar, Geosynthetic Resins, Formulations, and Manufacturing*, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, pp. 208-215.
- Fuller, J.M. (1995)**, 'Landfill Cap Designs Using Geosynthetic Clay Liners,' *Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium*, Koerner, R.M., Gartung E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 129-140.
- Garcin, P., Faure, Y.H., Feki, N., and G. Berroir (1997)**, 'Shear Strength Resistance of GCLs,' *Geosynthetics '97 Conference Proceedings*, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, pp. 899-912.
- Gilbert, R.B., Fernandez, F., and D.W. Horsfield (1996)**, 'Shear Strength of Reinforced Geosynthetic Clay Liner,' *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 4, pp. 259-266.
- Gilbert, R.B., Scranton, H., and D.E. Daniel (1997)**, 'Shear Strength Testing for Geosynthetic Clay Liners,' *Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners*, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 121-135.
- Gleason, M.H. (1993)**, 'Comparative Testing of Calcium and Sodium Smectite Clays for Geotechnical and Environmental Applications,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin.
- Gleason, M.H., Daniel, D.E., and G.R. Eykholt (1997)**, 'Calcium and Sodium Bentonite for Hydraulic Containment Applications,' *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 5, May 1997, pp. 438-445.
- Harpur, W.A., Wilson-Fahmy, R.F., and R.M. Koerner (1994)**, 'Evaluation of the Contact Between Geosynthetic Clay Liners and Geomembranes in Terms of Transmissivity,' *Proceedings of the 7th GRI Seminar, Geosynthetic Liner Systems: Innovations, Concerns, and Designs*, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, pp. 138-149.
- Heerten, G. (1992)**, 'Geotextile and/or GCL Protection Systems for Geomembranes,' *Proceedings of the 7th GRI Seminar, Geosynthetic Liner Systems: Innovations, Concerns, and Designs*, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, pp. 150-162.
- Heerten, G. (1995)**, 'Groundwater Protection Using a GCL at the Franz-Josef-Strauss Airport, Munich, Germany,' *Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium*, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 161-174.
- Heerten, G., Saathoff, F., Scheu, C., and K.P. von Maubeuge (1995)**, 'Testing, Interpreting, and Designing the Long-Term Shear Strength of Geosynthetic Clay Liners,' *Geosynthetics '95 Conference Proceedings*, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, Minnesota, pp. 867-877.
- Heerten, G., von Maubeuge, K.P., Simpson, M., and C. Mills (1992)**, 'Manufacturing Quality Control of Geosynthetic Clay Liners - A Manufacturer's Perspective,' *Proceedings of the 6th GRI Seminar, MQC/MQA and CQC/CQA of Geosynthetics*, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, pp. 86-95.
- Hewitt, R., Soydemir, C., Stulgis, R.P., and M.T. Coombs (1997)**, 'Effect of Normal Stress During Hydration and Shear on the Shear Strength of GCL/Textured Geomembrane Interfaces,' *Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners*, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 55-70.

- Hewitt, R.D. (1994)**, 'Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners Subjected to Freeze/Thaw,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin, 103 p.
- Hewitt, R.D., and D.E. Daniel (1997)**, 'Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners after Freeze-Thaw,' *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 4, April 1997, pp. 305-313.
- Jahangir, M.A. (1994)**, 'Containment of Petroleum Hydrocarbons by Geosynthetic Clay Liners Using Natural Soil Moisture,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin, 200 p.
- Kavazanjian, E. (1994)**, 'Performance of a Geosynthetic Liner System in the Northridge Earthquake,' *Geotechnical Fabrics Report*, Vol. 12, No. 3, March 1994, pp. 18-24.
- Koerner, G. R., Eberlé, M. and Koerner, R. M. (1995)**, 'Potential Benefits of GCL's as Canal Liners,' *Geotechnical Fabrics Report*, Vol. 13, No. 1, IFAI, January, pp. 36-39.
- Koerner, G. R. and Bowders, J. L. and Scranton, H. (1997)**, 'Instrumentation for Monitoring Field Performance of the Cincinnati GCL Test Plots,' *Proc. GRI-10 Conference on Field Performance of Geosynthetics*, GII Publ., Springfield, PA, January, pp. 183-208 and *Jour. of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 15, No. 4-6, pp. 341-366.
- Koerner, G.R., Bowders, J.J., and H.B Scranton (1996)**, 'Instrumentation for Monitoring Field Performance of the Cincinnati GCL Test Plots,' *Proceedings of the 10th GRI Conference, Field Performance of Geosynthetic Related Systems*, Drexel University, December 10-11, 1996, Philadelphia, PA, USA, pp. 176-201.
- Koerner, R. and D.E. Daniel (1994)**, 'A Suggested Methodology for Assessing the Technical Equivalency of GCLs to CCLs,' *Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium*, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 73-98.
- Koerner, R. and D.E. Daniel (1994)**, 'Assessing the Technical Equivalency of GCLs to CCLs,' *Proceedings of the 7<sup>th</sup> GRI Seminar, Geosynthetic Liner Systems, Innovations, Concerns, and Designs*, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, pp. 255-275.
- Koerner, R. M. (1996)**, 'Perspectives on Geosynthetic Clay Liners,' *Testing and Acceptance Criteria for GCLs*, L. W. Well and K. P. von Maubeuge, Eds., STP 1308, ASTM, West Conshohocken, PA, pp. 3-22.
- Koerner, R. M. and Narejo, D. (1994)**, 'On the Bearing Capacity of Hydrated GCLs,' *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. xx, No. xx, pp.
- Koerner, R. M. (1998)**, 'Manufacturing of Geosynthetic Clay Liners,' *Proc. GeoBento*, February 2-3, 1998, BRGM Formation, Paris, France, pp. 31-42.
- Koerner, R. M., Carson, D. A., Daniel, D. E. and Bonaparte, R. (1998)**, 'Update of the Cincinnati GCL Test Plots,' *Proc. GeoBento*, February 2-3, 1998, BRGM Formation, Paris, France, pp. 291-316.
- Koerner, R. M., Carson, D. A., Daniel, D. E. and Bonaparte, R. (1997)**, 'Current Status of the Cincinnati GCL Test Plots,' *Proc. GRI-10 Conference on Field Performance of Geosynthetics*, GII Publ., Springfield, PA, January, pp. 153-182 and *Jour. of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 15, No. 4-6, pp. 313-340.
- Koerner, R. M., Eberle, M. A. and Koerner, R. M. (1995)**, 'Out-of-Plane Tensile Strength of GCLs,' *Jour. of Geotex. and Geomemb.*, Vol. xx, No. xx, Elsevier, pp.
- Koerner, R. M., Soong, T.-Y. and Gontar, A. (1998)**, 'Selected Aspects of GCL Shear Strength Testing,' *Proc. GeoBento*, February 2-3, 1998, BRGM Formation, Paris, France, pp. 98-110.

- Koerner, R.M. (1996)**, 'Current Status of the Cincinnati GCL Test Plots,' Proceedings of the 10th GRI Conference, Field Performance of Geosynthetic Related Systems, Drexel University, December 10-11, 1996, Philadelphia, PA, USA, pp. 147-175.
- Koerner, R.M. (1996)**, 'Geosynthetic Clay Liners, Part One: An Overview,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 14, No. 4, pp. 22-25.
- Koerner, R.M. (1997)**, 'Perspectives on Geosynthetic Clay Liners,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 3-20.
- Koerner, R.M., and D. Narejo (1995)**, 'On the Bearing Capacity of Hydrated Geosynthetic Clay Liners,' Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 1, pp. 82-85.
- Koerner, R.M., and D.E. Daniel (1992)**, 'Better Cover Ups,' Civil Engineering, Vol. 62, No. 5, pp. 55-57.
- Koerner, R.M., Koerner, G.R., and M.A. Eberle (1996)**, 'Out-of-Plane Tensile Behavior of Geosynthetic Clay Liners,' Geosynthetics International, Vol. 3, No. 2, pp. 277-296.
- Kraus, J.F., Benson, C.H., Erickson, A.E., and E.J. Chamberlain (1997)**, 'Freeze-Thaw Cycling and Hydraulic Conductivity of Bentonitic Barriers,' Journal of Geotechnical Engineering, Vol 123, No. 3, March 1997, American Society of Civil Engineers, New York.
- Kreit, V. (1995)**, 'Test Field for the Capping System of the Michelshohe Landfill,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 183-188.
- Lo, M.C. (1992)**, 'Development and Evaluation of Clay Liner Materials for Hazardous Waste Sites,' Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, 288 p.
- Madsen, F., and R. Nuesch (1995)**, 'Characteristics and Sealing Effect of Bentonite,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.) A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 31-50.
- McKelvey, J.A. (1997)**, 'Geosynthetic Clay Liners in Alkaline Environments,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 139-149.
- Merrill, K., and A.J. O'Brien (1997)**, 'Strength and Conformance Testing of a GCL Used in a Solid Waste Landfill Lining System,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 71-88.
- Narejo, D.B. (1996)**, 'Effect of Moisture Content on Free Swell of the Clay Component of Geosynthetic Clay Liners,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 23-29.
- Normes Géosynthétiques Bentonitiques I.N.S.A. Lyon. 2000**
- Othman, M.A., Bonaparte, R., and B.A. Gross (1996)**, 'Preliminary Results of Study of Composite Liner Field Performance,' Proceedings of the 10th GRI Conference, Field Performance of Geosynthetic Related Systems, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, pp. 110-137.
- Pape, J.T., and R.B. Erickson (1995)**, 'Capping Landfill Surfaces and Contaminated Areas with Geomembrane Supported Clay Liners,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 189-198.

- Pavlik, K.I. (1997)**, 'Corps of Engineers GCL Interface Test Program,' Geosynthetics '97 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, pp. 877-884.
- Peggs, I.D., and B. Trauger (1995)**, 'Quality-Testing Program for Geosynthetic Clay Liners,' MSW Management, Vol. 5 , No. 6, pp. 42-47.
- Petrov, R.J., Rowe, K.R., and R.M. Quigley (1997)**, 'Comparison of Laboratory-Measured GCL Hydraulic Conductivity Based on Three Permeameter Types,' Geotechnical Testing Journal, Vol. 20, No. 1, pp. 49-62.
- Powell, L. (1995)**, 'New Method for Landfill Closure,' Public Works, December 1995, pp 39-40.
- Quranta, J.D., Gabr, M.A., and J.J. Bowders (1997)**, 'First-Exposure Performance of the Bentonite Component of a GCL in a Low-pH, Calcium-Enriched Environment,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 162-177.
- Rathmayer, H. (1995)**, 'Guidelines on the Use of Geosynthetic Clay Liners in Highway Construction,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 113-128.
- Rau, M., and J. Dressler (1995)**, 'Measurement and Control System for the Upper Basin of the Reisach-Rabenleite Pumped Storage Power Station,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 207-218.
- Richardson, G.N. (1997)**, 'Design of GCL Barrier for Final Cover Side Slope Applications,' Geosynthetics '97 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, pp. 541-550.
- Ruhl, J.L. (1994)**, 'Effects of Leachates on the Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin, 226 p
- Ruhl, J.L., and D.E. Daniel (1997)**, 'Geosynthetic Clay Liners Permeated with Chemical Solutions and Leachates,' Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 4, April 1997, pp. 369-381.
- Schaal, P., (1980)**, 'Contribution à l'étude des géotextiles ' Thèse Docteur Ingénieur 1980, 207p.
- Scheu, C.K., Johannssen, K., and F. Saathoff (1990)**, 'Non-Woven Bentonite Fabrics--A New Fibre Reinforced Mineral Liner System,' Geotextiles, Geomembranes, and Related Products, D. Hoet (Ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol. 2, pp. 467-482.
- Schmidt, R. (1995)**, GCL Installation in a Water Protection Area for the A-96 Motorway Near Leutkirch, Germany,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, R.M. Koerner, E. Gartung, H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 199-206.
- Schubert, W.R. (1987)**, 'Bentonite Matting in Composite Lining System,' Geotechnical Practice for Waste Disposal '87, R.D. Woods (Ed.), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 784-796.
- Scranton, H.B. (1996)**, 'Field Performance of Sloping Test Plots Containing Geosynthetic Clay Liners,' M.S. Thesis, University of Texas at Austin, 207 p.
- Shafer, A., Purdy, S., and D. Tempelis (1997)**, 'Value Engineering: An Alternative Liner System at the La Paz County Regional Landfill,' Geosynthetics '97 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, pp. 765-778.
- Shan, H.Y. (1993)**, 'Stability of Final Covers Placed on Slopes Containing Geosynthetic Clay Liners,' Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, 296 p.

- Shan, H.Y., and Daniel, D.E. (1991)**, 'Results of Laboratory Tests on a Geotextile/Bentonite Liner Material,' Geosynthetics '91 Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, Minnesota, Vol. 2., pp. 517-535.
- Siebken, J. (1997)**, 'A Comparison of Sample Preparation Methodology in the Evaluation of GCL Permeability,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 45-52.
- Siebken, J., Swan, R.H., and X. Yuan (1997)**, 'Short-Term and Creep Shear Characteristics of a Needle-punched, Thermally Locked GCL,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 89-102.
- Simpson, M.J. (1991)**, 'A Prefabricated Bentonite Clay Liner,' Landfill Closures: Geosynthetics, Interface Friction, and New Developments, R.M. Koerner (Ed.), Elsevier Applied Science, London, pp. 187-192.
- Snow, M., Kavazanjian, E., Jesionek, K., and J. Dunn (1997)**, 'Installation of Geosynthetic Clay Liners at California MSW Landfills, Geosynthetics '97 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, pp. 511-526.
- Struve, F. (1991)**, 'Geomembrane-Clay Composite Liners,' Landfill Closures: Geosynthetics, Interface Friction, and New Developments, R.M. Koerner (Ed.), Elsevier Applied Science, London, pp. 177-186.
- Stulgis, R.P., Soydemir, C., Telgener, R.J., and R.D. Hewitt (1996)**, 'Use of Geosynthetics on 'Piggyback Landfills:' a Case Study,' Geotextiles and Geomembranes, Elsevier Science Limited, London, Vol. 14, pp. 341-363.
- Taylor, L.R., Pan, T.M., Dellinger, A.S., and B.C. Yen (1995)**, 'Seismic Stability Analysis for Geosynthetic Clay Liner Landfill Cover Placement on Steep Slopes,' Earthquake Design and Performance of Solid Waste, ASCE Geotechnical Special Publication No. 54, American Society of Civil Engineers, Yegian, M.K. and W.D. Finn (Eds.), New York, pp. 196-211.
- Trauger, R.J. (1991)**, 'Geosynthetic Clay Liner Installed in a New Municipal Solid Waste Landfill,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 9, No. 8, pp. 6-17.
- Trauger, R.J. (1994)**, 'Specifying GCLs: A Formidable Challenge in an Emerging Industry,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 12, No. 6, pp. 28-30.
- Trauger, R.J. (1994)**, 'The Structure, Properties, and Analysis of Bentonite in Geosynthetic Clay Liners,' Proceedings of the 8th GRI Conference: Geosynthetic Resins, Formulations, and Manufacturing, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, pp. 185-198.
- Trauger, R.J. (1996)**, 'Designing with Geosynthetic Clay Liners,' Environmental Geotechnology with Geosynthetics, G.V Rao and P.K. Banerjee, (Eds.), Asian Society for Environmental Geotechnology, New Delhi, pp. 233-246.
- Trauger, R.J. and J. Burgio, (1994)**, 'Geosynthetics Solve Wetlands Mitigation Problems,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 12, No. 6, pp. 16-21.
- Trauger, R.J., and H.L. Lucas (1995)**, 'Determining the Flow Rate of Landfill Gas Constituents Through a Geosynthetic Clay Liner,' Geosynthetics '95 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, pp. 1085-1096.
- Trauger, R.J., and K. Tewes (1995)**, 'Design and Installation of a State-of-the-Art Landfill Liner System,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 175-181.

- Trauger, R.J., and T.G. Stam (1993)**, 'Comparison of Geosynthetic Clay Liners and Compacted Clay Liners in Landfill Cover Systems,' Sardinia '93, Fourth International Landfill Symposium Proceedings, pp. 469-480.
- Trauger, R.J., Swan, R.H., and Z. Yuan (1997)**, 'Long Term Shear Strength Behavior of a Needlepunched Geosynthetic Clay Liner,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 103-120.
- Von Maubeuge, K.P. (1996)**, 'Geosynthetic Clay Liners, Part Three: Manufacturing Quality Control and Specification Criteria, Geotechnical Fabrics Report, Vol. 14, No. 6, pp. 36-40.
- Von Maubeuge, K.P. (1997)**, 'Manufacturing Quality Control and Specification Criteria for Geosynthetic Clay Liners,' Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, L.W. Well (Ed.), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 240-250.
- Von Maubeuge, K.P., and D. Stewart (1996)**, 'GCL Solves a Problem on Lake Superior Shore,' Geotechnical Fabrics Report, Vol. 14, No. 3, pp. 34-38.
- Von Maubeuge, K.P., and G. Heerten (1994)**, 'Needle-Punched Geosynthetic Clay Liners (GCLs),' Proceedings of the 8th GRI Conference: Geosynthetic Resins, Formulations, and Manufacturing, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, pp. 199-207.
- Weiss, W., Siegmund, M., and D. Alexiew (1995)**, 'Field Performance of a Geosynthetic Clay Liner Landfill Capping System Under Simulated Waste Subsidence,' Geosynthetics '95 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, Minnesota, pp. 641-654.
- Well, L.W. (1997)**, 'Building a Better Barrier,' Standardization News, Vol. 25, No. 7, July 1997, pp. 19-23.
- Wilson-Fahmy, R.F. and R.M. Koerner (1995)**, 'Leakage Rates Through Holes in Geomembranes Overlying Geosynthetic Clay Liners,' Geosynthetics, Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, Minnesota, pp. 655-668.
- Woodward, B.L., and Well, L.W. (1995)**, 'Alternative Cover for Saturated Low-Strength Waste,' Geosynthetics '95 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, Minnesota, pp. 551-562.
- Workshop on Geosynthetic Clay Liners (1993)**, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, EPA/600/R-93/171.
- Workshop on Geosynthetic Clay Liners (1997)**, EPA/600/R-96/149, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.
- Zanzinger, H. (1995)**, 'Quality Assurance in the Manufacture and Installation of GCLs,' Geosynthetic Clay Liners, Proceedings on an International Symposium, Koerner, R.M., Gartung, E., and H. Zanzinger (Eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 219-228.

## **ANNEXE -A-**

# **DEVELOPPEMENTS MATHEMATIQUES**



DEVELOPPEMENTS MATHÉMATIQUES

- Stabilité d'un D.E.G. en pente non renforcé: Présentations et développements relatifs à la figure 3.4.

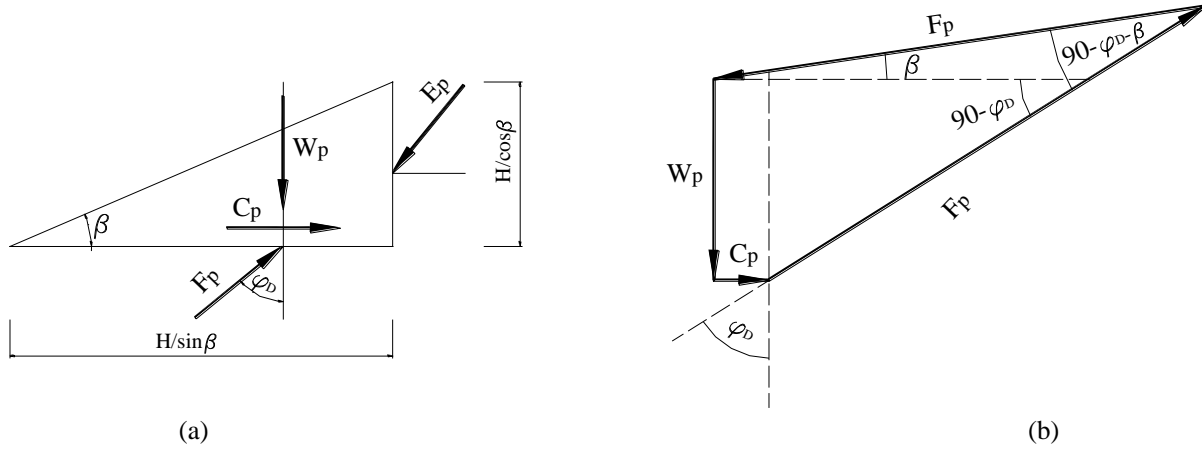


Figure A.1: Forces mises en jeu dans le coin passif  
 (a): Schématisation des forces - (b): Polygone funiculaire

Coin passif en mouvement

Soit  $\overline{EF} = W_p$ ,  $\frac{\overline{DE}}{\sin \varphi_D} = \frac{\overline{EF}}{\sin(90^\circ + \varphi_D)} = \frac{W_p}{\cos \varphi_D}$  OÙ  $\overline{DE} = W_p \cdot \tan \varphi_D$

Par conséquent,

$$\frac{E_p}{\sin(90^\circ + \varphi_D)} = \frac{\overline{AD}}{\sin(90^\circ - \varphi_D - \beta)} \Rightarrow \frac{E_p}{\cos(\varphi_D)} = \frac{C_p + W_p \cdot \tan(\varphi_D)}{\cos(\varphi_D + \beta)}$$

d'où l'on tire:  $E_p = \frac{\cos \varphi_D [C_p + W_p \cdot \tan \varphi_D]}{\cos(\varphi_D + \beta)} = \frac{\cos \varphi_D \left[ \frac{C}{F_s} \cdot \frac{H}{\sin \beta} + \frac{\gamma H^2}{\sin 2\beta} \tan \varphi_D \right]}{\cos(\varphi_D + \beta)}$

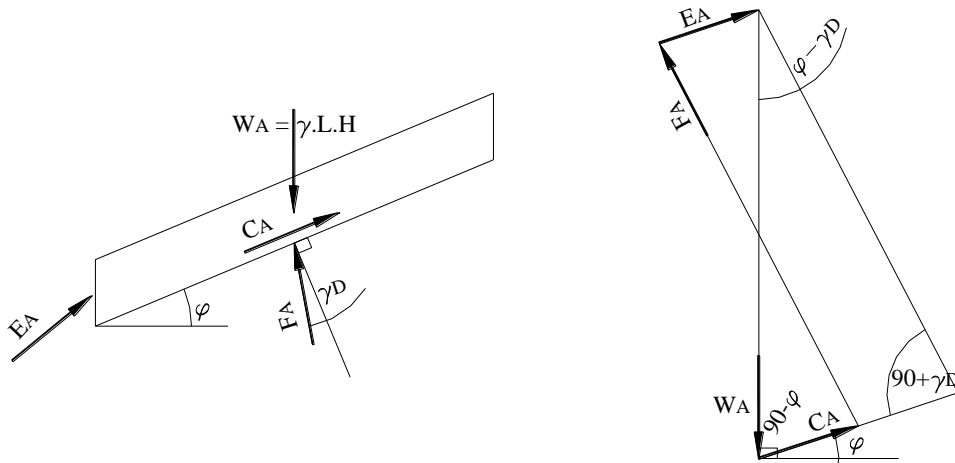
$$E_p = \frac{\cos \varphi_D}{(\cos \varphi_D \cdot \cos \beta - \sin \varphi_D \cdot \sin \beta)} \left[ \frac{C \cdot H}{F_s \cdot \sin \beta} + \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \sin \beta \cdot \cos \beta} \cdot \frac{\tan \varphi}{F_s} \right] = \frac{1}{\cos \beta - \tan \varphi_D \cdot \sin \beta} \left[ \frac{2 \cdot C \cdot H \cdot \cos \beta + \gamma \cdot H^2 \cdot \tan \varphi}{2 \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot F_s} \right]$$

$$= \frac{F_s}{(F_s \cos \beta - \tan \varphi_D \cdot \sin \beta)} \left[ \frac{2 \cdot C \cdot H \cdot \cos \beta + \gamma \cdot H^2 \cdot \tan \varphi}{2 \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot F_s} \right]$$

Coin actif

$$C_A = \frac{CaL}{F_s}, \quad \frac{E_A + C_A}{\sin(\beta - \delta_D)} = \frac{W_A}{\sin(90^\circ + \delta_D)} = \frac{W_A}{\cos \delta_D}$$

$$D'o\grave{u}: E_A = \frac{W_A \sin(\beta - \varphi_D)}{\cos \varphi_D} - C_A = \frac{W_A [\sin \beta \cos \delta_D - \cos \beta \sin \delta_D]}{\cos \delta_D} - C_A = \gamma \cdot L \cdot H \cdot (\sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \delta_D) - \frac{C_a \cdot L}{F_s}$$



**Figure A.2: Forces mises en jeu dans le coin actif**  
**(a): Schématisation des forces - (b): Polygone funiculaire**

En posant  $E_A = E_p$ ,

$$\gamma \cdot L \cdot H \cdot (\sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \delta_D) - \frac{C_a \cdot L}{F_s} = \frac{2 \cdot C \cdot H \cdot \cos \beta + \gamma \cdot H^2 \cdot \tan \varphi}{(F_s \cdot \cos \beta - \tan \varphi \cdot \sin \beta) \cdot \sin 2\beta}$$

$$\Rightarrow \gamma \cdot L \cdot H \cdot \left( \sin \beta - \frac{\cos \beta \cdot \tan \delta}{F_s} \right) - \frac{C_a \cdot L}{F_s} = \frac{2 \cdot C \cdot H \cdot \cos \beta + \gamma \cdot H^2 \cdot \tan \varphi}{(F_s \cdot \cos \beta - \tan \varphi \cdot \sin \beta) \cdot \sin 2\beta}$$

ou, en développant: 
$$\frac{\gamma \cdot L \cdot H \cdot (F_s \cdot \sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \delta) - C_a \cdot L}{F_s} = \frac{2 \cdot C \cdot H \cdot \cos \beta + \gamma \cdot H^2 \cdot \tan \varphi}{F_s \cdot \cos \beta \sin 2\beta - \tan \varphi \cdot \sin \beta \cdot \sin 2\beta}$$

La multiplication des extrêmes et des moyens résulte en:

$$F_s^2(\gamma \cdot L \cdot H \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot \sin 2\beta) - F_s(\gamma \cdot L \cdot H \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \delta \cdot \sin 2\beta) - F_s(C_a \cdot L \cdot \cos \beta \cdot \sin 2\beta) - F_s(\gamma \cdot L \cdot H \cdot \sin^2 \beta \cdot \tan \varphi \cdot \sin 2\beta) + (\gamma \cdot L \cdot H \cdot \cos \beta \cdot \tan \delta + C_a \cdot L)(\tan \varphi \sin \beta \cdot \sin 2\beta) = F_s(2C \cdot H \cdot \cos \beta + \gamma \cdot H^2)$$

D'où, enfin :

$$F_s^2(0.5 \gamma \cdot L \cdot H \cdot \sin^2 2\beta) - F_s(\gamma \cdot L \cdot H \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \delta \cdot \sin 2\beta + C_a \cdot L \cdot \cos \beta \cdot \sin 2\beta + \gamma \cdot L \cdot H \cdot \sin^2 \beta \cdot \tan \varphi \cdot \sin 2\beta + 2 \cdot C \cdot H \cdot \cos \beta + \gamma \cdot H^2 \cdot \tan \varphi) + (\gamma \cdot L \cdot H \cdot \cos \beta \cdot \tan \delta + C_a \cdot L)(\tan \varphi \cdot \sin \beta \cdot \sin 2\beta) = 0$$

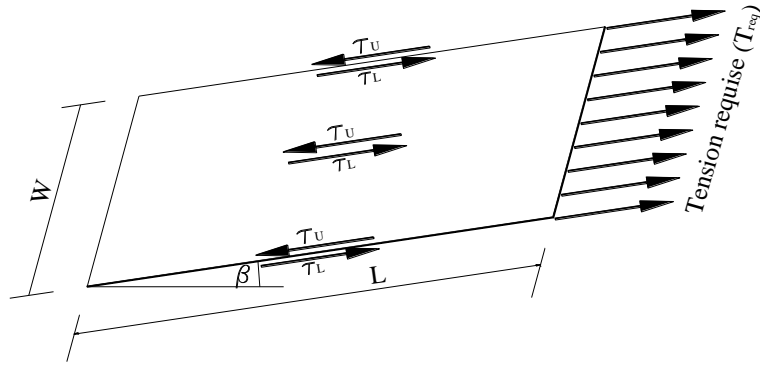
**Stabilité d'un D.E.G. en pente renforcé par géogridde ou géotextile: (Equations correspondant à la figure 3.5)**

$$E_p + T = E_A \Rightarrow T = E_A - E_p$$

Avec:  $E_A = \frac{\gamma \cdot L \cdot H \cdot \sin(\beta - \delta_D)}{\cos \delta_D} - C_A$  et  $E_p = \frac{\cos \varphi_D \left[ \frac{C}{F_s} \cdot \frac{H}{\sin \beta} + \frac{\gamma H^2}{\sin 2\beta} \tan \varphi_D \right]}{\cos(\varphi_D + \beta)}$

Pour  $F_s=1$ ,  $\delta_D=\delta$ , et  $\varphi_D=\varphi$ , d'où

$$T_{req} = \frac{\gamma \cdot L \cdot H \cdot \sin(\beta - \delta)}{\cos \delta} - C_A - \frac{\cos \varphi \left[ \frac{C \cdot H}{\sin \beta} + \frac{\gamma \cdot H^2}{\sin 2\beta} \tan \varphi \right]}{\cos(\varphi + \beta)}$$



**Figure A.3: Contraintes développées dans le géosynthétique dues à un déséquilibre de forces de frottement**

$$F_s = \frac{\text{Résultante des forces résistives}}{\text{Résultante des forces motrices}} = \frac{T + \tau_L \cdot W \cdot L}{\tau_U \cdot W \cdot L}$$

- a)  $\tau_U = \tau_L$ :  $F_s > 1$ , cisaillement pure
- b)  $\tau_U < \tau_L$ :  $F_s > 1$ , cisaillement pour lequel ( $\tau_L < \tau_U$ ) n'est pas équilibré
- c)  $\tau_U > \tau_L$ :  $F_s$  peut être  $>$ ,  $=$  ou  $< 1$  selon la valeur de T

Si dans le troisième cas  $F_s$  est pris égal à l'unité,  $\Rightarrow \tau_U \cdot W \cdot L = T + \tau_L \cdot W \cdot L \Rightarrow \frac{T}{W} = (\tau_U - \tau_L) L$

Or :  $\tau = C + \sigma_n \cdot \tan \varphi$ , avec  $\sigma_n = \gamma \cdot H \cdot \cos \beta$  d'où :  $\tau_U = C_{aU} + \gamma \cdot H \cdot \cos \beta \cdot \tan \delta_U$  et  $\tau_L = C_{aL} + \gamma \cdot H \cdot \cos \beta \cdot \tan \delta_L$

$$\frac{T}{W} = L \cdot [(C_{aU} - C_{aL}) + \gamma \cdot H \cdot \cos \beta \cdot (\tan \delta_U - \tan \delta_L)]$$

Aussi,  $F_s = \frac{\sigma_{disp}}{\sigma_{req}}$  avec:  $\sigma_{disp} = \frac{\sigma_{ult}}{(F_s)_T}$   $\sigma_{ult}$  étant la résistance à la traction d'une bande de matériau géosynthétique

et:  $\sigma_{req} = \frac{T}{W} \cdot \frac{1}{t}$

## **ANNEXE - B -**

### **VALEURS NUMERIQUES DES RESULTATS OBTENUS**

Tableau des résultats relatif aux figures 4.7 et 4.8.

Echantillon 1		Echantillon 2	
$\Delta t$ (s)	V (cm <sup>3</sup> )	$\Delta t$ (s)	V (cm <sup>3</sup> )
360	0,75	360	1,50
1020	4,88	960	2,25
2640	7,28	1560	2,78
7320	9,38	2460	3,45
17160	11,25	3480	3,98
20700	12,00	6780	4,95
22800	12,15	12660	17,25
58920	15,75	19560	18,75
66420	16,20	21180	18,98
90120	17,25	25860	19,13
106920	17,78	35700	19,35
148620	18,16	41340	19,80
232920	18,31	77460	19,88
-	-	84660	20,63
-	-	92160	20,70
-	-	115860	21,00
-	-	132660	21,08
-	-	174360	21,23
-	-	258660	21,46

Tableau des résultats relatifs aux figures 4.14 à 4.18.

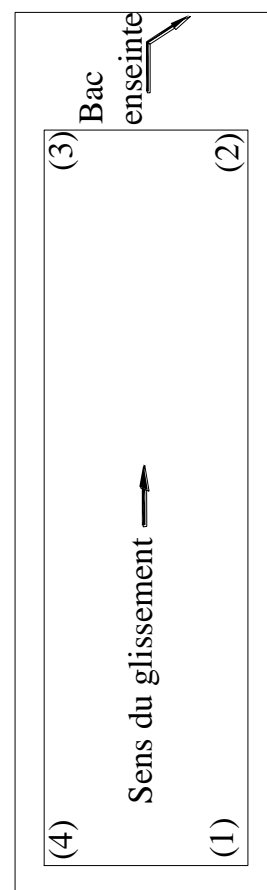
Figure 4.14*		Figure 4.15		Figure 4.16		Figure 4.17		Figure 4.18	
$\Delta t$ (min)	$\sigma$ (kPa)	$\Delta t$ (min)	$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta t$ (min)	$\Delta H$ (10 <sup>-2</sup> mm)	$\sigma$ (kPa)	$\Delta H$ (10 <sup>-2</sup> mm)	$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> )	$\sigma$ (kPa)
0	0,00	1	0,38	1	10,00	1,70	10,00	0,38	1,70
1	1,70	3	0,98	3	13,00	16,69	13,00	0,98	16,69
5	28,07	5	0,98	5	14,00	28,07	14,00	0,98	28,07
9	37,47	7	1,13	7	16,50	33,56	16,50	1,13	33,56
15	46,22	10	1,28	10	19,00	39,20	19,00	1,28	39,20
19	50,19	15	1,50	15	21,70	46,22	21,70	1,50	46,22
25	55,01	30	1,88	30	27,00	58,24	27,00	1,88	58,24
29	57,64	45	2,18	45	30,00	65,45	30,00	2,18	65,45
35	60,82	75	2,48	75	34,00	72,92	34,00	2,48	72,92
45	65,45	90	2,70	90	35,50	75,54	35,50	2,70	75,54
60	70,00	135	2,78	135	38,00	80,92	38,00	2,78	80,92
74	72,72	883	6,08	883	49,00	107,05	60,50	10,35	107,05
100	76,51	1536	7,88	1536	50,30	107,18	60,70	11,25	107,18
121	79,34	2369	10,35	2369	60,50	107,50	62,50	15,68	107,50
181	85,11	2819	11,25	2819	60,70	107,50	62,50	-	-
209	87,22	3009	12,00	3009	61,00	107,50	62,50	-	-
241	88,74	3690	12,98	3690	61,70	-	-	-	-
449	95,32	4170	13,20	4170	62,20	-	-	-	-
1106	103,81	4580	13,65	4580	62,50	-	-	-	-
1200	105,70	5180	14,03	5180	62,50	-	-	-	-
1299	106,27	6000	14,63	6000	62,50	-	-	-	-
2715	108,18	6580	14,85	6580	62,50	-	-	-	-
-	-	7222	15,23	7222	62,50	-	-	-	-
-	-	7430	15,38	7430	62,50	-	-	-	-
-	-	8050	15,68	8050	62,50	-	-	-	-

\*: Quelques valeurs car fichier très long établi par chaîne d'enregistrement automatique.

**Résultats des gonflements aux arrêtes du plan incliné  
- phase hydratation – relatifs à la figure 5.12.**

CAPTEUR N°1		CAPTEUR N°2		CAPTEUR N°3		CAPTEUR N°4	
$\Delta t$ (mn)	$\Delta H$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\Delta H$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\Delta H$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\Delta H$ (mm)
0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
6	0,13	6	0,04	14	0,02	7	0,02
9	0,21	9	0,07	16	0,03	9	0,03
12	0,27	12	0,13	19	0,06	11	0,05
14	0,31	14	0,15	23	0,11	14	0,08
17	0,36	17	0,18	26	0,15	16	0,10
20	0,41	20	0,20	28	0,18	19	0,14
23	0,45	23	0,24	31	0,22	23	0,17
26	0,49	26	0,27	35	0,27	26	0,20
29	0,52	29	0,30	39	0,33	28	0,21
32	0,55	32	0,34	43	0,38	31	0,24
35	0,58	35	0,37	47	0,43	35	0,27
38	0,61	38	0,39	50	0,47	39	0,30
41	0,64	41	0,42	53	0,51	43	0,33
44	0,67	44	0,45	56	0,55	47	0,36
47	0,69	47	0,47	60	0,59	50	0,37
50	0,72	50	0,49	65	0,65	53	0,39
53	0,74	53	0,52	70	0,69	56	0,41
56	0,77	56	0,55	75	0,74	60	0,43
60	0,79	60	0,58	80	0,79	65	0,46
65	0,82	65	0,62	85	0,83	70	0,49
70	0,85	70	0,65	90	0,87	75	0,53
75	0,89	75	0,69	112	1,01	80	0,56
80	0,93	80	0,72	235	1,55	85	0,61
85	0,97	85	0,75	307	1,84	90	0,63
90	1,00	90	0,78	834	2,66	112	0,74
112	1,13	112	0,89	1256	3,04	235	1,11
235	1,60	235	1,31	1656	3,26	307	1,24
306	1,82	306	1,47	2202	3,50	834	1,90
835	2,92	836	2,12	2968	3,70	1256	2,20
1256	3,39	1220	2,31	3286	3,89	1656	2,40
1655	3,73	1655	2,54	3901	4,12	2202	2,65
2202	4,11	2202	2,74	4194	4,27	2968	2,92
2973	4,44	2973	2,92	4368	4,33	3286	3,03
3285	4,56	3285	3,01	4670	4,43	3901	3,26
3901	4,79	3901	3,18	5319	4,64	4194	3,63
4194	4,84	4194	3,24	5858	4,80	4368	3,67
4368	4,88	4368	3,28	6833	5,07	4670	3,80
4668	4,93	4668	3,36	8400	5,45	5319	4,02
5319	5,02	5319	3,50	9738	5,69	5858	4,15
5858	5,08	5858	3,61	10193	5,77	6833	4,34
6833	5,13	6833	3,80	11248	6,06	8400	4,62
8400	5,21	8400	4,09	12546	6,12	9738	4,80
9738	5,23	9738	4,25	13979	6,27	10193	4,86
10193	5,26	10193	4,33	-	-	11248	4,96
11248	5,29	11248	4,44	-	-	12546	5,01
12546	5,31	12546	4,55	-	-	13979	5,06
13979	5,31	13979	4,61	-	-	-	-

Disposition schématique des quatre comparateurs.



## Résultats de cisaillement relatifs aux figures 6.3, 6.4 et 6.5.

Déf. (mm)	$\sigma = 5 \text{ kPa}$			$\sigma = 10 \text{ kPa}$			$\sigma = 15 \text{ kPa}$		
	Force (N)	$\tau$ (kPa)	$\Delta H$ (mm)	Force (N)	$\tau$ (kPa)	$\Delta H$ (mm)	Force (N)	$\tau$ (kPa)	$\Delta H$ (mm)
0,5	28,99	0,03	0,02	14,49	0,01	0	31,88	0,03	0
1	55,07	0,06	0,05	57,97	0,06	-0,03	69,57	0,07	0
2	69,57	0,07	0,07	107,25	0,11	-0,05	115,94	0,12	0
3	92,75	0,10	0,09	144,93	0,15	-0,05	153,62	0,16	0
4	136,23	0,14	0,12	173,91	0,18	-0,05	185,51	0,19	0
5	171,01	0,18	0,16	205,80	0,22	-0,045	217,39	0,23	0
6	200,00	0,21	0,24	231,88	0,25	-0,02	252,17	0,27	0
7	226,09	0,24	0,37	260,87	0,28	0,05	284,06	0,31	0
8	252,17	0,27	0,53	289,86	0,32	0,13	315,94	0,34	0
9	275,36	0,30	0,7	318,84	0,35	0,24	350,72	0,39	0,03
10	298,55	0,33	0,95	339,13	0,38	0,32	382,61	0,43	0,1
11	295,65	0,33	1,28	365,22	0,41	0,52	414,49	0,47	0,17
12	295,65	0,34	1,6	385,51	0,44	0,67	440,29	0,50	0,25
13	208,70	0,24	2,14	391,30	0,45	0,87	469,06	0,54	0,36
14	173,91	0,20	2,42	405,80	0,47	1,08	492,09	0,57	0,5
15	162,32	0,19	2,78	408,70	0,48	1,36	506,47	0,60	0,66
16	133,33	0,16	2,98	330,43	0,39	1,75	523,74	0,62	0,85
17	124,64	0,15	3,12	275,36	0,33	2,05	517,99	0,62	1,1
18	-	-	-	269,57	0,33	2,35	517,99	0,63	1,34
19	-	-	-	260,87	0,32	2,68	474,82	0,59	1,6
20	-	-	-	214,49	0,27	2,98	440,29	0,55	1,94
21	-	-	-	-	-	-	350,72	0,44	2,24
22	-	-	-	-	-	-	336,23	0,43	2,52
23	-	-	-	-	-	-	260,87	0,34	2,73
24	-	-	-	-	-	-	240,58	0,32	3

## Résultats de cisaillement relatifs aux figures 6.7, 6.8 et 6.9.

Déf. (mm)	$\sigma = 5 \text{ kPa}$			$\sigma = 10 \text{ kPa}$			$\sigma = 30 \text{ kPa}$		
	Force (N)	$\tau$ (kpa)	$\Delta H$ (mm)	Force (N)	$\tau$ (kpa)	$\Delta H$ (mm)	Force (N)	$\tau$ (kpa)	$\Delta H$ (mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	39,44	4,33	-0,03	42,25	4,63	-0,13	71,83	7,88	0,00
2	50,70	5,62	-0,01	61,97	6,87	-0,17	97,18	10,77	0,00
3	57,75	6,47	0,03	74,65	8,36	-0,17	119,72	13,42	0,00
4	62,82	7,12	0,10	85,07	9,64	-0,17	130,99	14,84	-2,00
5	66,20	7,58	0,18	92,96	10,65	-0,15	139,44	15,97	-3,00
6	68,17	7,90	0,27	98,59	11,42	-0,11	149,30	17,29	-3,50
7	70,42	8,25	0,37	101,97	11,95	-0,08	159,15	18,65	-3,50
8	71,83	8,51	0,48	105,07	12,45	-0,03	166,20	19,69	-3,50
9	72,96	8,75	0,59	108,45	13,00	0,02	174,65	20,94	-3,00
10	73,80	8,95	0,70	113,52	13,77	0,05	183,10	22,21	-3,00
11	74,08	9,09	0,83	115,49	14,17	0,10	188,73	23,16	-2,00
12	75,21	9,34	0,95	118,31	14,70	0,15	193,80	24,07	-1,00
13	76,06	9,56	1,08	119,15	14,98	0,23	197,18	24,79	0,00
14	76,06	9,68	1,20	121,13	15,42	0,27	202,82	25,81	0,00
15	76,06	9,80	1,32	121,69	15,68	0,33	205,63	26,50	1,00
16	76,06	9,93	1,46	123,94	16,17	0,40	208,45	27,20	2,00
17	75,77	10,02	1,59	122,54	16,20	0,47	208,45	27,55	4,00
18	75,49	10,11	1,71	120,85	16,18	0,57	208,45	27,91	5,00
19	74,37	10,09	1,86	120,56	16,35	0,66	209,86	28,47	6,00
20	73,52	10,11	2,04	118,31	16,26	0,77	211,27	29,04	7,50
21	72,96	10,16	2,22	117,18	16,33	0,88	207,04	28,84	9,00
22	71,83	10,14	2,41	116,06	16,39	0,99	207,04	29,24	10,00
23	70,42	10,08	2,60	114,08	16,34	1,11	208,45	29,85	11,00
24	70,14	10,18	2,80	111,83	16,24	1,21	208,45	30,27	11,70
25	68,45	10,08	3,00	109,86	16,18	1,32	204,23	30,08	12,50
26	67,89	10,14	3,20	109,30	16,33	1,43	201,41	30,09	13,00
27	67,61	10,25	3,40	106,76	16,19	1,54	198,59	30,11	13,50
28	67,32	10,36	3,60	106,48	16,38	1,64	194,37	29,91	14,00
28,8	66,76	10,40	3,77	104,23	16,23	1,72	194,37	30,27	14,00



Valeurs de déformation relatives aux figures 5.3 et 5.4 enregistrées dans le temps.

$\theta = 18,41^\circ$		$\theta = 20,01^\circ$		$\theta = 21,62^\circ$		$\theta = 23,25^\circ$		$\theta = 24,90^\circ$		$\theta = 26,57^\circ$	
$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0,03	2	0,14	4	0,21	16	0,03	10	0,91	369	3,81
4	0,03	3	0,18	17	0,4	21	0,05	25	1,27	574	4,93
-	-	7	0,22	29	0,69	38	0,44	36	1,48	1322	6,84
-	-	11	0,25	35	0,7	47	0,44	46	1,58	1769	8,15
-	-	16	0,27	-	-	-	-	65	1,76	2760	9,57
-	-	24	0,45	-	-	-	-	111	2,07	3314	9,8
-	-	35	0,72	-	-	-	-	148	2,5	4389	12,22
-	-	47	0,74	-	-	-	-	160	2,58	6189	13,78
-	-	60	0,75	-	-	-	-	684	4,3	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	819	4,33	-	-

Valeurs de déformations relatives aux figures 5.6 et 5.7 enregistrées dans le temps.

$\theta = 23,25^\circ$		$\theta = 24,25^\circ$		$\theta = 26,55^\circ$	
$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)
0	0,00	0	0,00	0	0,00
675	10,45	1	0,80	0,5	6,45
1100	11,95	5	1,34	1	8,60
1545	13,19	90	3,14	2	9,45
2160	14,23	350	4,98	5	10,37
2770	15,42	642	5,71	90	13,67
5015	18,37	1320	6,90	300	15,80
-	-	-	-	650	21,00
-	-	-	-	1320	24,23
-	-	-	-	1680	25,29

Valeurs relatives aux figures 5.14 et 5.15 enregistrées dans le temps.

$\theta = 18^\circ$			$\theta = 19^\circ$			$\theta = 21^\circ$			$\theta = 23^\circ$			$\theta = 25^\circ$			$\theta = 27^\circ$			$\theta = 29^\circ$		
$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	F (N)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	F (N)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	F (N)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	F (N)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	F (N)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	F (N)	$\Delta t$ (mn)	$\varepsilon$ (mm)	F (N)
0	0	10,1	0	0	262,6	0	0	383,8	225		79	1	18,94	80,0	0	28,37	113	0	38,45	121
3	0,7	111,1	1	0,09	272,7	1	0,09	410,3	352	18,93	80	2	18,95	87,0	1,5	29,17	114	2	39,06	121
11	1,41	161,6	4	0,32	292,9	2	0,32	430,8	-	-	-	4	19,76	88,5	6	29,97	115	4	40,26	121
16	1,63	181,8	7	0,45	298,0	5	0,45	461,5	-	-	-	10	20,47	90,5	1945	37,25	121	5	40,93	121
18	1,69	191,9	10	0,59	303,0	10	0,59	492,3	-	-	-	16	20,77	92,0	2767	37,86	121	6	42,06	121
23	2,89	191,9	14	0,71	313,1	15	0,71	492,3	-	-	-	21	20,94	92,5	4507	38,33	121	7	44,76	121
26	3,02	202,0	18	0,83	318,2	-	-	-	-	-	-	25	21,07	93,0	5648	38,45	121	8	88,69	121
29	3,19	222,2	24	0,96	323,2	-	-	-	-	-	-	30	21,19	93,3	-	-	-	-	-	-
32	3,32	232,3	29	1,07	328,3	-	-	-	-	-	-	33	21,25	95,0	-	-	-	-	-	-
37	3,5	237,4	32	1,12	333,3	-	-	-	-	-	-	41	21,79	100,0	-	-	-	-	-	-
41	3,61	242,4	1004	4,24	389,7	-	-	-	-	-	-	45	21,99	101,5	-	-	-	-	-	-
49	3,77	252,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	56	22,52	105,0	-	-	-	-	-	-
53	3,85	252,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	66	22,82	105,5	-	-	-	-	-	-
63	4,18	262,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1027	28,37	106,0	-	-	-	-	-	-

**Résultats des calculs relatifs à la figure 9.1.**

L (m)	Série 1: $\delta_L = \delta_U = 16^\circ$				Série 1: $\delta_L = \delta_U = 18^\circ$				Série 1: $\delta_L = \delta_U = 20^\circ$				Série 1: $\delta_L = \delta_U = 22^\circ$				
	$\beta = 13^\circ$	$\beta = 14^\circ$	$\beta = 15^\circ$	$\beta = 16^\circ$	$\beta = 15^\circ$	$\beta = 16^\circ$	$\beta = 17^\circ$	$\beta = 18^\circ$	$\beta = 18^\circ$	$\beta = 19^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 21^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 21^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 23^\circ$	$\beta = 24^\circ$
<b>0,50</b>	-	-	-	-	1,98	1,96	1,93	1,91	1,49	1,47	1,45	1,42	1,29	1,27	1,25	1,22	1,20
<b>0,75</b>	1,54	1,53	1,51	1,50	1,32	1,30	1,29	1,27	0,99	0,98	0,96	0,95	0,86	0,85	0,83	0,81	0,80
<b>1,00</b>	1,16	1,15	1,13	1,12	0,99	0,98	0,97	0,95	0,75	0,73	0,72	0,71	0,64	0,63	0,62	0,61	0,60
<b>1,25</b>	0,93	0,92	0,91	0,90	0,79	0,78	0,77	0,76	0,60	0,59	0,58	0,57	0,52	0,51	0,50	0,49	0,48
<b>1,50</b>	0,77	0,76	0,76	0,75	0,66	0,65	0,64	0,64	0,50	0,49	0,48	0,47	-	-	-	-	-

**Résultats des calculs relatifs aux figures 9.2 et 9.3.**

$\delta_L$ (°)	Série 1: $\delta_U = 25^\circ$ L=0.50 m					Série 2: $\delta_U = 25^\circ$ L=0.75 m					Série 3: $\delta_L = 25^\circ$ L=0.50 m					Série 4: $\delta_L = 25^\circ$ L=0.75 m				
	$\beta = 18^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 24^\circ$	$\beta = 26^\circ$	$\beta = 18^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 24^\circ$	$\beta = 26^\circ$	$\beta = 18^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 24^\circ$	$\beta = 26^\circ$	$\beta = 28^\circ$	$\beta = 18^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 24^\circ$
<b>20</b>	1,47	1,43	1,39	1,34	1,30	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	1,42	1,37	1,32	1,27	1,22	1,17	0,94	0,91	0,88	0,85
<b>22</b>	1,38	1,34	1,30	1,25	1,21	0,92	0,90	0,87	0,84	0,81	1,35	1,31	1,26	1,21	1,16	1,11	0,90	0,87	0,84	0,81
<b>24</b>	1,30	1,26	1,22	1,17	1,13	0,87	0,84	0,81	0,78	0,75	1,29	1,25	1,2	1,16	1,11	1,06	0,86	0,83	0,80	0,77
<b>26</b>	1,22	1,18	1,14	1,09	1,05	0,82	0,79	0,76	0,73	0,70	1,23	1,19	1,15	1,11	1,06	1,01	0,82	0,80	0,77	0,74
<b>28</b>	1,15	1,11	1,06	1,02	0,97	0,77	0,74	0,71	0,68	0,65	1,18	1,14	1,1	1,06	1,01	0,97	0,79	0,76	0,73	0,70
<b>30</b>	1,08	1,04	0,99	0,95	0,90	0,72	0,69	0,66	0,63	0,60	1,13	1,09	1,05	1,01	0,97	0,93	0,75	0,73	0,70	0,67

**Résultats des calculs relatifs à la figure 9.4.**

L (m)	Série 1: $d_v = 35$ cm					Série 2: $d_v = 45$ cm					Série 3: $d_v = 55$ cm		
	$\beta=18^\circ$	$\beta=20^\circ$	$\beta=22^\circ$	$\beta=24^\circ$	$\beta=26^\circ$	$\beta=18^\circ$	$\beta=20^\circ$	$\beta=22^\circ$	$\beta=24^\circ$	$\beta=26^\circ$	$\beta=18^\circ$	$\beta=20^\circ$	$\beta=22^\circ$
<b>0,75</b>	1,36	1,33	1,29	1,26	1,22	1,07	1,05	1,02	0,99	0,96	0,86	0,84	0,82
<b>1,00</b>	1,18	1,15	1,12	1,09	1,06	0,96	0,93	0,91	0,88	0,86	0,78	0,76	0,74
<b>1,25</b>	1,04	1,01	0,99	0,96	0,93	0,86	0,84	0,82	0,80	0,77	0,72	0,70	0,68
<b>1,50</b>	0,93	0,91	0,88	0,86	0,83	0,79	0,77	0,75	0,73	0,7	0,66	0,65	0,63
<b>1,75</b>	0,84	0,82	0,8	0,78	0,75	0,72	0,70	0,68	0,67	0,65	0,62	0,60	0,59

**Résultats des calculs relatifs à la figure 9.5.**

$\delta_L$ (°)	Série 1: $\delta_U = 12^\circ$ ( $L_v$ en m)			Série 1: $\delta_U = 14^\circ$ ( $L_v$ en m)			Série 1: $\delta_U = 16^\circ$ ( $L_v$ en m)			Série 1: $\delta_U = 18^\circ$ ( $L_v$ en m)			Série 1: $\delta_U = 20^\circ$ ( $L_v$ en m)		
	$L_v=0,50$	$L_v=0,75$	$L_v=1,00$	$L_v=0,50$	$L_v=0,75$	$L_v=1,00$	$L_v=0,50$	$L_v=0,75$	$L_v=1,00$	$L_v=0,50$	$L_v=0,75$	$L_v=1,00$	$L_v=0,50$	$L_v=0,75$	$L_v=1,00$
10	1,97	1,95	1,89	-	-	-	1,66	1,64	1,58	-	-	-	1,42	1,4	1,36
12	1,78	1,76	1,7	1,64	1,62	1,57	1,52	1,5	1,45	1,41	1,39	1,34	1,31	1,3	1,25
14	1,61	1,59	1,54	1,5	1,48	1,43	1,39	1,38	1,33	1,3	1,28	1,24	1,22	1,2	1,16
16	1,47	1,46	1,41	1,37	1,35	1,31	1,28	1,27	1,22	1,2	1,19	1,15	1,13	1,12	1,08
18	1,35	1,33	1,28	1,26	1,25	1,2	1,18	1,17	1,13	1,11	1,1	1,06	1,05	1,04	1,00
20	1,23	1,22	1,18	1,16	1,15	1,11	1,09	1,08	1,04	1,03	1,02	0,99	0,98	0,97	0,93
22	-	-	-	1,07	1,06	1,02	-	-	-	0,96	0,95	0,92	-	-	-

**Résultats des calculs relatifs à la figure 9.6.**

$\varphi$ (°)	Série 1: $d_{AT} = 20\text{cm}$ ( $\gamma$ en $\text{kN/m}^3$ )					Série 2: $d_{AT} = 25\text{cm}$ ( $\gamma$ en $\text{kN/m}^3$ )					Série 3: $d_{AT} = 30\text{cm}$ ( $\gamma$ en $\text{kN/m}^3$ )				
	$\gamma=15$	$\gamma=16$	$\gamma=17$	$\gamma=18$	$\gamma=19$	$\gamma=15$	$\gamma=16$	$\gamma=17$	$\gamma=18$	$\gamma=19$	$\gamma=15$	$\gamma=16$	$\gamma=17$	$\gamma=18$	$\gamma=19$
24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,12	1,05	0,99	0,94	0,89
25	1,41	1,32	1,25	1,18	1,11	1,24	1,16	1,09	1,03	0,98	1,06	0,99	0,93	0,88	0,84
26	1,38	1,29	1,22	1,15	1,09	1,21	1,13	1,06	1,00	0,95	0,99	0,93	0,88	0,83	0,79
28	1,32	1,23	1,16	1,10	1,04	1,14	1,07	1,01	0,95	0,90	0,94	0,88	0,83	0,78	0,74
30	1,25	1,18	1,11	1,04	0,99	1,08	1,01	0,95	0,90	0,85	0,88	0,82	0,77	0,73	0,69
32	1,19	1,12	1,05	0,99	0,94	1,02	0,95	0,90	0,85	0,80	0,82	0,77	0,73	0,69	0,65
34	1,13	1,06	1,00	0,94	0,89	0,96	0,90	0,85	0,80	0,76	1,12	1,05	0,99	0,94	0,89
35	1,10	1,03	0,97	0,92	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Résultats des calculs relatifs à la figure 9.7 et 9.8.**

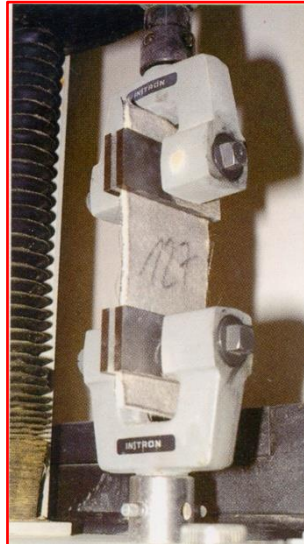
	L (m)	$\beta=16^\circ$ (d en cm)				$\beta=18^\circ$ (d en cm)				$\beta=20^\circ$ (d en cm)				$\beta=22^\circ$ (d en cm)				$\beta=24^\circ$ (d en cm)			
		d=40	d=50	d=60	d=70	d=40	d=50	d=60	d=70	d=40	d=50	d=60	d=70	d=40	d=50	d=60	d=70	d=40	d=50	d=60	d=70
Talus non renforcé	15	1,390	1,423	1,459	1,497	1,220	1,248	1,277	1,307	1,086	1,110	1,135	1,160	0,978	0,999	1,020	1,043	0,889	0,908	0,927	0,947
	20	1,357	1,381	1,406	1,432	1,194	1,214	1,234	1,255	1,064	1,081	1,098	1,116	0,958	0,973	0,988	1,004	0,870	0,884	0,898	0,912
	25	1,339	1,357	1,376	1,396	1,178	1,194	1,209	1,226	1,050	1,064	1,077	1,091	0,946	0,958	0,970	0,982	0,859	0,870	0,881	0,892
	30	1,327	1,342	1,357	1,373	1,168	1,181	1,194	1,207	1,042	1,053	1,064	1,075	0,938	0,948	0,958	0,968	0,852	0,861	0,870	0,879
Talus renforcé	15	2,301	2,110	2,023	1,984	1,874	1,746	1,688	1,663	1,578	1,488	1,447	1,431	1,361	1,296	1,266	1,255	1,196	1,146	1,125	1,118
	20	1,909	1,807	1,758	1,736	1,603	1,531	1,497	1,483	1,379	1,327	1,303	1,293	1,208	1,169	1,151	1,145	1,074	1,044	1,031	1,027
	25	1,733	1,665	1,632	1,616	1,476	1,427	1,403	1,392	1,282	1,246	1,229	1,222	1,132	1,104	1,092	1,087	1,011	0,990	0,981	0,978
	30	1,633	1,582	1,557	1,545	1,401	1,364	1,346	1,338	1,225	1,197	1,184	1,178	1,086	1,065	1,055	1,051	0,973	0,957	0,950	0,948

## **ANNEXE - C -**

### **PHOTOS D'ILLUSTRATION**



Mesure de l'épaisseur sous  $\sigma_v$ .



Mesure de la résistance à la traction.



Mesure de la perméabilité



Traitement des zones de recouvrement.



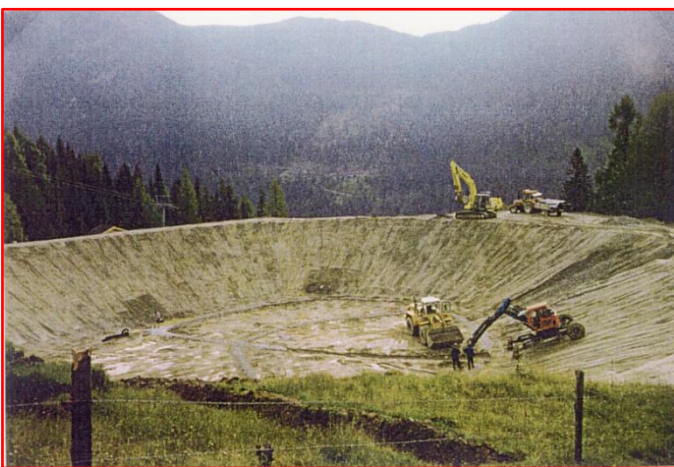
Ancrage des lés en crête.



**Mise en œuvre de la couche de protection.**



**Mise en œuvre de la couche de protection en pente sur GSB surmonté d'un GTX de drainage.  
Les canalisations sont entreposées au raz du talus pour véhiculer les eaux collectées.**



**Réalisation de retenues d'eaux de neige et pluviales en régions montagneuses  
(les altitudes sont supérieures aux sources souterraines d'eau)**

**L'utilisation des GSB...**



**du petit bassin agricole...**



**... à l'aménagement de grande envergure; véritable lac artificiel.**