



Comportement des systèmes sols/géosynthétiques en couverture de centres de stockage de déchets

Jean-Pierre Gourc, Olivier Ple, Pascal Villard, Jamei Mehrez

► **To cite this version:**

Jean-Pierre Gourc, Olivier Ple, Pascal Villard, Jamei Mehrez. Comportement des systèmes sols/géosynthétiques en couverture de centres de stockage de déchets. African Regional Conference ISSMGE, Dec 2003, Marrakech, Maroc. <hal-01099855>

HAL Id: hal-01099855

<https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01099855>

Submitted on 8 Jan 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Comportement des systèmes sols/géosynthétiques en couverture de centres de stockage de déchets

Gourc Jean-Pierre, Plé Olivier, Villard Pascal.

Lirigm : Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique, Université Joseph Fourier, BP 53, 38041, Grenoble Cedex 9, www-lirigm.ujf-grenoble.fr, gourc@ujf-grenoble.fr.

Jamei Mehrez.

Ecole Nationale d'Ingénieurs, Tunis, Tunisie

RESUME: Différentes recherches entreprises par le *Lirigm* de l'université de Grenoble sur le thème des centres de stockage de surface pour déchets solides de classe II (déchets ménagers et déchets industriels banals) et impliquant l'utilisation de nappes géosynthétiques ou fibres de renforcement sont présentées dans cet article. Il s'agit, d'un programme cohérent d'études, relatives à des expériences sur ouvrages en vraie grandeur et des essais de laboratoire, dans une optique géotechnique. L'accent est mis plus spécialement sur le tassement des déchets et la stabilité des barrières de confinement.

1 PROBLEMATIQUE DES RECHERCHES GEOMECHANQUES RELATIVES AU STOCKAGE DES DECHETS

Le stockage de surface des déchets solides non radioactifs (déchets ménagers et déchets industriels banals en centres de stockage de classe 2, déchets industriels spéciaux en centres de stockage de classe 1) suit une réglementation stricte, même s'il vient d'être décidé de surseoir à la loi française de juillet 1992 – loi qui limitait le stockage aux *déchets ultimes* à partir du 1^{er} juillet 2002. Les caractéristiques physico-chimiques des déchets stockables ainsi que les caractéristiques des barrières de confinement séparant le déchet du milieu extérieur sont fixées réglementairement. En revanche, le comportement durable des centres de stockage modernes nécessite des recherches pluridisciplinaires, notamment dans le domaine géotechnique. Dans l'exposé ci-dessous, un aperçu des recherches entreprises au *Lirigm* (uniquement celles à caractères expérimentales) avec le soutien de l'*Ademe*, de deux grands industriels gestionnaires de ces centres (à savoir *Suez-Sita* et *Onyx-Creed*) ainsi qu'un bureau d'étude (*EEG-Simecsol*) est présenté. Il est important de noter que les résultats de ces recherches pourront, dans un deuxième temps, être appliqués aux anciennes décharges non contrôlées et autres « points noirs » – on en compte aujourd'hui plus de 8000 en France – qui constituent à long terme un véritable péril pour l'environnement. Une collaboration avec les pays du Maghreb est aussi étudiée, pour y appliquer le savoir

faire acquis, et aussi pour y initier des recherches sur ce thème (ENIT, Tunisie).

Un centre de stockage de déchets (CSD) est généralement constitué d'un tumulus de déchets ceinturé par une barrière de confinement. Le déchet est un matériau macro-hétérogène, souvent très compressible et évolutif dans le cas de matériaux biodégradables. L'identification physique de ces matériaux, préalable à toute étude géomécanique dans le cas des sols, se révèle particulièrement délicate (Thomas, 2000) : éléments particuliers de masse volumique et teneur en eau « constitutive » variables suivant leurs composants, porosité efficace du milieu difficilement accessible, etc. Le comportement hydro-mécanique du déchet se révèle donc d'approche beaucoup plus difficile que pour les sols. La perméabilité en non-saturé conditionne la circulation mixte des lixiviats et des biogaz, donnée importante dans une problématique de bio-réacteur (avec recirculation des lixiviats). La compressibilité du déchet conditionne les tassements globaux et induit des déformations de la barrière de confinement nuisibles à son fonctionnement durable.

De plus, la structure composite (sols - géosynthétiques) des barrières de confinement induit des problèmes mécaniques spécifiques, en particulier aux interfaces entre déchets, nappes de fond et nappes de couverture de casier.

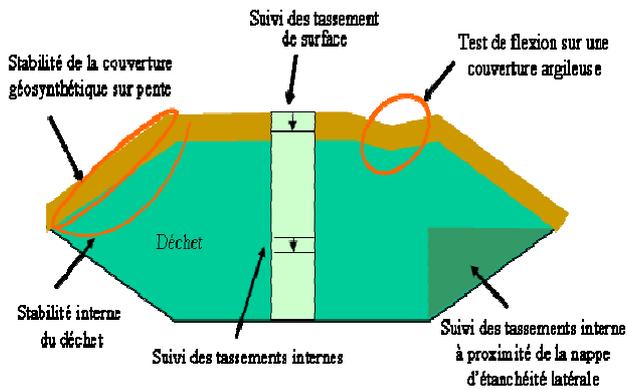


Figure 1. Problématique de la recherche sur les CSD.

Sur la Figure 1, nous avons répertorié un certain nombre de problèmes géotechniques étudiés au *Lirigm* et faisant l'objet de recherches suivant la triple approche, i.e. mesures sur site réel de décharge, tests de caractérisation en laboratoire et modélisation du comportement global avec calibration à partir des mesures sur site.

On distingue principalement deux types de problèmes :

- le tassement du massif de déchets ;
- la déformation des barrières de confinement.

2 TASSEMENTS DES DECHETS

Neuf sites en France sont actuellement instrumentés et suivis par le *Lirigm*. Cette démarche expérimentale très lourde est apparue nécessaire dans la mesure où les résultats de la littérature restent généralement inexploitable, les caractéristiques physiques des déchets et l'historique d'exploitation n'étant que très exceptionnellement archivés par les exploitants (Olivier et Gourc, 2003).

L'instrumentation de décharges est évidemment moins aisée que celle de sites géotechniques standards, les principales difficultés résultant de l'agressivité du milieu vis à vis des capteurs de mesure (d'autant plus que des mesures sur le long terme sont recherchées), de la taille des sites (et par voie de conséquence de la longueur des câblages), de l'amplitude des déformations (des tassements de plusieurs mètres ne sont pas rares). Avec la collaboration des *Laboratoires des Ponts et Chaussées*, de *Simecsol* et d'*Antea*, différentes méthodes ont pu être expérimentées.

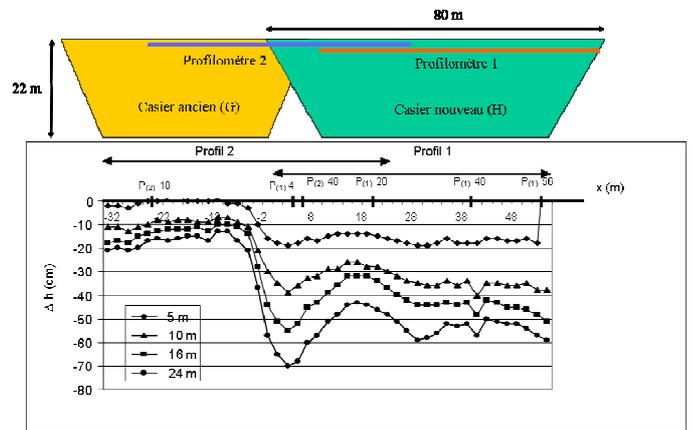


Figure 2. Courbes de tassement de surface tirées de mesures inclinométriques – CSD de Montech.

La Figure 2 correspond à une mesure des tassements à 5, 10, 16 et 24 mois, à l'aide de 2 profilomètres (inclinomètres horizontaux) installés sous la couverture du CSD de Montech. Cette méthode est intéressante puisqu'elle permet des mesures quasiment en continu (en l'occurrence une mesure tous les 2 m). Dans le cas présent, le résultat est exemplaire car il permet de mettre en évidence le contraste entre un taux de *tassement secondaire* d'un casier composé d'anciens déchets (en partie gauche) et celui d'un casier de déchets récents, et aussi l'importance des tassements différentiels d'un point à l'autre d'un casier.

3 CONDITIONS DE SOLLICITATION DES BARRIERES MIXTES MINERALES-GEOSYNTHETIQUES

3.1 Conditions de sollicitations critiques

Comme vu ci-dessus, les massifs de déchet sont fortement déformables. L'hétérogénéité des déchets et la fluctuation de leur hauteur dans l'espace (d'un point à un autre) rendent inévitable les tassements différentiels en partie sommitale. Faiblement pentée vers l'extérieur de manière à permettre l'écoulement latéral des eaux de pluie, la surface de la couverture se retrouve pourtant très fréquemment avec une zone centrale en devers, ce qui facilite les accumulations d'eau et son infiltration en cas de défaut d'étanchéité de la barrière de couverture. L'aptitude de la barrière sommitale à supporter les tassements différentiels par déformation en flexion mérite donc une étude spécifique.

Par ailleurs, la forme en tumulus des massifs de déchets implique la construction de barrières de confinement latérales en pente. Ces pentes sont d'autant plus fortes qu'elles permettent d'accroître le volume de déchets stockable. Des barrières purement miné-

rales (sol fin pour l'étanchéité, sol granulaire pour le drainage) sont alors difficiles à mettre en place avec une stabilité suffisante. Des barrières mixtes sol - géosynthétique sont alors très fréquemment mises en oeuvre, avec cependant un risque de glissement entre les différentes interfaces. La stabilité au glissement de la barrière de couverture sur pente nécessite donc également une étude spécifique.

3.2 Aptitude au tassement différentiel des barrières argileuses

Le tassement différentiel de la masse de déchets induit un effort de poutre en flexion dans la couverture en argile, d'où un risque de fissuration dans les zones où la traction s'avère prépondérante. Or, le comportement des sols argileux sous traction simple reste étrangement très mal connu. Nous abordons ce problème en restant fidèle à l'approche triple du *Lirigm*: expériences en vraie grandeur, tests de laboratoire et modélisation numérique.

Une expérience en vraie grandeur de mise en flexion d'une poutre en argile a été effectuée sur le site du *Cered* en créant artificiellement une cavité sous la couche d'argile (Aupicon et al., 2002). L'expérience en fait était double puisque dans l'un des cas, la couche d'argile était renforcée à sa base par un géotextile de renforcement.

Parallèlement, des tests de laboratoire ont été entamés dans le but d'améliorer la connaissance du comportement des sols fins en traction simple (Madjoudj, 2001). Les essais de traction simple effectués à l'*ENTPE* se sont révélés très difficiles et une recherche a été lancée sur un test de substitution permettant de caractériser l'aptitude à l'extension sans fissuration : flexion, fendage, poinçonnement CBR. Cette recherche en cours visera à optimiser le sol fin à utiliser en barrière de couverture (nature de l'argile, couple poids volumique - teneur en eau et énergie de compactage).

Déduite des tests précédents, la loi de comportement du sol fin a été utilisée pour une modélisation par éléments distincts de la couche d'argile en flexion (Aupicon et al, 2002).

4 EXPERIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR DE FLEXION D'UNE BARRIÈRE D'ARGILE

4.1 Description des deux ouvrages

Les expérimentations ont été réalisées sur le site du *CERED* à Vernon dans l'Eure, sur un matériau argileux comportant une part importante d'éléments

grossiers (matériau classiquement utilisé en France pour les CSD). La première couche d'argile non renforcée, testée en flexion sur une longueur L de 2 mètres, a une épaisseur H de 1 mètre, tandis que la seconde, renforcée à sa base par un géosynthétique (Bidim Rock Pec 2000), a une épaisseur H réduite à 0.6 m (figure 4). Les ouvrages sont plans et ont une largeur d de 2 m.

L'argile a été mise en oeuvre par sous-couches successives de 0.3 m à 0.4 m d'épaisseur, et compactée à une teneur en eau w de 28 %. Le poids volumique sec du matériau γ_d est de 14.5 kN/m^3 et les caractéristiques d'optimum Proctor sont : $w_{\text{opt}} = 22.6 \%$ et $\gamma_{\text{opt}} = 15.6 \text{ kN/m}^3$. A la base de chaque couche, une cavité de (2 m x 2 m) remplie de billes d'argile expansée permet lors de leur vidange de simuler un effondrement des déchets et de solliciter la couche d'argile en flexion (figure 3).

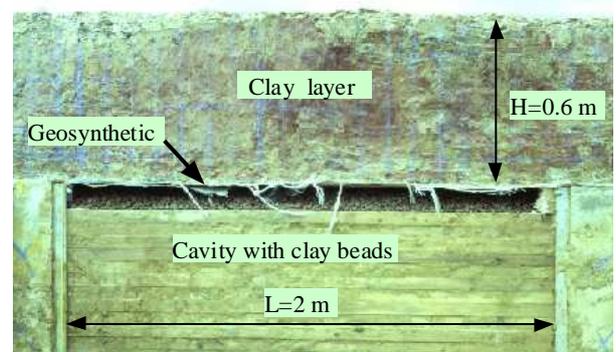


Figure 3. Vue de face de l'ouvrage renforcé.

4.2 Instrumentation

L'instrumentation mise en oeuvre a pour objectif de suivre les déplacements, les déformations et la fissuration de la couche d'argile.

Un quadrillage de la face avant de l'ouvrage (0.1 m x 0.1 m) permet, à partir de clichés photographiques pris à intervalles réguliers durant l'expérimentation, de réaliser par analyse stéréophotogrammétrique une cartographie des déformations de la couche d'argile et de la fissuration.

Des mesures de déplacement vertical ont été effectuées sur la face avant des deux ouvrages à différentes étapes de l'expérimentation (court et long terme). Afin de déterminer les déflexions verticales au sein de la couche d'argile, des inclinomètres horizontaux ont été implantés à deux niveaux dans l'épaisseur des couches d'argiles à leur base et à l'interface des 2 premières sous-couches de compactage, soit à 0.4 m de la base inférieure pour l'ouvrage non renforcé et à 0.3 m pour l'ouvrage renforcé (figure 4).

Les inclinomètres sont des tubes creux carrés (40 mm x 40 mm) en aluminium dont certaines sections (trois en partie centrale) sont partiellement sciées pour faciliter leur flexion lors de la déformation de l'argile. Mais ce système s'est avéré perturbant pour l'expérience. Les sections situées au droit de la cavité n'ont pas été sciées. Il en résulte que les efforts

pouvant être repris par flexion des inclinomètres à ce niveau sont non négligeables. Lors de leur implantation, les inclinomètres sont posés sur un lit de sable fin, afin de les protéger pendant le compactage. Ces bandes de sable de faible épaisseur ont affecté sur une bonne partie de l'ouvrage l'adhérence entre les sous-couches d'argile.

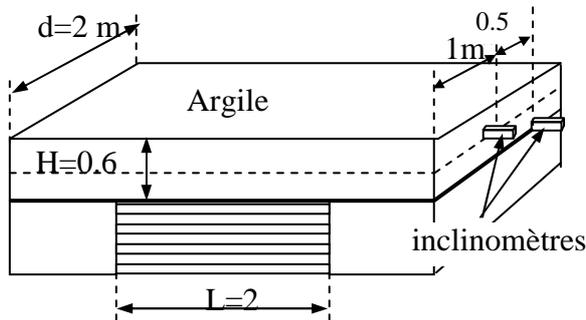


Figure 4. Position des inclinomètres.

4.3 Déroulement des essais

Après visualisation du comportement en flexion de la couche d'argile sous poids propre (vidange des billes d'argile), les ouvrages ont été progressivement chargés jusqu'à rupture partielle ou totale de la couche d'argile.



Figure 5. Test de flexion sur une couverture minérale argileuse renforcée (Cered).

4.4 Résultats de l'expérience sur barrière d'argile renforcée

L'observation de l'aspect initial de l'ouvrage avant vidange révèle à mi-hauteur de la face avant de la couche d'argile, une fissure horizontale due vraisemblablement à la présence du sable déposé lors de la mise en œuvre des inclinomètres (cf. paragraphe 4.2).

En fin de vidange, la désolidarisation est très nette entre les sous-couches d'argile inférieure et supérieure laissant apparaître des fissures inclinées au droit des bords de la cavité (figure 5 et 6). La sous couche inférieure se comporte de façon indépendante comme une couche de 0.3 m soumise à de la flexion sous son propre poids. Le géotextile suit les déformations de la sous-couche inférieure et reste peu sollicité : le déplacement vertical maximal de la sous-couche d'argile inférieure étant encore faible ($f = 10$ mm). La sous-couche supérieure se déforme très peu sous poids propre.



Figure 6. Fissuration de la couche d'argile au-dessus du géotextile.

L'ouvrage a été progressivement sollicité en surface par une charge répartie q constituée de parpaings et de blocs de béton (figure 5). La sous-couche supérieure de l'ouvrage s'est progressivement déformée pour revenir en contact avec la sous-couche inférieure venant de ce fait refermer la fissure horizontale et solliciter le géosynthétique par effet membrane. Des déplacements verticaux importants ($f = 0.14$ m) ont été obtenus à la base de la couche d'argile en fin de chargement (figure 7).

Afin d'étudier le comportement à long terme de l'ouvrage, celui-ci a été sollicité sous charge constante ($q=3.5$ kN/m²) pendant plusieurs mois. On a pu observer, une augmentation des déplacements verticaux de l'argile et du géosynthétique, suite à une diffusion progressive des efforts dans la couche d'argile.

Une analyse des photographies prises pendant l'essai a permis de tracer la courbe (figure 7) du déplacement f à la base de la sous-couche d'argile inférieure en fonction de la charge verticale totale appliquée Q (poids propre de la couche d'argile considérée + surcharge q).

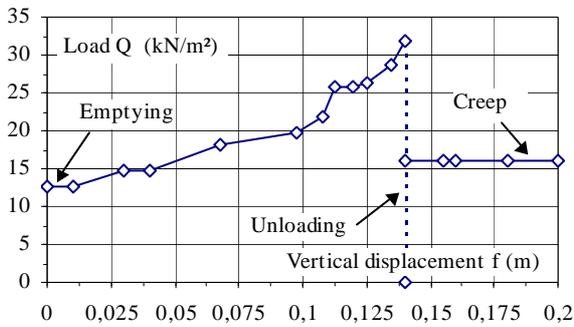


Figure 7. Courbe déplacement / chargement de la sous-couche inférieure de la barrière d'argile renforcée.

4.5 Résultats de l'expérience sur barrière d'argile non renforcée

Les observations initiales faites sur la face avant de l'ouvrage non renforcé ont fait apparaître un réseau de fissures similaire à celui observé sur l'ouvrage renforcé. La fissure horizontale due au décollement intercouches à cause de la présence de la couche de sable scinde l'ouvrage en deux sous-couches d'environ 0.4 et 0.75 m d'épaisseur.

Pendant la vidange des billes d'argile expansée on a pu assister à l'effondrement progressif par blocs de la sous-couche inférieure de 0.4 m (figure 8). La sous-couche supérieure n'a pas bougé. Après découpe du tube inclinométrique inférieur et vidange complète de la cavité, la sous-couche inférieure est totalement détruite. Le comportement de la barrière dans la suite de l'expérimentation sera supposé correspondre à celui d'une couche d'argile d'environ 0.75 m d'épaisseur.



Figure 8. Effondrement de la sous-couche inférieure de l'ouvrage non renforcé lors de la vidange.

La sous couche d'argile supérieure a été chargée, déchargée rapidement puis sollicitée à nouveau. On a observé durant ces phases de chargement / déchargement l'apparition progressive d'un réseau de fissures qui a entraîné, à forte charge, l'effondrement partiel de la couche d'argile restante sous la forme d'une voûte. Cette voûte permet le report des charges sur le remblai de part et d'autre de la cavité. Bien que l'inclinomètre supérieur ait été scié en partie centrale au cours du chargement, ses extrémités encastrées dans la couche d'argile saine, participent

encore au maintien de la voûte. A ce stade, compte tenu des déformations importantes obtenues, la couche d'argile a été considérée comme détruite. La courbe du déplacement (f) à la base de la sous-couche d'argile supérieure en fonction de la contrainte verticale totale appliquée Q (poids propre de la couche d'argile considérée + surcharge q) est présentée sur la figure 9. On constate pendant la phase de déchargement que le comportement de la couche d'argile n'est pas réversible. Les pentes de la courbe effort / déplacement avant et après décharge sont parallèles. Le décalage observé correspond à une flèche additionnelle d'environ 20 mm.

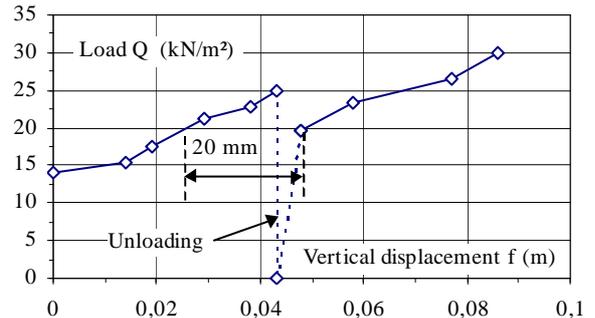


Figure 9. Courbe déplacement / chargement de la sous couche supérieure de la barrière d'argile non renforcée.

5 COMPORTEMENT EN TRACTION D'UNE ARGILE RENFORCEE PAR FIBRES

Nous présentons ici une étude du comportement en traction d'une argile renforcée ou non par fibres (Jamei et al. 2002). Une application directe de cette étude sera la couverture en argile renforcée pour le centre de stockage de déchets situé à 70 km à l'est de Tunis, à Nabeul. On considère que l'argile renforcée est équivalente à un milieu continu (superposition de deux milieux continus, l'argile non renforcée et l'assemblage aléatoire des fibres). A partir d'essais récemment effectués, on a pu prouver la faisabilité et la viabilité économique de cette technique, en utilisant les sols locaux et des fibres végétales. En Tunisie, les « fibres Alfa » ont déjà été utilisées pour augmenter la résistance au cisaillement d'un sol. Mais ces fibres n'étant pas facilement disponibles, nous avons sélectionné des « fibres de Sisal » dont les caractéristiques sont bien connues. Signalons que des fibres métalliques, caoutchouc, verre, polypropylène en monofilaments ou microgrilles (Gourc et Morel, 1994), (Jones and Mckinley 2001) sont aussi utilisables.

Nous présentons ci-dessous des essais de caractérisation mécanique, fendage (Brésilien), traction, flexion et compression. Ces tests ont été effectués sur l'argile de Nabeul à l'ENI de Tunis.

5.1 Préparation des échantillons

Le sol prélevé directement sur site naturel est séché et broyé. Ensuite le sol sec est tamisé à 2 mm, et mé-

langé dans les proportions voulues, avec les fibres, à une teneur en eau de 33% à 0.1% près, ce qui correspond à l'optimum Proctor. Pour garantir une imbibition homogène, les échantillons sont conservés au moins 48 heures à l'abri de la dessiccation. Les tests sont effectués sur l'argile renforcée et non renforcée par les fibres de sisal. Les proportions massiques de fibres choisies sont 0.1%, 0.3% et 0.5%. Les caractéristiques principales du sol et des fibres sont présentées dans le tableau 1.

Les échantillons (diamètre 10,16 cm, hauteur 20,32 cm) sont obtenus par compactage statique du mélange sol-fibres à l'énergie Proctor standard. Le poids volumique sec maximum 13.7 kN/m^3 est presque atteint (à 0.2 kN/m^3 près). Les échantillons sont gardés au minimum 48 heures avant essai.

Tableau 1 Caractéristiques du sol et des fibres.

Characteristics	
% < 0.080 mm	98
Liquid limit LL (%)	98
Plasticity index Ip	49
W_{opt} (%)	33.0
$\gamma_{d opt}$ (kN/m^3)	13.7
Tensile strength (MPa) * (fibres)	580
Ensil Modulus E_t (for 6 % of strain) (GPa) * (fibres)	18

* Khosrow G. et al. (1999).

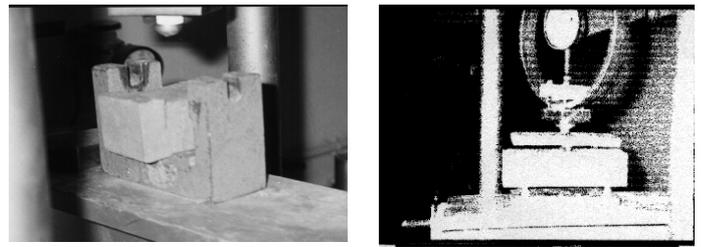
Les tests de compression, les tests de flexion et les tests de fendage (Brésiliens) suivent respectivement les normes NF P18 - 406, P18 - 407 et P18 - 408 ; la presse de compression respecte une vitesse de déplacement de 0.032 mm/s jusqu'à rupture de l'échantillon. L'effort axial est mesuré à l'aide d'un anneau dynamométrique de 5 KN.

Pour les essais de flexion, les échantillons prismatiques ($4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$) sont obtenus à partir de blocs cylindriques (diam 10,16 cm, hauteur 20.32 cm) compactés à la même énergie de compactage statique que précédemment (figure 10). Les dispositifs utilisés pour les essais de flexion et de compression sont montrés sur la figure 11 a et b.



Figure 10. Préparation des échantillons.

Figure 11. Dispositif utilisé pour la flexion (a), dispositif utilisé



pour la compression (b).

5.2 Procédure expérimentale

L'effet de renforcement du réseau de fibres (longueur 3 cm) est évalué à partir des résistances en traction et compression obtenues par différents tests, essai de fendage, essai de flexion, essai de compression.

Test de fendage (brésilien) :

La figure 12 montre que la présence de fibres augmente la ductilité mais peu la résistance en traction (tableau 4.b). Nous avons noté que les échantillons non renforcés se séparaient souvent en deux parties à la rupture, alors que ce n'est pas le cas pour ceux renforcés.

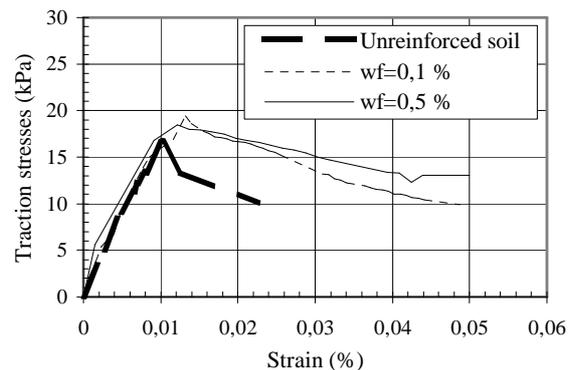


Figure 12. Courbe contrainte-déformation pour l'essai de fendage (brésilien).

Test de flexion :

Les résistances à la traction obtenue à partir des essais de flexion sont rappelées dans le tableau 4 b. Après rupture en flexion les deux parties cubiques restantes sont soumises à des essais de compression. La figure 13 montre les diagrammes de compression obtenus pour les échantillons renforcés ou non renforcés.

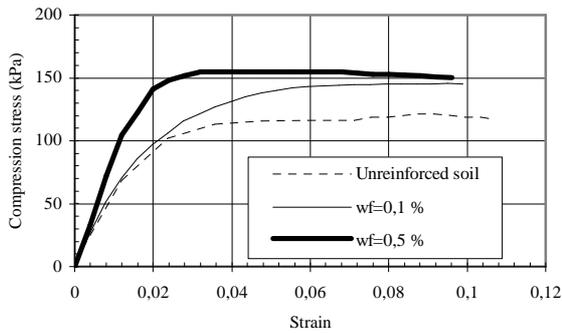


Figure 13 Diagramme contrainte déformation pour essais de compression sur échantillons cubiques.

La comparaison des résultats de compression obtenus suivant la forme et la taille des échantillons, cubiques (figure 13) et cylindriques (figure 14) montre que « R_c », résistance en compression, est supérieure pour les échantillons cubiques, de même que la rigidité (tableau 4.a). Pour le béton, le coefficient conventionnel ($R_{c\text{cylinder}}/R_{c\text{cubic}}$) est égal à 0,83 pour la classe 20 / 30 MPa. Il peut être plus élevé pour le béton de haute résistance, en liaison avec l'élanement (2 pour les cylindres, 1 pour les cubes) plutôt qu'en relation avec la forme (Dreux & Festa 1999).

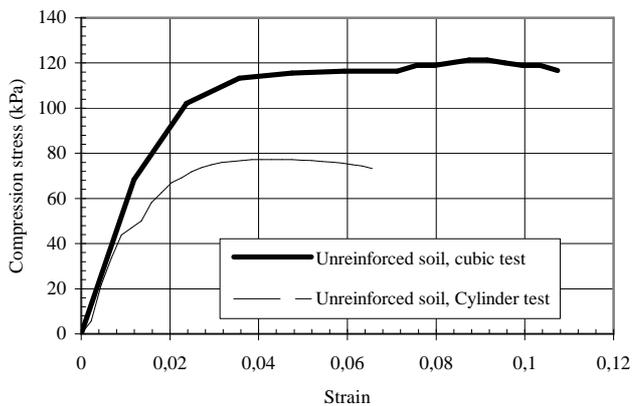


Figure 14. Diagramme contrainte déformation pour essais de compression sur échantillons cylindriques.

Test de compression :

Les courbes d'essai typiques obtenues pour des échantillons cylindriques de 10,16 x 20,32 cm sont présentées sur la figure 15.

Les fibres de Sisal augmentent la résistance à la compression. On notera aussi que l'inclusion de fibres réduit le degré de fissuration à l'état de rupture. La Figure 16 montre l'existence d'une fissuration pour un échantillon non renforcé (a) ainsi que pour un échantillon renforcé à 0,1% (b) alors que la fissuration est inexistante pour une densité de fibres de 0,3% et 0,5% (c et d).

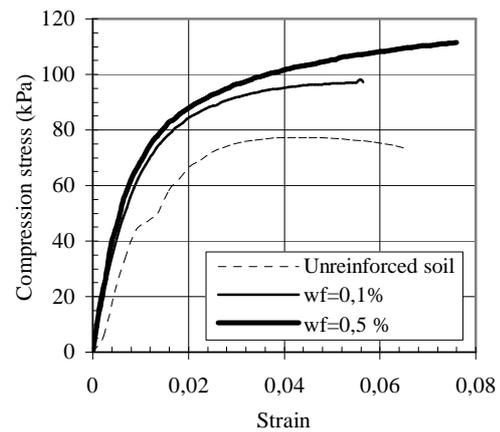


Figure 15 Diagramme contrainte déformation pour essais de compression sur échantillons standards.

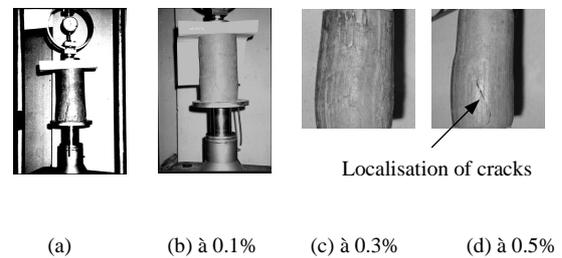


Figure 16. Etat comparatif de fissuration à la rupture.

On notera que les tests à 0,3% de densité de fibres conduits en parallèle (figure 17), témoignent d'une certaine dispersion, que l'on attribuera à l'hétérogénéité, spécialement celle en teneur en eau et en poids volumique sec. Ceci resterait à confirmer.

5.3 Valeurs des paramètres caractéristiques

Les modules de déformation en traction " E_t " et en compression " E_c " sont déterminés pour chaque type d'essais et chaque densité de renforcement (tableau 2 et 3).

Pour les essais de fendage, E_t est déterminé à partir de l'équation (1), E_c est déterminé à partir de l'équation (2). La résistance à la traction est déterminée à partir de l'équation (3).

$$E_{\text{traction}} \approx P/\Delta Hh(v + 0.27324) \quad (1)$$

$$E_{\text{compression}} \approx (0.6366P)(v + 3)/\Delta Vh \quad (2)$$

$$R_t = 2P/\pi dh \quad (3)$$

Avec P = charge axiale; ΔV = déplacement vertical; h = longueur de l'échantillon; ΔH = déplacement horizontal; d = diamètre de l'échantillon; et v = coefficient de Poisson (pris égal à 0,35).

Pour les essais de flexion, E_t est déterminé à partir de l'équation (4) et la résistance en traction à partir de l'équation (5).

$$E_t = (1/f_{max})(P_f l^3 / 16a^4) \quad (4)$$

Avec $l = 106.3$ mm, P_f = Effort axial à la rupture (daN); f_{max} = deflection maximale (mm), a = côté de la poutre 40mm.

$$R_t = 100(0.25 F) \quad (5)$$

Où F = Effort axial (daN); R_t (kPa) (NF. P18-406)

Pour les essais de compression, les modules sont mesurés à partir de la pente de la partie linéaire de la courbe contrainte – déformation pour une déformation de 0.2 %.

Le tableau 2 donne les modules de déformation obtenus à l'essai de fendage et à l'essai de compression standard pour différentes densités de renforcement.

Tableau 2. Modules de compression pour essais de fendage et de compression.

Fibre content	Brazilian	Compression	
		cylinder	cubic
%	E_c (MPa)	E_c (MPa)	E_c (MPa)
0.0	2.5	3	10
0.1	6.5	10	19
0.5	8.5	13	16

On notera que les tests de compression sur échantillons cubiques donnent des modules de compression nettement supérieurs à ceux obtenus à partir des échantillons cylindriques. Les modules déduits des essais de fendages sous-estiment visiblement les modules de compression.

Pour les essais de fendage, on notera à partir des résultats du tableau 3 que les modules de traction et compression (E_t et E_c) prennent des valeurs nettement différentes. Cet essai donne une valeur de module de traction supérieure à celle de l'essai de flexion (tableau 3). Mais nous pensons que cette différence peut être attribuée à l'interprétation des essais à partir de formules établies pour des matériaux au comportement plus rigide.

Tableau 3. Module de traction et compression, à partir des essais de flexion et fendage.

Fibre content	Deflection test	Brazilian Test		
		E_t (MPa)	E_c (MPa)	E_t/E_c
%	E_t (MPa)	E_t (MPa)	E_c (MPa)	E_t/E_c
0.0	1.6	0.5	2.5	0.2
0.1	1.2	2.0	6.5	0.3
0.5	1.9	2.5	8.5	0.3

Stimpson & Chen (1993) ont trouvé que le rapport des modules traction / compression était de (0,3 – 0,7) pour l'halite, le granite et le calcaire. Ils attribuent la valeur de ce rapport au comportement bi-module des roches. En général, pour les argiles de faible résistance en traction, ce comportement bi-module est aussi observé. Pour des argiles stabilisées avec du ciment Portland le module en compression est supérieur à 7,5 fois le module de traction.

Le même comportement est observé sur les argiles renforcées, avec un rapport de (0,2 0 à 0,3). La variabilité peut être aussi attribuée aux écarts de teneur en eau et poids volumique des échantillons. Cependant les résultats obtenus pour différentes densités de fibres, différentes teneurs en eau et différents poids volumiques secs peuvent être considérés comme comparables.

La figure 17 montre que l'échantillon renforcé avec 0,1% de fibres est plus dense ($w_o = 33,8\%$ et $\gamma_d = 13,8$ kN/m³) que l'échantillon renforcé à 0.3% ($w_o = 35,9\%$ et $\gamma_d = 13,3$ kN/m³), ce qui peut justifier sa plus grande résistance.

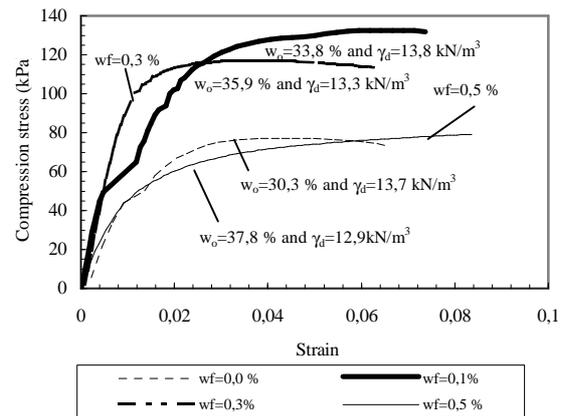


Figure 17. Tests de compression en fonction des conditions d'essais.

La variabilité de l'état initial (w_o ; γ_d) est corrélée aux modules de compression sécants sur les figures 18-a and 18-b. On relèvera que le module de compression décroît lorsque la teneur en eau augmente et croît quand le poids volumique sec augmente.

A partir des tableaux 4a et 4b, on peut comparer les résistances en compression et en traction à la rupture. On constate que l'essai de fendage donne une valeur de résistance en traction inférieure à celle obtenue à partir de l'essai de flexion.

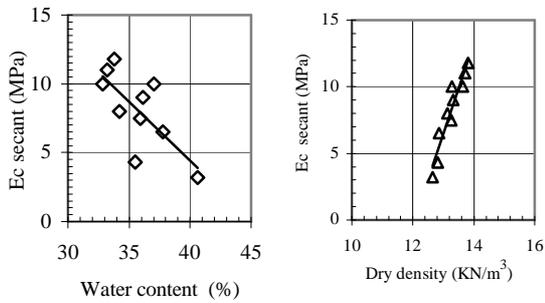


Figure 18. Contrainte de compression en fonction de la teneur en eau (a), contrainte de compression en fonction du poids volumique sec (b).

Tableau 4a. Résistance en compression à l'essai de compression standard.

Fibre content %	Compression stress	
	Cylinder Rc (KPa)	Cubic Rc (KPa)
0.0	76	120
0.1	100	140
0.5	115	150

Tableau 4b. Résistance à la traction à l'essai brésilien et à l'essai de flexion.

Fibre content %	Brazilian test	Deflexion test
	Rt (KPa)	Rt (KPa)
0.0	18	97
0.1	20	100
0.5	19	114

6 STABILITE DES BARRIERES GEOSYNTHETIQUES SUR PENTE

Il s'agit là aussi d'un problème critique, de nombreux cas d'instabilité avec glissement sol / sol, sol / géosynthétique ou encore géosynthétique / géosynthétique ont en effet pu être observés. Le site de Torcy a permis une expérience en vraie grandeur de durée significative (2 ans) portant sur la stabilité de différentes barrières composites sur un talus de déchets taluté à 3 / 1 (Villard et al., 2000) (Feki et al., 2002). La configuration classique d'une barrière de couverture sur pente comprend de bas en haut une couche de sol argileux, une géomembrane, un géo-espaceur en charge du drainage des eaux de ruissellement, un geotextile de renforcement en charge du maintien de la couche de terre végétale qui vient s'ajouter en surface. La photo de la Figure 19 illustre la mise en place des différentes nappes géosynthétiques. Il est à noter que celles-ci sont ancrées en tête de talus.

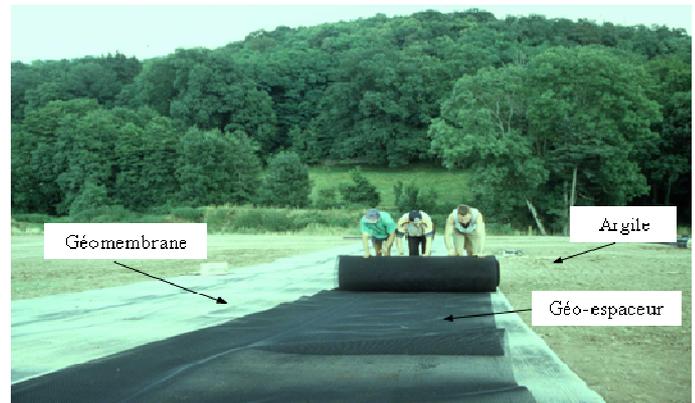


Figure 19. Mise en place des géosynthétiques de la barrière de couverture sur pente

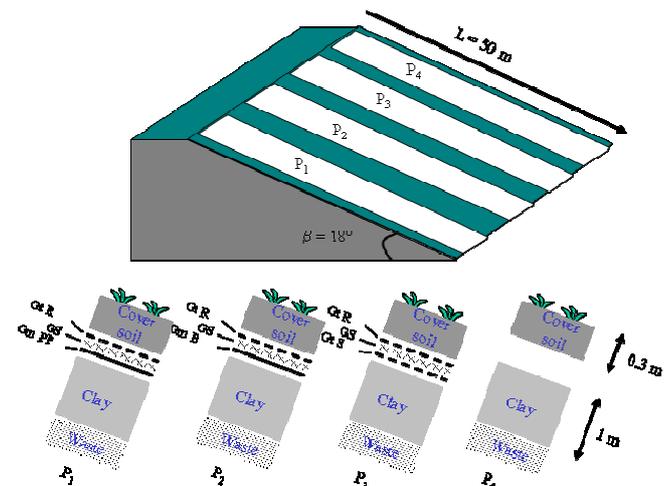


Figure 20. Différents systèmes mixtes de couverture sur pente – CSD de Torcy

Quatre barrières différentes ont été testées (Figure 20) et les glissements relatifs des différents composants enregistrés. Dans le cas présent, si des glissements relatifs importants ont été observés aux interfaces (supérieurs à 50 cm en certains points) lors de la mise en place, en revanche seul un mouvement d'ensemble monolithique, consécutif au fluage du massif de déchets, a été constaté au cours des deux années de suivi.

La modélisation numérique de ce problème se révèle délicate (Gourc et al., 1997) en raison de la difficulté que pose l'estimation des lois d'interface géosynthétique / géosynthétique. Un plan incliné est préféré à la boîte de cisaillement pour ce genre de test, du fait notamment des faibles contraintes normales (Reyes-Ramires et al., 2002).

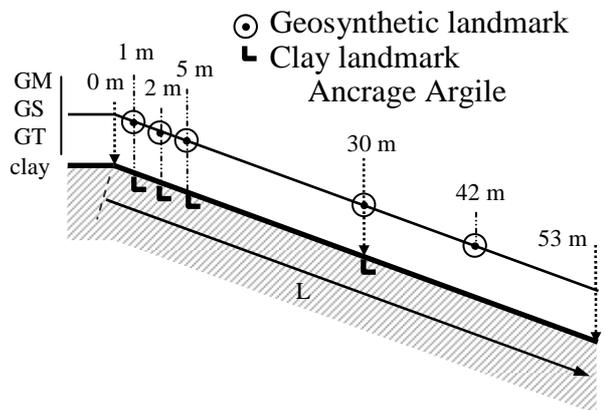


Figure 21. Position des repères sur les géosynthétiques et l'argile, pour le suivi des déplacements tangentiels.

6.1 Présentation de l'expérience et comportement à court terme (temps t_c to $t_c + 72h$) de la barrière

Cette expérience, ainsi que le comportement du géosynthétique à court terme, c'est à dire à la mise en place sur la pente, ont été présentés dans un précédent article (Villard *et al.* 2000). Le test a eu lieu sur le site de Torcy appartenant au *Suez-Sita*. Les principaux résultats sont rappelés ci-dessous.

Tableau.5. Caractéristiques mécaniques des géosynthétiques.

Name	Thickness (mm)	T_f (kN/m)	ϵ_f (%)	J (kN/m)	
GTr	Rock Pec 75	2.5	95	12	580
GTs	S41	1.6	12	80	27($\epsilon=10$)
GMb	Terranap431	4	25	60	80($\epsilon=15$)
GMpp	Hydronap	1	13.9	616	51($\epsilon=7.5$)
			6.5*	29*	
GS	5902	4.4	7.5	30	25

* yield value

Tableau 6. Angle de frottement d'interface (boite de cisaillement).

	ϕ_g (°)	ϕ_g (°)	ϕ_g (°)
P ₁	Clay/GMpp : 13.8	GMpp/GS : 7	GS/GTr: 18
P ₂	Clay/GMb : 18	GMb/GS : 31	GS/GTr: 18
P ₃	Clay/GTs : 33	GTs/GS : 15.5	GS/GTr: 18

Quatre planches d'essais ont été considérés, correspondant aux différents systèmes de couverture de la Figure 20, recouvrant un remblai de déchets de 15 mètres de haut et installés sur une pente à 3/1 avec l'horizontale. On s'intéressera ici aux planches P1 et P2, sachant que P4 est la référence sans géosynthétique. Les propriétés en traction des géosynthétiques sont rapportées sur le Tableau 5 et les propriétés d'interface sur le Tableau 6. On constate que les geomembranes polypropylène, GMpp, et bitumineuse, GMb, se différencient nettement par leur comportement en traction et aussi par leurs propriétés d'interface, la geomembrane bitumineuse étant beaucoup plus rugueuse.

Notons que pour les auteurs de l'article, optimiser la conception d'une barrière géosynthétique consiste à donner à chaque nappe de géosynthétique une fonction bien identifiée: fonction imperméabilité sans traction pour la géomembrane GM, stabilisation du sol de couverture par mobilisation en traction du Gtr. Le principe du suivi consiste à mesurer les déplacements tangentiels à l'aide de câbles attachés en différents points des composants de la barrière (Villard *et al.* 2000) et reliés à un tableau de mesure fixé en haut de talus (Figures 24 et 29). Les Figures 29 et 30 présentent des photos du site expérimental.

Les figures 22 et 23 montrent la distribution des déplacements tangentiels des différents composants de P1 et P2 le long de la pente (distance L depuis le sommet), entre le moment de la pose du sol de couverture et le temps ($t_c + 72$ heures) avec t_c , le temps de fin de pose de couverture. On constate dans les deux cas l'existence d'une interface critique suivant laquelle les glissements (différence de déplacement entre les deux géosynthétiques en contact) sont les plus forts: pour P1, entre la geomembrane GMpp et le geospaceur GS ($\phi_g = 7^\circ$, interface la moins frottante) et pour P2 entre le geospaceur GS et le géotextile de renforcement GTr ($\phi_g = 18^\circ$, interface la moins frottante).

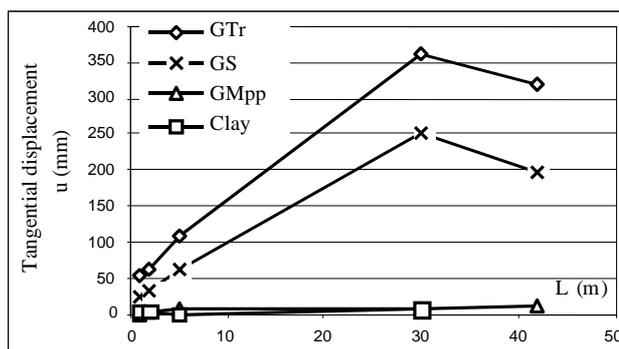


Figure 22. Planche P1, Déplacement tangential dans les différents composants de la barrière à la fin de la construction (du début de pose jusqu'au temps $t_c + 72$ h).

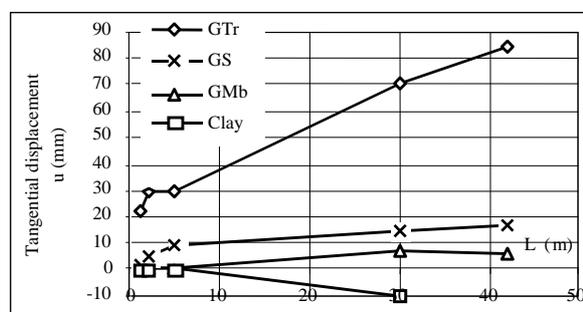


Figure 23. Planche P2, Déplacement tangential dans les différents composants de la barrière à la fin de la construction (du début de pose jusqu'au temps $t_c + 72$ h).

6.2 Comportement comparé à long terme des différentes barrières géosynthétiques

Le suivi à long terme des 4 planches se base sur le même principe que sur le court terme, avec la mesure des déplacements tangentiels à l'aide de câbles inextensibles attachés en différents points de la pente. Par contre dans le suivi à long terme, ce type de mesure est insuffisant car le remblai de déchets constitué de déchets ménagers et industriels banals est compressible : le profil de la pente se déforme, et plus grave le tableau de mesures en sommet de talus tasse en suivant les déformations de la masse de déchets. Le principe de l'appui des câbles sur le tableau est présenté sur la Figure 24. Un contre poids et une poulie permettent de garder le câble en traction et le déplacement du curseur permet d'évaluer la distance au temps (t) entre le repère et la poulie.

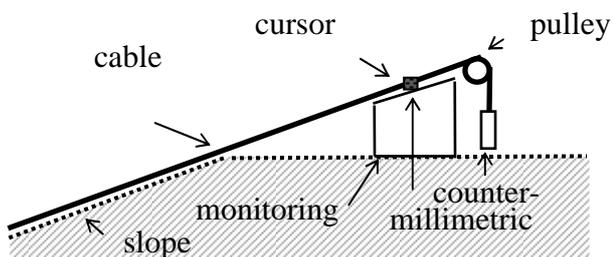


Figure 24. Principe du suivi des déplacements tangentiels à l'aide de câbles.

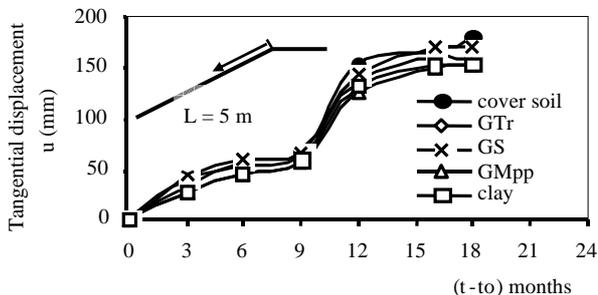


Figure 25: Planche P1, Déplacement tangentiels dans les différents composants de la barrière au delà du temps $t_0 = t_c + 72h$.

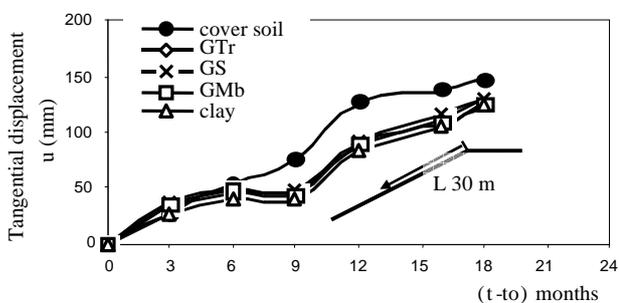


Figure 26. Planche P2, Déplacements tangentiels des différents composants de la barrière au delà du temps $t_c + 72h$.

Les résultats présentés sur les figures 25 et 26 peuvent être considérés comme originaux et très intéressants :

- on peut constater que les déplacements tangentiels à la pente observés sur presque deux années sont importants, de l'ordre de 150 mm.
- ces déplacements sont pratiquement identiques pour tous les composants de la barrière, ce qui démontre qu'il n'y a pas glissement entre les différentes couches de la barrière géosynthétique, à la différence de la première phase de post construction (Figure 22 et 23). Il s'agit donc d'un déplacement global de la barrière, la barrière suivant simplement les déformations du remblai de déchets sous-jacent. Aucune déformation de fluage des géosynthétiques n'est donc observée et la flexibilité de la barrière géosynthétique est mise en évidence.
- ces valeurs de déplacement (u) calculées peuvent être considérées comme fiables puisque, malgré qu'elles soient obtenues indirectement à partir d'une combinaison des mesures topographiques d'une part, et des mesures de déplacement tangential d'autre part, elles restent tout le temps comparables aux valeurs de déplacement tangential de surface de la couche de sol de couverture obtenues uniquement à partir des mesures topographiques.

6.3 Déformation à long terme de la pente du tumulus de déchets

Cette expérience, menée sur deux ans, a permis aussi d'observer les déformations du talus de déchet en fluage. La figure 27 représente les vecteurs "déplacement" obtenus à partir des mesures topographiques de surface (vecteurs à une échelle spécifique). La figure 28 permet de voir que les déformations pour les 4 profils P1, P2, P3, P4 sont très voisines, témoignant d'une bonne homogénéité du comportement du remblai de déchets.

La figure 31 qui rapporte les tassements verticaux en fonction du temps confirme la similitude de comportement pour les 4 profils au cours du temps.

L'analyse de ces déformations des talus de ce centre de stockage de déchets confirme que les pentes ne restent pas planes dans le temps. Dans le cas présent on observe une simple convexité ("bombement" du talus), mais il est fréquent d'observer une double convexité avec point d'inflexion.

Ceci ouvre un nouveau domaine de recherche, celui de l'étude, non plus seulement de la stabilité au glissement de la couverture, mais celui de la résistance en flexion de la barrière de confinement soumise à des tassements différentiels. Il est à prévoir qu'une barrière géosynthétique présentera dans ce cas un comportement bien meilleur qu'une barrière en argile, grâce à sa meilleure aptitude à supporter des contraintes de cisaillement par flexion.

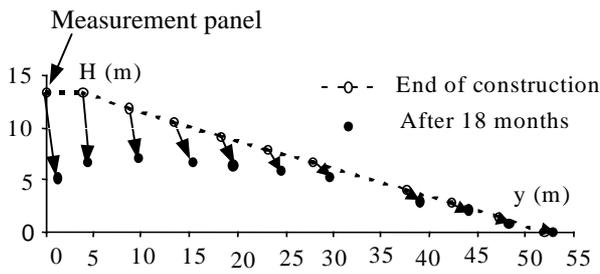


Figure 27. Profil déformé 18 mois après la fin de la construction (Planche P1).

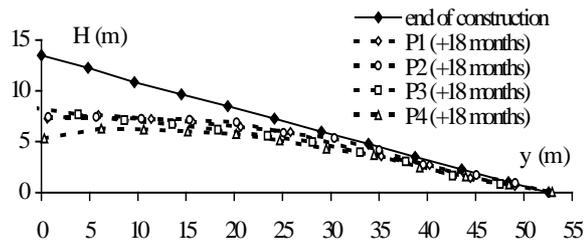


Figure 28. Comparaison des profils déformés, 18 mois après la fin de la construction.

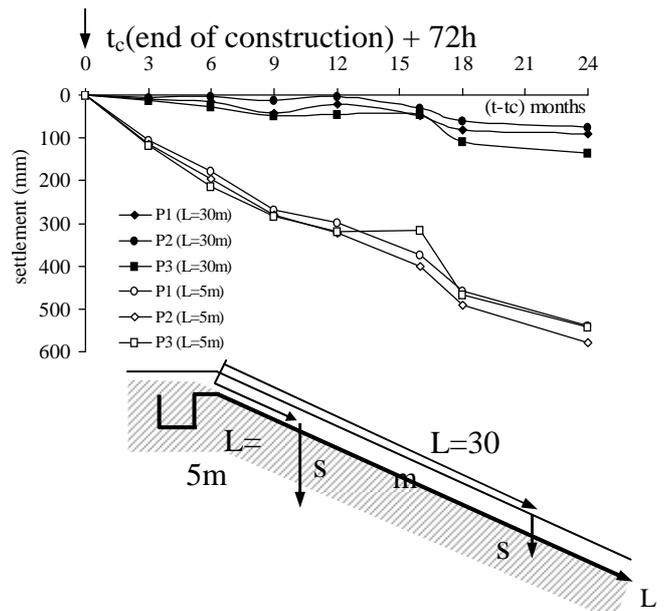


Figure 31. Planche P1, Tassements verticaux pendant les 18 mois suivant la construction.

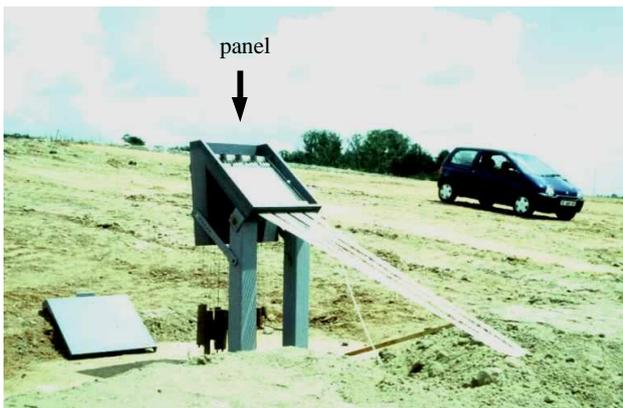


Figure 29. Tableau de mesure des déplacements par câbles en tête de talus.



Figure 30. Vue générale du site expérimental en couverture du centre de stockage de déchets.

7 CONCLUSION

Cet article a permis de montrer quelques unes des recherches entreprises au *Lirigm* et à l'*ENIT* en collaboration sur le thème général des barrières de confinement de centres de stockage de déchets, à base d'argile et de géosynthétiques. Seuls les études expérimentales sur site et en laboratoire ont été présentées ici. Des études de modélisation numérique sont menées en parallèle.

Les centres de stockage de déchets ouvrent des perspectives très intéressantes et de nouvelles voies pour des recherches basées sur des approches géotechniques.

Les centres de stockage de déchets représentent pour les géosynthétiques un vaste champ d'application, qui nécessite cependant des études bien spécifiques.

REFERENCES

- S. THOMAS, 2000. Centres de stockage de déchets, géomécanique des déchets et de leur couverture, expérimentations sur site et modélisation. Thèse de doctorat, Lirigm, Université Joseph Fourier, Grenoble, 326 p.
- M. AUPICON, P. VILLARD, J.P. GOURC and T. GISBERT, 2002. Bending experimentation of a composite clay-geosynthetic liner. Seventh International Conference on Geosynthetics, Nice, France, Vol.2 (environmental engineering), 22-27 September 2002, pp. 647-650.
- N. MADJOUD, 2001. Caractérisation du comportement en traction des sols argileux pour les barrières de centres de

stockage de déchets. Thèse de doctorat, Lirigm, Université Joseph Fourier, Grenoble, 210 p.

- M. JAMEI, H. GUIRAS, M. BOUGANMI and P. VILLARD, 2002. Experimental and numerical study of reinforced clay behavior by short vegetal fibers, Application for the calculation of the solid waste landfill. Seventh International Conference on Geosynthetics, Nice, France, Vol.4 (properties of geosynthetics), 22-27 September 2002, pp. 1249-1252.
- JONES AND MACKINLEY, 2001. The strength of a fibre-reinforced engineered soil. XVth International Conference on Soil Mechanics. Istanbul 27-31 August 2001.
- G. DREUX and J. FESTA, 1999. Le nouveau guide du béton et de ses constituants. In Eyrolles (8^{ème} ed).
- STIMPSON and R. CHEN, 1993. Measurement of rock elastic moduli in tension and in compression and its practical significance. Can.Geotech., J. 30, 338-347.
- P. VILLARD, JP. GOURC, R. REYES RAMIRES, S. THOMAS, N. FEKI, 2000. Stability of different inclined cap liner systems- Landfill field trials. EuroGeo 2, Proceedings of the 2nd European Geosynthetics Conference, Bologna, Italy, 15-18 October 2000, Vol.2, pp. 523-526.
- N. FEKI, L. BIANCON, D. POULAIN, P. VILLARD and J.P. GOURC, 2002. Numerical modelisation of the stability of liner systems under hydraulic conditions from inclined plane tests. Seventh International Conference on Geosynthetics, Nice, France, Vol.4 (properties of geosynthetics), 22-27 September 2002, pp. 1321-1324.
- JP. GOURC, G. BERROIR, R. STOCK, P. BEGASSAT, 1997. Assessment of lining systems behaviour on slope, Sardinia 97, Vol III, pp. 495-506.
- R. REYES RAMIREZ, JP. GOURC, P. BILLET, 2002. Influence of the friction test conditions on the characterization of the geosynthetics interfaces. Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France, 22-27 September 2002
- JP. GOURC et JC. MOREL, 1994. Biaxial compression tests on soil micro-reinforced by mesh-elements. 5th Int. Conference on Geotextiles, Geomembranes and related Products, Singapore, 5-6 septembre 1994, Ed. SEAC-IGC, Vol. 1, pp. 365-368.
- F. OLIVIER et JP. GOURC, 2003. Validation d'un modèle incrémental de prédiction des tassements des déchets ménagers et assimilés à partir de quatre sites instrumentés. 13^{ème} congrès Européen de Mécanique des Sols et de Géotechnique, Prague, août 2003, 6 p.