

# RÉHABILITATION DE STOCKAGE DE DÉCHETS – CONSÉQUENCES DE MODIFICATIONS DE CONCEPTION SUR LA STABILITÉ D'UN OUVRAGE

## REHABILITATION OF WASTE DEPOSITS – CONSEQUENCES OF DESIGN CHANGES -ON SLOPE STABILITY

Benoit HOFFER, Daniel DRIMMER, Céline DESPONTIN  
*Tractebel Engineering, Bruxelles, Belgique*

**RÉSUMÉ** – L'utilisation de géocomposite bentonitique en renforcement de la barrière passive est une pratique très répandue. Lorsque la pente est supérieure à 8 degrés, les tensions qui peuvent apparaître dans le dispositif d'étanchéité et de drainage peuvent être à l'origine de déformations importantes et de désordres dans les systèmes de drainage de surface ou les géosynthétiques. Ces déformations sous tension constante peuvent favoriser la fissuration sous contrainte et une réduction de la durée de vie du dispositif. Le présent article explicite les déformations observées sur le terrain pour un dispositif de couverture assez classique à partir d'un calcul des contraintes dans les différents géosynthétiques déduits des résistances au niveau des interfaces.

Mots-clés : Stabilité, couverture, géocomposite bentonitique, quantification des déformations.

**ABSTRACT** – The use of bentonite geocomposite to improve or partially replace compacted clay liner is a widespread practice. When the slope is greater than 8 degrees, tensions that appear in the sealing and drainage system can cause major deformation and disorder in surface drainage systems or liners. Deformations related to permanent tension can be responsible of stress cracking and thus of a reduction in the lifetime of the system. This article explains the observed deformations in the field on a standard cover liner with geosynthetics on basis of a stress calculation for the different geosynthetics deduced from the resistances at interfaces.

Keywords: final cover, stability, GCL, strain evaluation.

### 1. Introduction

À l'occasion de la réhabilitation d'un site pollué, certains déplacements significatifs ont été observés à l'occasion de la mise en œuvre de la couche de terre à végétaliser au-dessus de la cellule de confinement comprenant une étanchéité par géomembranes.

Afin de comprendre les mécanismes de glissement et déterminer le niveau de contrainte dans la géomembrane et les risques de déformations futures, nous avons procédé à une analyse des résistances mobilisables en frottement au niveau des différentes interfaces. Nous avons ensuite calculé les efforts repris par les géosynthétiques et enfin réparti ces efforts entre les différents produits en fonction de leurs caractéristiques propres et du principe de la compatibilité des déformations.

Nous en avons déduit les zones où les différents produits étaient sollicités en traction et, de là, les allongements des produits.

### 2. Site de stockage étudié

Le site industriel étudié comporte d'anciennes zones de dépôts et de bassins de décantation d'origines et natures diverses liées à une série d'industries chimiques anciennes et actuelles. A l'intérieur de ce site, la zone faisant l'objet de la présente réhabilitation contenait des matériaux avec une teneur en eau très élevée et des pollutions diverses qu'il convenait d'assainir (notamment un petit bassin de boues de déchets dangereux à déplacer) et le fond d'un ancien bassin de décantation des eaux usées de la zone industrielle.

#### 2.1. Proposition initiale

Le projet initial prévoyait la réalisation, sur le matériau non portant, d'une plateforme de roulage / drainage au moyen d'une couche de sable mise en place par remblai hydraulique au-dessus des

matériaux saturés et sous-consolidés présents dans le bassin. Afin de permettre la consolidation des boues en place, des pointes filtrantes étaient mises en œuvre après réalisation de la couche de roulage afin de diminuer les pressions interstitielles et favoriser la consolidation.

Le confinement des eaux polluées est assuré par la création d'une paroi périphérique d'étanchéité jusqu'aux horizons moins perméables et un rabattement par pompage pour éviter des fuites d'eau contaminée vers l'extérieur, couplé à un dispositif de rabattement des eaux souterraines sous le dôme et le traitement de celles-ci dans une station sur site

Un rehaussement des digues en périphérie du bassin était prévu pour permettre la mise en œuvre du remblai hydraulique. Le profil final comportait un dôme en pente douce (6-10%) et des talus plus raides nécessitant l'utilisation de géotextiles de renforcement pour assurer la stabilité des terres de couverture sur les parties à forte pente.

Le dispositif d'étanchéité drainage de la couverture finale (Fig.1) est composé de 3 éléments séparés : un GSB (géocomposite bentonitique), une géomembrane en PEHD (1,5 mm) et un géocomposite drainant (grille associée à un géotextile).

Il est recouvert d'un mètre de matériau de protection décomposé en 2 couches, une couche de sol de 70 cm de matériaux fins permettant d'assurer une réserve d'eau suffisante pour la végétation et une couche de terre végétalisée de 30 cm.

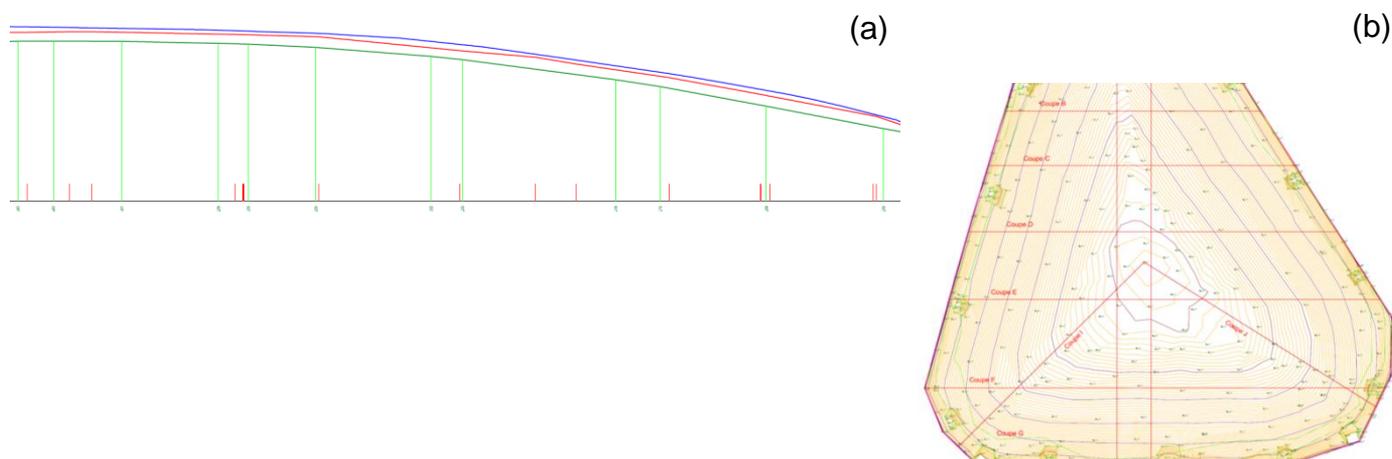


Figure 1. (a) Coupe type de la couverture finale projetée et (b) Vue en plan tel que réalisé.

## 2.2. Variante envisagée

Compte tenu d'expériences sur bassins similaires de faible portance, l'entreprise a proposé une variante permettant notamment de réduire fortement le coût des aménagements tout en maîtrisant les risques associés à la réalisation du chantier. Elle consistait à effectuer la mise en place de la couche de roulage/drainage directement par voie sèche avec géotextile de roulage et distance de garde suffisante et par là à supprimer les digues périphériques initialement prévues pour la mise en œuvre du remblai hydraulique. L'épaisseur de la couche de drainage a été réduite et partiellement substituée par des matériaux décontaminés en mettant en œuvre les mêmes volumes de matériaux, sans rehausser le dôme final mais en modifiant les profils de pente.

Cette variante permettait : la valorisation de déchets (terres décontaminées) comme matériau de remblai (avec autorisation), mais aussi un rabattement plus simple à mettre en œuvre (remplacement des pompes immergées par des pompes à aspiration) et la réalisation d'une paroi d'étanchéité CSM (« Cutter soil mixing »), par remaniement du sol en place au moyen d'une fraise avec ajout de coulis de bentonite ciment au niveau de celle-ci.

## 2.3. Solution mise en œuvre

L'utilisation de matériaux faiblement pollués (terres décontaminées) est autorisée en Belgique (Région Wallonne) pour la couverture de décharge dans le cadre de l'Arrêté valorisation du Gouvernement Wallon de 2001, et ceci, en conditions contrôlées. Dans le cas présent, ces matériaux ont partiellement remplacé une partie de la couche de roulage initialement sableuse, la couche de reprofilage avant

étanchéité et la couche de couverture finale sous la terre végétalisable, ce qui a donné l'opportunité de réduire le coût du projet en utilisant des matériaux à coût négatif dans le cadre du processus de réhabilitation tout en respectant toutes les exigences réglementaires.

La réalisation d'une paroi par remaniement du sol en place et adjonction de coulis a permis de supprimer les murets guide, réduire la zone d'emprise nécessaire à sa mise en œuvre mais aussi d'éviter de devoir gérer les matériaux excavés.

La hauteur totale du dôme est d'environ 6 mètres, la partie sommitale a des pentes dans la gamme de 2 à 15 %, seuls les 3 ou 4 mètres inférieurs présentent, après mise en œuvre, une pente plus importante avec une pente moyenne de l'ordre de 16 %. Localement, on observe en pied de talus, des pentes plus importantes pouvant atteindre localement 25 % sur une hauteur maximale de 2 mètres.

### 2.3.1. Caractéristiques des produits

Les principales caractéristiques mécaniques des produits utilisés sont regroupées dans le tableau 1 pour le géocomposite drainant, dans le tableau 2 pour la géomembrane PEHD et dans le tableau 3 pour le géocomposite bentonitique. Le géocomposite drainant est composé de 2 parties : un filtre non tissé (géotextile supérieur) et une âme drainante (grille).

Tableau 1. Caractéristiques du géocomposite de drainage

Caractéristiques	Norme	Unité	
Poids (global)	EN ISO 9864	g/m <sup>2</sup>	580
Résistance à la rupture (SP)	EN ISO 10 319	kN/m	11
Résistance à la rupture (ST)	EN ISO 10 319	kN/m	9,5
Allongement	EN ISO 10 319	%	40
Capacité drainage (20 kPa)	EN ISO 12 958	l/m.s	1

Tableau 2. Caractéristiques de la géomembrane PEHD

Caractéristiques	Norme	Unité	
Epaisseur			1,5
Résistance - traction	EN 12311-2	kN/m	≥ 42
Déformation		%	≥ 760
Résistance au seuil d'écoulement	EN ISO 527-1,3 spécimen 5	kN/m	>26
Déformation au seuil d'écoulement	Vélocité 100 mm/min	%	>10
Résistance à la fissuration sous contrainte	EN 14576	heure	336

Tableau 3. Caractéristiques de la géomembrane PEHD JUNIFOL©

	Caractéristiques	Norme	Unité	
Géotextile supérieur (non tissé PP)	Poids	EN ISO 9864	g/m <sup>2</sup>	200
Géotextile inférieur (tissé PP)	Poids	EN ISO 9864	g/m <sup>2</sup>	100
Matelas bentonitique (aiguilleté)	Poids	EN ISO 9864	g/m <sup>2</sup>	5300
	Poids de bentonite	EN ISO 14196	g/m <sup>2</sup>	5000
	Résistance (SP)	EN ISO 10 319	kN/m	12

### 2.3.2. Phasage des travaux

Les travaux ont été réalisés en plusieurs phases :

- aménagement d'une couche de roulage et réalisation des drains verticaux pour assurer une consolidation des matériaux ;
- mise en place des matériaux excavés dans le bassin voisin ainsi que des matériaux de remplissage du dôme provisoire, suivi d'une période de monitoring pour vérifier la stabilisation des tassements ;
- reprofilage et mise en place de l'étanchéité ;
- mise en place de la couche de protection (0,70 m) ;
- mise en place de la terre végétale (0,30 m).

### 3. Désordres observés suite à la mise en place des terres végétales

Après la mise en place de la dernière couche (terre végétale), des mouvements sont apparus localement (Fig.2) avec déplacement de plusieurs dizaines de centimètres par endroit de la géomembrane. En plus de ces déplacements observés la terre végétale a partiellement colmaté le fossé périphérique suite à de fortes pluies survenues avant végétalisation.

Par ailleurs, la partie supérieure de certains puits situés au pied du dôme a bougé. Les conduites se sont inclinées à des degrés divers du fait du mouvement des terres.



Figure 2. Désordres locaux observés après mise en place de la terre végétale.

L'observation des mouvements a permis d'identifier les mécanismes et a permis de mettre en évidence que le géocomposite de drainage s'était allongé jusqu'à plusieurs dizaines de centimètres, mais également la géomembrane sur laquelle il reposait. Par contre, aucun allongement du géocomposite bentonitique n'était observé.

Les mouvements des chambres montraient une flexion de la partie supérieure des conduites de relevage dont la courbure était dirigée vers le pied de talus.

### 4. Analyse des désordres et évolutions attendues des déformations

Même si ces deux observations nous ont conduit très rapidement à considérer que le mouvement principal était un glissement à l'interface GSB/géomembrane, le risque potentiel à évaluer, à cette date, était la possible poursuite, voire l'emballement, des déformations.

Le suivi topographique mis en place dès l'observation des premiers mouvements n'a pas permis de constater une poursuite des déformations au-delà du jour qui a suivi la mise en place de la couche finale. La figure 3, présente en X, Y la position d'un des repères dans les semaines suivant les désordres observés (la situation la plus critique observée dans le cas présent). On peut voir que les mouvements résiduels observés sont très faibles, non concordants et non orientés dans le sens de la plus grande pente. Ils ont été considérés inférieurs à la précision des mesures.

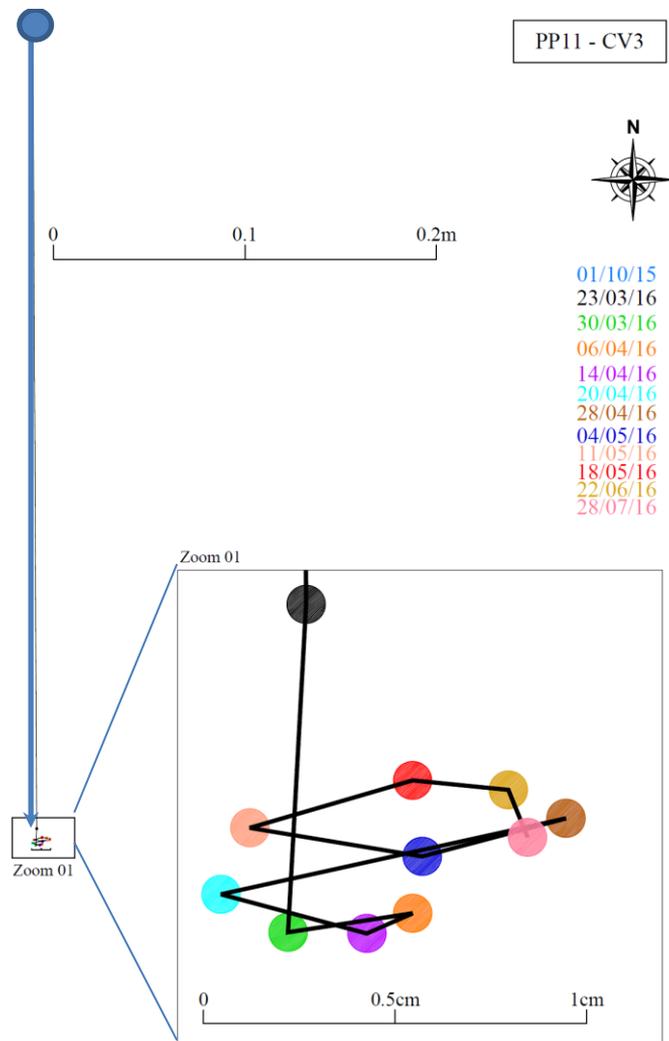


Figure 3. Évolution des mouvements après observation des désordres.

La fin des mouvements perceptibles sur site nécessitait de bien anticiper le comportement des produits afin de pouvoir attester de la stabilité à long terme du dispositif d'étanchéité et l'opérationnalité du système de pompage. Elle passait par la quantification des sollicitations des produits et des déformations mais aussi par l'évaluation des conséquences sur la structure même de la géomembrane et sa durabilité. Cette phase a nécessité outre l'analyse fine de tous les documents de récolement, quelques développements car l'hypothèse généralement retenue lors de la conception de dispositifs d'étanchéité est l'absence de sollicitation des géomembranes.

## 5. Principe de base pour la détermination des efforts dans le complexe géosynthétique

Dans le cas d'un complexe comprenant plusieurs géosynthétiques, deux phénomènes participent à la définition de la tension dans chaque produit :

- la possibilité de transmettre l'effort aux couches sous-jacentes à travers le frottement aux interfaces,
- la compatibilité des déformations des différents produits.

## 5.1. Frottement aux interfaces

### 5.1.1. Tension dans les géosynthétiques

L'effort sollicitant théorique ( $dT$ ) est défini, pour un produit donné, par :

$$dT = dW \sin \beta = \sum (ep_k \gamma_k) \sin \beta dL, \quad (1)$$

où :

- $dW$  est le poids des matériaux situés au-dessus du produit (y inclus celui-ci),
- $ep_k$  est l'épaisseur des différentes couches,
- $\gamma_k$  est le poids spécifique de chacune de celles-ci,
- $dL$  est l'élément de longueur considéré,
- $\beta$  est la pente du talus.

La résistance mobilisable au frottement ( $dR$ ) à l'interface entre le produit et la couche sous-jacente est définie (RIGO & MONJOIE, 1991) par :

$$dR = dN \tan(\varphi) = dW \cos(\beta) \tan(\varphi) = \sum (ep_k \gamma_k) \cos(\beta) \tan(\varphi) dL, \quad (2)$$

où :

- $dR$  est la résistance mobilisable sur l'élément de longueur considéré,
- $dN$  est la force exercée sur l'interface (perpendiculairement à celui-ci),
- $\varphi$  est l'angle de frottement au niveau de l'interface.

La tension dans le produit géosynthétique ( $dF$ ) est calculée de la manière suivante :

$$dF = dT - dR = \frac{ep_k \gamma_k}{\cos(\beta)} (\tan(\beta) - \tan(\varphi)) dL \quad (3)$$

Si l'effort sollicitant ( $dT$ ) est supérieur à la résistance mobilisable au frottement ( $dR$ ), la résistance mobilisée est égale à la réserve mobilisable et les géosynthétiques sont sollicités en traction de la différence ;  $dF$  est ainsi la tension dans les géosynthétiques.

Comme cela était déjà connu, ce n'est que lorsque l'angle de frottement est inférieur à la pente qu'il apparaît des tensions dans les géosynthétiques.

### 5.1.2. La réserve d'ancrage

La tension maximale dans les géosynthétiques est observée en crête de talus, juste avant l'ancrage. Dans les ancrages, la tension dans les géosynthétiques n'est pas nulle, elle est progressivement transférée vers le sol. Le point où les tensions dans les géosynthétiques est nul correspond à la fin de la zone sollicitée. La zone d'ancrage située au-delà est non sollicitée et constitue donc une *réserve d'ancrage* pour des événements exceptionnels (surcharge occasionnelle,...). Celle-ci peut être définie comme suit :

$$dRA = dR - dT \quad (4)$$

Cette formule est identique à la tension dans les géosynthétiques  $dF$  (3) au signe près. Des sollicitations en compression des géosynthétiques n'ayant pas de sens physique dans des stabilités de couverture, on peut considérer que la partie négative de la courbe de la tension dans les géosynthétiques correspond à la réserve d'ancrage au signe près.

$$(dF, dRA) = \sum ep_k \cdot \gamma_k \cdot (\sin \beta - \cos(\beta) \tan(\varphi)) \cdot dL \quad (5)$$

## 5.2. Résistance mobilisable et surface de glissement préférentiel

La résistance mobilisable au frottement est égale au minimum des résistances mobilisables pour l'ensemble des interfaces. La surface de glissement préférentiel est située au niveau de l'interface qui possède la plus faible résistance mobilisable au frottement. Les couches situées au-dessus de l'interface de glissement préférentiel sont considérées comme susceptibles de glisser comme un seul bloc.

### 5.3. Répartition des efforts entre différents produits et compatibilité des déformations

La raideur d'un géocomposite est définie, pour les matériaux ayant un comportement élastique, par le rapport entre l'effort et la déformation (par mètre de longueur).

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E}, \text{ soit } E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{R}{ep \cdot \epsilon} \quad (6)$$

$$K = \frac{R}{\epsilon}, \text{ avec } \sigma \cdot ep = R \quad (7)$$

Où :

- $K$  est la raideur (kN/m),
- $R$  est la résistance (kN/m),
- $\sigma$  est la contrainte (MPa),
- $\epsilon$  est l'allongement à la charge maximale,
- $ep$  est l'épaisseur du géosynthétique,
- $E$  est le module d'élasticité (MPa).

### 5.4. Evaluation des déformations et des déplacements

Lorsque plusieurs produits se déforment ensemble, la répartition des efforts entre les différents produits se fait en fonction de la raideur ( $K$ ) de ceux-ci. Selon la théorie des ressorts, pour des ressorts disposés en parallèle : lorsque les allongements sont identiques, la raideur du complexe est égale à la somme des raideurs des différents produits.

$$K_{global} = \sum_i K_i \quad (8)$$

Dans le cas d'un glissement d'un complexe sur un talus, l'ensemble des couches situées au-dessus de l'interface de glissement préférentiel se déforment de la même manière. Si on considère une déformation purement élastique, les tensions dans les différents matériaux seront définies en fonction de leurs raideurs respectives, l'ensemble des géosynthétiques agissant comme autant de ressorts disposés en parallèle.

L'évolution des efforts à reprendre par le complexe des géosynthétiques est obtenue par l'intégration de  $dT$  (5) sur le profil, depuis le début de la zone mise en tension (en pied de talus). Elle est à son maximum en crête de talus, juste avant la zone d'ancrage et ne revient à zéro qu'après transmission totale des efforts au sol, soit au début de la Réserve d'ancrage.

$$T = \int dT. \quad (9)$$

La déformation ( $\epsilon$ ) se déduit de cette courbe d'évolution de la contrainte en tenant compte de la raideur du complexe. Le déplacement ( $\Delta L$ ) quant à lui est obtenu par l'intégration de la déformation, depuis le point fixe considéré au niveau de l'ancrage (Réserve d'ancrage = 0) jusqu'au point considéré. Il est maximal au début de la zone de mise en tension, à savoir, en pied de talus.

$$\epsilon = \frac{T}{K_{global}} \quad (10)$$

$$\Delta L = \int \epsilon dL. \quad (11)$$

## 6. Application à la couverture étudiée

### 6.1 Frottement aux interfaces

En l'absence d'essais spécifiques sur les produits mis en œuvre, les valeurs d'angle de frottement entre les produits sont issues de données bibliographiques disponibles pour des produits de même nature. La synthèse de celles-ci est reprise dans les tableaux 4 et 5 ci-dessous (Koerner, 1996).

Tableau 4. Caractéristiques de frottement sol / géosynthétique

Géotextile	Type de Sol	
	Sable pour béton	Sable argileux (mica-schiste)
Non-tissé aiguilleté	30°	25°
Non tissé thermolié	26°	-
Tissé monofilament	26°	-

Tableau 5. Caractéristiques de frottement géomembrane / géosynthétique

Géotextile	PEHD
Non-tissé aiguilleté	8°
Non tissé thermolié	11°
Tissé monofilament	6°

### 6.2. Résistance mobilisable et surface de glissement préférentiel

Les observations de terrain ont permis de montrer que la surface de glissement préférentiel était le contact entre le GSB et la géomembrane. Le GSB étant un produit à base de géosynthétique non tissé aiguilleté, le frottement considéré avec la géomembrane est de 8 degrés. Cette valeur a été plusieurs fois observée lors d'essais de performance effectués en laboratoire dans d'autres projets. Elle a été retenue comme valeur caractéristique de l'interface.

Sur la valeur caractéristique, tenant compte des contraintes statistiques, l'Eurocode recommande de prendre en compte un coefficient de sécurité partiel de 1,25 :

$$\tan \emptyset = \frac{\tan(\varphi_k)}{1,25} \quad (12)$$

où :

- $\emptyset$ , est la valeur de la pente pour laquelle aucune sollicitation à la géomembrane ne doit être prise en compte,
- $\varphi_k$ , la valeur caractéristique de l'angle de frottement déduit des essais réalisés et de la variabilité des résultats.

La valeur caractéristique pour l'interface GSB / geomembrane est ainsi de 6,4 degrés. Les zones sollicitées sont celles où la pente du sol support est supérieure à cette valeur, soit une pente de 11,2%. La figure 4 présente la morphologie des terrains avant pose de la géomembrane en bleu et après terres végétales en vert.

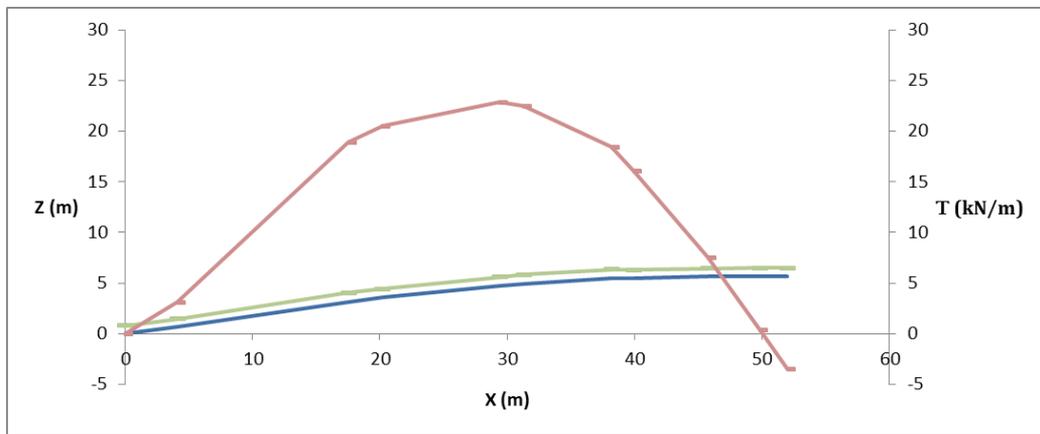


Figure 4. Évolution des efforts repris par le complexe en fonction de la localisation sur le dôme.

### 6.3. Répartition des efforts entre différents produits et compatibilité des déformations

La raideur du complexe des géosynthétiques étudiés dans le cas pratique exposé peut être déduite des formules (6) à (8). La déformation du géocomposite de drainage étant de 40% pour une sollicitation de 11 kN/m, la valeur de la raideur obtenue pour ce produit est de 27,5 kN/m. En l'absence de valeur précise du module d'élasticité de notre membrane, nous avons considéré une valeur de 484 MPa pour le module d'élasticité (S.F. Xu, 2008). La raideur étant proportionnelle à l'épaisseur du produit, la raideur du complexe ( $K_{global}$ ) peut être calculée selon la formule (6) :

$$K_{global} = 1,5mm \times 484 MPa + \frac{11 \frac{kN}{m}}{40\%} = 753,5 kN/m \quad (13)$$

Dans l'exemple présenté ici, la majorité des efforts sont donc repris par la géomembrane. Les différences de raideurs des 2 produits permettent de comprendre que dans l'exemple exposé, moins de 4% des efforts sont repris par le géocomposite de drainage.

Le niveau de contrainte dans le complexe est présenté en rouge sur la figure 4. Il est de 23 kN/m. Sur les 23 kN/m à reprendre par le complexe, la sollicitation maximale de la géomembrane est de 22 kN/m, soit 85% de la résistance à la limite élastique (26 kN/m). Comme le graphique de la figure 4 le montre, cette tension est reportée vers le sol support sur une vingtaine de mètres (de la cote 30 à la cote 50). Le report de la tension dans la géomembrane vers le sol support est possible dès que la pente du talus redevient inférieure à l'angle de frottement caractéristique retenu.

### 6.4. Évaluation des déformations et des déplacements

A partir de la courbe des tensions et de la raideur du complexe, on déduit la courbe de déformation en fonction de la distance au pied de talus. L'intégration entre le pied de talus et la fin de la zone sollicitée (de 0 à 50 m) permet de calculer l'allongement du complexe. La déformation déduite de ces valeurs est de 3,1% au début de la zone d'ancrage (cote 30). L'allongement total calculé en pied de talus est de 90 cm. Cette valeur est supérieure aux 40 cm d'allongement maximal observés en pied de talus sur le terrain, le calcul effectué selon l'Eurocode considérant un coefficient de sécurité partiel de 1,25 sur la tangente de l'angle de frottement.

## 7. Discussions

L'étude présentée ici montre qu'en l'absence de géotextile de renforcement, la faible résistance du géocomposite de drainage et sa faible raideur ont concentré la majorité des efforts dans la géomembrane.

Les déplacements pluridécimétriques observés, pendant un intervalle de temps assez court, ont conduit à revoir l'ensemble des causes à l'origine des désordres observés depuis la conception jusqu'à la réalisation. On observe que le raidissement de la pente de quelques degrés à peine a conduit à solliciter des géomembranes qui, selon les règles de l'art, n'auraient pas dû l'être. La tension maximale,

au début de la zone d'ancrage, calculée avec les coefficients de sécurité partiels définis à l'Eurocode, est évaluée dans la partie la plus critique du dispositif à 85% de la limite élastique et la déformation maximale de 3,1%. Un dépassement effectif de la limite élastique aurait le cas échéant conduit à une possible plastification de la géomembrane.

La réalisation d'une étude statistique permettant de récolter suffisamment de données pour définir la valeur de frottement caractéristique des différents interfaces représente un coût que les projets ne sont généralement pas capables de prendre en charge. Dans le meilleur des cas, ils se contentent d'un essai de performance pour valider que le frottement pris en compte lors de la conception est inférieur à celui obtenu lors de l'essai.

Lorsqu'aucun essai de frottement sur les produits à mettre en œuvre ne vient confirmer que les valeurs caractéristiques tirées de la littérature sont représentatives de l'interface, il convient d'être très prudent ! Une estimation trop optimiste des résistances de 1 à 2 degrés peut, dans le cas de longs rampants, conduire à des sollicitations importantes des géomembranes, en particulier lors d'étanchéité composite GSB/Géomembrane. Afin d'éviter toute sollicitation de la géomembrane, il est recommandé de choisir des dispositifs permettant de garantir que l'interface de glissement préférentiel est située au-dessus de la géomembrane. Parmi ces dispositifs, les géomembranes texturées sur la face inférieure (et lisse sur la face supérieure) peuvent être une solution mais elle est rarement mise en œuvre.

Il pourrait ainsi être opportun d'établir si un critère de criticité simple ne peut pas être défini, lorsqu'aucun géotextile de renforcement n'est envisagé, pour pouvoir relativiser le risque de mettre la membrane en tension au-delà de la limite élastique en fonction de la longueur du rampant, de la pente et de l'épaisseur de matériaux mis en œuvre au-dessus du complexe.

Pour des géomembranes présentes en fond de casier, des tensions dans la membrane pourraient apparaître en cas de remplissage rapide. Il conviendrait de regarder si des dépassements de la limite élastique pourraient être à l'origine de faiblesses dans les dispositifs d'étanchéité, amplifiées par des phénomènes comme la fissuration sous contrainte, qui apparaît selon certains auteurs à partir de 6% de déformation (Peggs et al., 2005).

## 8. Conclusion

La présente analyse a permis de montrer que bien que la déformation soit restée acceptable, dans le cas pratique présenté ici, on s'est approché de la limite élastique des géomembranes suite au léger raidissement des pentes sans utilisation de géosynthétiques de renforcement. La possibilité de solliciter des géomembranes doit être considérée dès que l'angle de frottement de l'interface le plus défavorable s'approche de la valeur de  $(\tan(\varphi_k)/1,25)$ .

Lors de changements de conception, il est important que tous les acteurs soient attentifs aux conséquences possibles d'un raidissement de pente, dès lors que la valeur de celle-ci se rapproche de celle de l'angle de frottement de l'interface la plus faible.

## 9. Références bibliographiques

- Koerner. (1996). Designing with geosynthetics.
- Peggs I., Schmucker B., Carey P. (2005). Assessment of Maximum Allowable Strains In Polyethylene and Polypropylene Geomembranes. Geo-Frontiers Congress 2005.
- Rigo J.-M., Monjoie A. (1991). Liège.
- S.F. Xu, H. Z. (2008). Evaluation of tensile force of liner system with the variation of height of incinerated ashes. In Springer (Ed.), Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering (Geosynthetics in Asia) (p. 873). Shanghai: Zhejiang University Press.