

Dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus des dispositifs d'étanchéité par géomembrane

L. BRIANÇON
H. GIRARD
D. POULAIN

Cemagref
Groupement de Bordeaux
50, avenue de Verdun
33612 Cestas Cedex
laurent.briancon@
cemagref.fr
hugues.girard@cemagref.fr
daniel.poulain@cemagref.fr

B. CHAREYRE

Lirigm Université
Joseph-Fourier
38041 Grenoble Cedex 9
Bruno.Chareyre@
ujf-grenoble.fr

Résumé

Les dispositifs d'étanchéité par géomembrane sont couramment utilisés dans les ouvrages hydrauliques et les centres de stockage de déchets. Ces systèmes, lorsqu'ils sont disposés sur pentes, ne sont pas toujours autostables et nécessitent un ancrage en tête de talus. L'objectif de cette étude entreprise par le Cemagref à la demande du CETMEF (Centre d'étude technique maritime et fluviale) est d'étudier, à partir d'une expérimentation, le dimensionnement des ancrages en tête de talus. Les essais d'ancrage présentés ont été réalisés dans des massifs sableux et limoneux. Les résultats des méthodes de calculs existantes ont été confrontés aux mesures réalisées sur différents types d'ancrage permettant de mettre en évidence l'influence de certains paramètres géométriques sur la capacité d'ancrage des tranchées étudiées.

Mots clés : géotextiles, géomembranes, ancrage, essais, dimensionnement.

Design of anchoring at the top of slopes for geomembrane lining systems

Abstract

Geosynthetic lining systems are increasingly used for hydraulic works and waste landfills. These systems are not always stable in themselves on the slope and require anchoring at the top of the bank. The purpose of the research work undertaken by the Cemagref at the request of the CETMEF (Maritime and Fluvial Technical Research Center) is to define a design method for anchoring at the top of slopes based on life-size tests. The results of the tests performed with anchoring in sand and sandy silt are presented here. Different types of anchoring were tested, enabling a comparison with the theoretical calculation methods and providing knowledge on the effect of the different geometrical parameters of the trenches on the anchoring performance.

Key words : geotextiles, geomembranes, anchorage, testing, design method.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2003

Introduction

Les dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques (DEG) sont employés couramment dans les ouvrages tels que les barrages, les canaux ou encore les centres de stockage de déchets. Ils présentent une alternative intéressante par rapport à des solutions plus anciennes (argile, béton...). De tels dispositifs comportent une géomembrane assurant l'étanchéité de l'ouvrage; elle est généralement associée à des géotextiles et produits apparentés ayant pour fonctions principales sa protection et/ou le drainage. Une couche de sol est mise en place sur le géotextile supérieur permettant dans certains cas la revégétalisation du talus.

Devant des contraintes d'ordre essentiellement économiques, la tendance actuelle est à l'utilisation maximale de l'espace disponible pour les ouvrages cités ci-dessus, ce qui conduit à l'adoption de pentes raides engendrant des problèmes de stabilité du DEG tels que glissements à l'interface ou rupture de certains composants du « complexe géosynthétique ».

Le complexe géosynthétique présente généralement un plan de rupture préférentiel à l'interface « géomembrane/géotextile » (la géomembrane ayant un angle de frottement faible avec les autres matériaux). Lorsque le dispositif n'est pas autostable par simple frottement, il est nécessaire d'ancrer le géotextile supérieur afin d'éviter tout glissement et de reprendre les tensions induites par les sols de couverture reposant sur le complexe géosynthétique et ainsi limiter les contraintes dans la géomembrane. Cet ancrage peut prendre différentes formes (recouvrement simple ou tranchées de géométries diverses) en fonction des contraintes spatiales de l'ouvrage. Une synthèse bibliographique dans ce domaine a fait apparaître essentiellement trois méthodes de calculs pouvant donner des résultats très différents pour une même configuration de tranchée. A partir de ce constat, il nous est apparu intéressant de concevoir un appareillage spécifique: un banc d'ancrage permettant de modéliser en vraie grandeur des tranchées d'ancrage afin de confronter les méthodes de calcul et analyser les mécanismes de l'ancrage.

L'expérimentation réalisée avec deux sols et avec deux géotextiles non tissés aiguilletés sur trois configurations d'ancrage a mis en évidence:

- l'influence des paramètres géométriques de la tranchée;
- l'influence de la nature du sol.

Les méthodes de calcul ont été mises en défaut sur certaines configurations de tranchée d'ancrage. Une instrumentation spécifique du géotextile dans le sol a permis d'analyser les mécanismes de l'ancrage. A partir de cette analyse, de nouveaux éléments d'aide au dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus peuvent être proposés (Briançon, 2001).

Géométrie des ancrages

Il existe deux grandes familles d'ancrage qui ont des applications plus ou moins spécifiques, elles sont fonction du type de l'ouvrage, des matériaux rencontrés et de l'espace disponible (Koerner, 1991):

- la première correspond à la mise en place du dispositif sur une longueur plane en tête de talus, sans tranchée d'ancrage. Il s'agit d'un ancrage dit « par recouvrement simple », utilisé lorsqu'il y a une surface disponible suffisante autour de l'ouvrage;

- la seconde consiste en la réalisation d'une tranchée d'ancrage en arrière d'une courte longueur plane. Ce dispositif est le plus répandu, il est employé principalement pour les réservoirs et les centres de stockage de déchets. Les dimensions de la tranchée varient de 0,5 à 0,7 m de large par 0,5 à 1 m de profondeur.

L'ancrage en tranchée peut être fait de deux manières; on dispose le/(les) géosynthétique(s) à ancrer:

- soit sur le parement vertical uniquement et il s'agit dans ce cas d'un ancrage dénommé « fichage vertical »;
- soit sur le parement vertical et le fond de tranchée dans le cas « d'un ancrage complet ».

La tranchée est généralement remblayée avec les matériaux excavés et compactés plus ou moins intensément. Il existe d'autres systèmes d'ancrage en tranchées, moins utilisés, donnant aussi de bons résultats mais qui nécessitent un terrassement plus contraignant et plus long, entraînant, de ce fait, un coût supérieur. Parmi ces ancrages, on retrouve la double tranchée, la tranchée réduite remplie de béton ou encore la tranchée en V.

Méthodes de calcul

Nous avons répertorié trois méthodes de calcul nommées M_1 , M_2 et M_3 par la suite. Elles sont basées sur des hypothèses différentes et donnent pour certaines configurations de tranchée des résultats divergents.

Méthode M_1

La première méthode de calcul est basée sur l'hypothèse que les efforts au niveau de l'ancrage sont repris uniquement par frottement sur les parties linéaires sans aucun effet d'angle: elle est proposée par Huling et Sansone (1997). Le calcul est présenté pour un ancrage complet en tranchée (Fig. 1) mais reste valide pour les autres configurations.

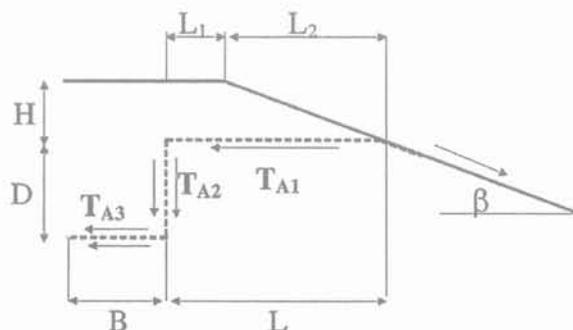


FIG. 1 Application de la méthode de calcul M_1 sur une tranchée d'ancrage. Application of design method M_1 to an anchorage trench.

Méthode M_2

En considérant qu'il n'y a pas d'adhésion entre le géosynthétique et les sols étudiés, la force d'ancrage est égale à la somme des trois forces T_{A1} sur L, T_{A2} sur D et T_{A3} sur B :

$$T_{M1} = T_{A1} + T_{A2} + T_{A3}$$

Sur L, en supposant que la couche de sol reposant sur la longueur L se déplace avec le géosynthétique, on a $\tau = \sigma_v \cdot \tan \delta$ et $\sigma_v = \gamma \cdot H$, la force d'ancrage par unité de longueur est donc égale à :

$$T_{A1} = \gamma H(L_1 + L_2/2) \tan \delta \quad (1)$$

Sur D, la capacité d'ancrage sur la facette verticale est fonction de la contrainte horizontale appliquée sur les deux faces du géosynthétique. Cette contrainte est déterminée à partir d'un diagramme de poussée triangulaire des terres au repos sur une hauteur $H + D$; dans ces conditions :

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma_{h \text{ moy}} \cdot \tan \delta, \\ \sigma_{h \text{ moy}} &= K_0 \cdot \gamma \cdot h_{\text{moy}} = K_0 \cdot \gamma \cdot (H + D/2) \end{aligned}$$

La force d'ancrage par unité de longueur est donc égale à :

$$T_{A2} = 2\tau D = 2\gamma K_0 D \left(\frac{D}{2} + H \right) \tan \delta \quad (2)$$

Sur B, $\tau = \sigma_v \cdot \tan \delta$ et $\sigma_v = \gamma \cdot (H + D)$, donc la force d'ancrage par unité de longueur est égale à :

$$T_{A3} = 2\tau B = 2\gamma B(D + H) \cdot \tan \delta \quad (3)$$

avec :

γ : poids volumique du sol ;

δ : angle de frottement à l'interface « sol/géosynthétique » (identique sur chaque face du géosynthétique) ;

$K_0 = (1 - \sin \phi)$: coefficient de pression des terres au repos ;

ϕ : angle de frottement interne du sol.

La deuxième méthode de calcul est proposée par Koerner (1998) uniquement pour les recouvrements simples et les fichages verticaux. La méthode M_2 (Fig. 2) consiste, d'une part, à considérer que :

– la traction du géosynthétique le long de la pente du talus induit une contrainte supplémentaire répartie sur L introduisant une force de frottement F_{LT} ;

– le sol disposé sur le géosynthétique se déplace ($F_{U\sigma} = 0$) ;

et, d'autre part, à prendre en compte une mise en butée du massif de sol situé entre le parement du talus et le fichage du géosynthétique.

A partir de ces hypothèses, le bilan des forces projetées horizontalement donne :

$$T_{M2} = T \cos \beta = F_{L\sigma} + F_{LT} + P_p - P_a$$

$$\text{avec : } F_{L\sigma} = \sigma_n L \tan \delta = \gamma H L \tan \delta$$

$$F_{LT} = T \sin \beta \tan \delta$$

$$P_p = \gamma \cdot (H + D/2) D K_p$$

$$P_a = \gamma \cdot (H + D/2) D K_a$$

$$K_a = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$$

$$K_p = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

A partir de ces relations, on peut déterminer la capacité d'ancrage T_{M2} de la tranchée considérée :

$$T_{M2} = \frac{\gamma H L \tan \delta + \gamma (K_p - K_a) D \left(H + \frac{D}{2} \right)}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta} \quad (4)$$

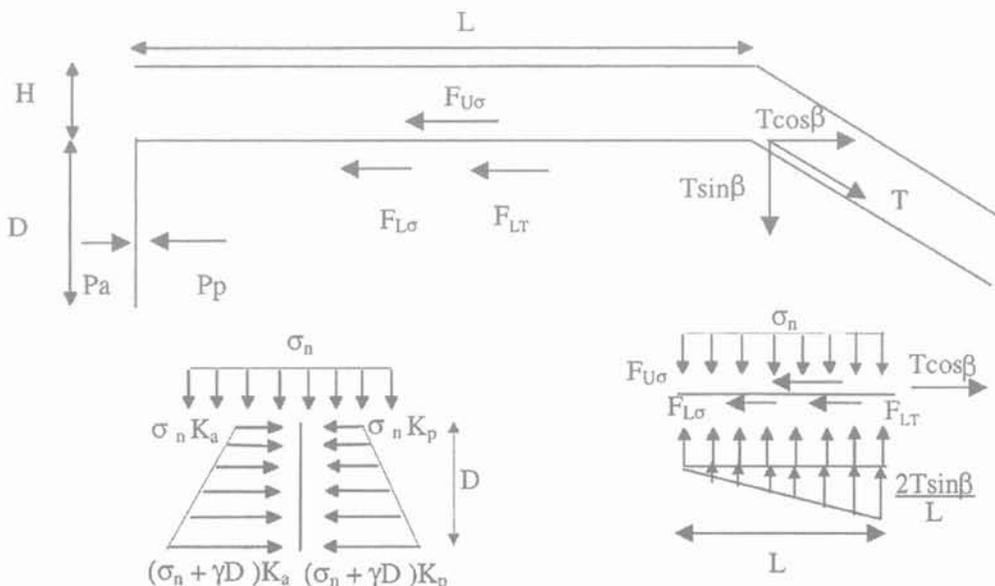


FIG. 2 Application de la méthode de calcul M_2 sur un fichage vertical. Application of design method M_2 to a vertical embedding.

Méthode M_3

Enfin différents concepteurs (Guide technique, 2000) ont proposé une méthode de calcul prenant en compte des effets d'angle; cette méthode M_3 consiste à majorer, à chaque changement de direction dans la tranchée et à l'intersection entre le replat en tête de talus et le parement, la capacité d'ancrage évaluée sur les parties planes (par la méthode M_1) par un coefficient multiplicatif égal à $e^{\lambda \cdot \tan \delta}$, λ étant l'angle du changement de direction et $\tan \delta$ le coefficient de frottement (Fig. 3). Cette méthode est basée sur les lois du fil prenant appui sur un cylindre de révolution (poulie avec frottement). Ainsi, à chaque changement d'angle, la capacité d'ancrage passe de T_{av} avant le changement de direction, à T_{ap} après l'angle, avec la relation: $T_{ap} = T_{av} e^{\lambda \cdot \tan \delta}$.

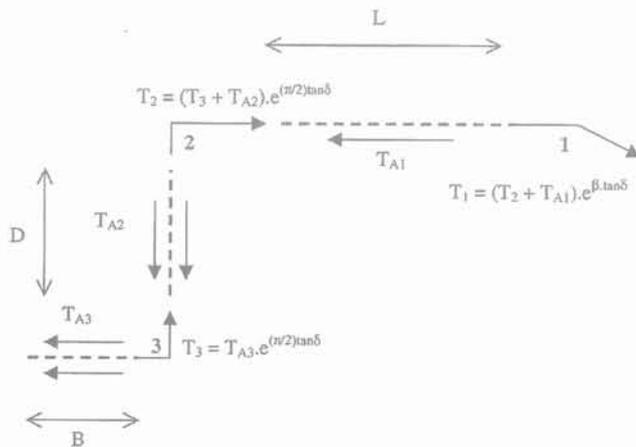


FIG. 3 Application de la méthode de calcul M_3 sur une tranchée d'ancrage.
Application of design method M_3 to an anchorage trench.

Dans ces conditions, la capacité d'ancrage T_{M3} , donnée par la méthode M_3 , peut s'exprimer comme suit à partir des valeurs T_{A1} , T_{A2} et T_{A3} , définies par les relations (1) à (3):

$$T_{M3} = T_1 = (T_2 + T_{A1}) e^{\beta \tan \delta}$$

avec: $T_3 = T_{A3} e^{(\pi/2) \tan \delta}$ et $T_2 = (T_3 + T_{A2}) e^{(\pi/2) \tan \delta}$

on obtient:

$$T_{M3} = ((T_{A3} e^{(\pi/2) \tan \delta} + T_{A2}) e^{(\pi/2) \tan \delta} + T_{A1}) e^{\beta \tan \delta} \quad (5)$$

Mise en évidence des divergences des méthodes sur un exemple

Pour mettre en évidence les divergences des résultats obtenus par les trois méthodes de calcul (Tableau I), appliquons-les à un exemple de tranchées d'ancrage correspondant à un fichage vertical du géotextile, le cas de l'ancrage complet n'étant pas traité par la méthode M_2 . Les caractéristiques géométriques (Fig. 1) de l'ancrage étudié sont: $L = 1,1$ m; $H = 0,3$ m; $D = 0,5$ m; $B = 0$ m et $\beta = 22^\circ$; les caractéristiques mécaniques étant $\phi = 41^\circ$; $\delta = 34^\circ$ et $\gamma = 16,7$ kN/m³.

Sur un exemple simple, les trois méthodes de calcul présentent de résultats très différents; en effet, la capacité d'ancrage calculée avec la méthode M_3 est huit fois supérieure à celle déterminée par la méthode M_1 .

TABLEAU I Dimensionnement d'une tranchée d'ancrage.

Anchorage trench design.

Méthodes de calcul	M_1	M_2	M_3
Capacité d'ancrage (kN/m)	4,50	11,03	34,88

Expérimentations existantes

Parmi les quelques expériences répertoriées, on peut citer les travaux réalisés par Imaizumi *et al.* (1997) sur des tranchées d'ancrage de géomembranes remplies de béton.

Pour cette expérimentation réalisée *in situ*, quatre types de géomembrane ont été testés dans des tranchées de dimensions différentes (de 200×200 mm² à 600×600 mm²).

A partir des différents résultats obtenus, quatre mécanismes de rupture ont été proposés:

- le bloc de béton sort de la tranchée (pour la tranchée de dimensions 200×200 mm²);
- la rupture se produit dans le talus (pour les tranchées de dimensions 300×300 mm² et 400×400 mm²);
- la géomembrane est extraite de la tranchée (dans le cas où un géotextile de protection est disposé entre la géomembrane et le béton de grandes dimensions 500×500 mm² et 600×600 mm²);
- la géomembrane se déchire.

Ces modes de ruptures sont donc fonction des dimensions des tranchées, de la nature des géomembranes testées ou encore de la présence de géotextiles de protection.

Une autre expérimentation concernant le dimensionnement des tranchées d'ancrage a été réalisée par Koerner (1991) pour quatre types de géomembranes (polyéthylène haute densité, PEHD; polyéthylène chlorosulfaté, CSPE rugueuse; polyéthylène basse densité, PEBD, polyvinyle chloride, PVC) dans un appareillage de laboratoire utilisé en général pour la réalisation d'essais d'extraction de géosynthétiques. Les géomembranes utilisées ont été testées pour un type d'ancrage (recouvrement horizontal sur 1,0 m et fichage vertical sur 0,3 m) en appliquant différentes contraintes normales et différentes inclinaisons de traction. Des jauges de déformations collées sur les géomembranes permettaient de suivre la distribution de contraintes au cours de l'extraction.

Ces essais ont montré que, pour les configurations d'ancrage testées et pour les matériaux utilisés, la force d'extraction de la géomembrane était toujours inférieure à la tension de rupture de la géomembrane. Ces essais n'ont pas montré d'influence de l'inclinaison de la traction appliquée à la géomembrane sur la valeur de la force d'extraction.

Bien que nos essais ne portent pas sur l'ancrage de géomembranes mais sur l'ancrage de géotextiles et que nos tranchées aient été remplies de sol et non de béton, les résultats des expériences de Imaizumi *et al.* (1997) nous donnent une idée sur les mécanismes de rupture et sur l'ordre de grandeur des forces nécessaires pour obtenir cette rupture.

Les essais conduits par Koerner (1991) ont également été effectués uniquement sur des géomembranes et l'appareillage ne permet pas la réalisation d'essais suffi-

samment représentatifs des mécanismes développés dans les tranchées d'ancrage en tête de talus car, en particulier :

- le massif de sol ne pouvait pas se déplacer ;
- l'augmentation de force due à l'inclinaison de la traction ne s'appliquait pas sur le sol mais sur l'appareillage.

Ces études ont été réalisées uniquement sur des géomembranes, *in situ* ou en adaptant des appareillages de laboratoire existants. Pour notre part, compte tenu des différentes méthodes de dimensionnement existantes et le peu d'expérimentations répertoriées, il nous est apparu nécessaire de concevoir un appareillage spécifique : un banc d'ancrage, permettant de modéliser des tranchées d'ancrage de géosynthétiques en tête de talus afin de déterminer leur capacité d'ancrage et d'analyser les différents mécanismes régissant de tels systèmes.

5

Appareillage d'essai

5.1

Le banc d'ancrage

Le banc d'ancrage (Fig. 4) est constitué d'une zone d'ancrage d'un mètre de largeur et d'un dispositif de

traction. Les dimensions de la zone d'ancrage permettent de réaliser une tranchée d'ancrage présentant une profondeur maximale ($D + H$) égale à 1,0 m et une longueur ($L + B$) pouvant atteindre 1,8 m. Une géomembrane en polypropylène est fixée sur les parois internes du banc d'ancrage pour diminuer le frottement entre le sol et les parois. Le dispositif de traction est constitué d'un treuil de capacité maximale de 50 kN et d'une poulie de renvoi d'angle permettant d'exercer des forces de traction sur le géosynthétique pour des inclinaisons de talus comprises entre 0° et 35° . Ce dispositif de traction est relié au géosynthétique par les mors ; ces mors ont été conçus dans le but d'exercer de fortes tractions sur le géosynthétique sans l'endommager.

5.2

Instrumentation

La traction F et le déplacement u en tête de la nappe géosynthétique sont mesurés lors de l'extraction par des capteurs fixés au système de traction : le capteur de force (50 kN) est installé entre le mors d'ancrage et le câble du treuil et le capteur de déplacement est disposé entre un point fixe du châssis et le câble du treuil. Dans la zone d'ancrage (Fig. 5), un dispositif de mesure à câbles permet de suivre les déplacements u' du géosynthétique en certains points

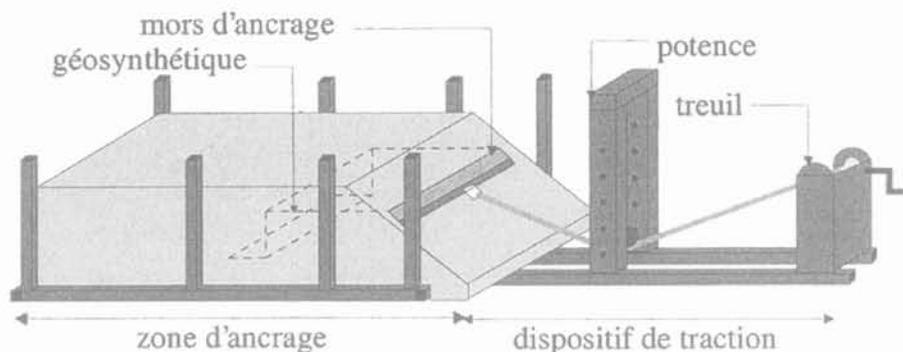


FIG. 4 Schéma du banc d'ancrage.
Diagram of anchoring test device.

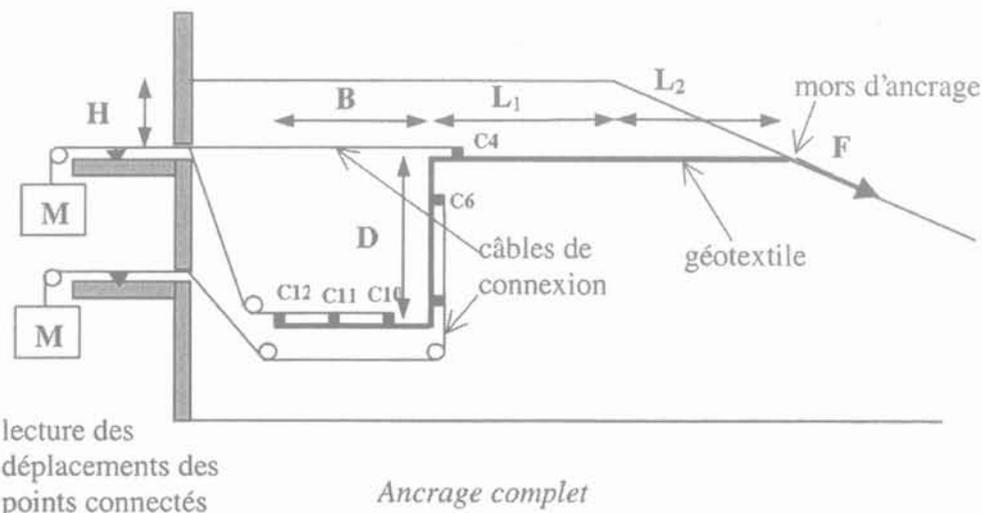


FIG. 5 Instrumentation de la tranchée d'ancrage.
Anchorage trench monitoring.

(numérotés de C_1 à C_{12}). Les câbles couissant dans des gaines souples sont fixés à la nappe et mis en tension par des contrepoids. Un système de mesure graphique positionné à l'arrière du banc d'essai permet la mesure des déplacements durant l'extraction. Dans certains cas, le déplacement final du sol a pu être observé grâce à des colonnes de sable coloré implantées avant essai dans la zone d'ancrage. Après extraction, un découpage minutieux de la zone de sol au droit des colonnes de sable permet d'analyser les mécanismes de rupture et de suivre les déplacements du sol en fin d'essai.

6

Expérimentation

6.1

Géométrie des ancrages étudiés

Pour cette étude, nous avons retenu les trois types d'ancrage suivants parmi les nombreuses configurations existantes :

- le recouvrement simple sur L;
- l'ancrage partiel ou fichage vertical sur (L + D);
- l'ancrage complet sur (L + D + B).

6.2

Matériaux utilisés

Les essais d'extraction ont été réalisés avec deux géotextiles non tissés aiguilletés de la gamme Bidim :

- un géotextile de protection GTX_p;
- un géotextile de renforcement GTX_R;

et une géomembrane en polypropylène GMB_{pp} de la gamme Siplast (uniquement pour les essais de mise au point).

Deux sols ont été utilisés : un sable et un sol limoneux, mis en place sous deux états de teneur en eau (notés « limon 1 » et « limon 2 »). Le limon est peu plastique : $w_L = 30$ et $w_p = 22,5$. Ces deux sols ont fait l'objet d'une série d'essais géotechniques. Leurs caractéristiques principales sont données dans le tableau II. Les valeurs de densité et teneur en eau ont été déterminées tout au long de l'expérimentation afin de vérifier que ces caractéristiques ne varient pas avec le temps.

On suppose que les interfaces suivent des lois de frottement de type Mohr-Coulomb ($\tau = a + \sigma_n \cdot \tan \delta$) à la rupture, où :

- τ : contrainte de cisaillement,
- σ_n : contrainte normale,

TABLEAU II Caractéristiques des sols utilisés.
Soils characteristics.

	γ_n (kN/m ³)	w (%)	γ_{HOPI} (kN/m ³)	w_{OPI} (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	ϕ_u (°)
sable	16,2 ± 0,2	3 ± 1	16,8	11,5	0	41	-	-
limon 1	16,0 ± 0,5	23,5 ± 1	17,5	16	5	35	38	0
limon 2	16,2 ± 0,3	19,5 ± 1,5	17,5	16	-	-	40	20

a : adhésion (kPa),

δ : angle de frottement à l'interface (°).

Les paramètres d'interface entre ces sols et les géotextiles ont été déterminés au plan incliné en respectant la norme française (norme AFNOR NF 84-522, 1994) et le projet de norme européenne (norme (projet) prEN ISO 12957-2, 2000) sur la détermination des caractéristiques de frottement d'interfaces géosynthétiques au plan incliné (Tableau III).

TABLEAU III Paramètres d'interface entre les géotextiles et les sols utilisés.
Interface parameters between the geotextile and the soil used.

	δ (°)		a (kPa)	
	GTX _p	GTX _R	GTX _p	GTX _R
sable	34°	37°	0	0
limon 1	-	34,5°	-	-1

6.3

Mise au point

Les différents essais de mise au point ont conduit à modifier l'appareillage expérimental initial afin de mieux modéliser les tranchées d'ancrage.

La couche de sol reposant sur la longueur L a été mise en œuvre à l'aide d'un coffrage retiré avant la mise en traction du géotextile, ce qui a permis de supprimer le frottement latéral difficile à estimer.

La première configuration du banc comportait une paroi verticale, côté treuil, formant une butée qui permettait de limiter le volume de sol à mettre en place et de modifier la pente plus facilement. Des essais comparatifs avec et sans butée ont montré que celle-ci avait un rôle important en augmentant la capacité d'ancrage. Cette paroi a donc été supprimée, ce qui a permis en outre d'observer des ruptures de sol au niveau du talus pour certaines configurations géométriques.

Les essais de mise au point ont été réalisés avec le géotextile GTX_p disposé sur une géomembrane GMB_{pp}. Le faible angle de frottement à l'interface « GTX_p/GMB_{pp} » ne permettait pas d'obtenir des forces de mise en traction du géotextile GTX_p suffisamment élevées et différenciées pour analyser les résultats. L'expérimentation a donc été réalisée sur des géotextiles GTX_p et GTX_R sans géomembrane, un angle de frottement plus élevé augmentant les écarts entre les forces mesurées pour les différents cas testés, ce qui rend l'interprétation des résultats plus aisée.

Influence des paramètres géométriques de l'ancrage

L'influence des paramètres liés à la géométrie de l'ancrage a été vérifiée sur un seul sol : le sable.

6.4.1

Influence de l'angle d'inclinaison β de la pente

L'influence de l'angle β de la pente et donc de l'angle d'inclinaison de la traction appliquée au géosynthétique a été vérifiée sur des essais de recouvrement simple. Ces essais ont été réalisés pour sept angles de talus avec le géotextile de protection GTX_p pour une longueur d'ancrage L égale à 1,5 m et une épaisseur H de sol reposant sur le géosynthétique égale à 0,25 m. Pour plus de précision sur la contrainte normale appliquée sur le géosynthétique, le sol reposant sur le géosynthétique a été pesé après chaque essai et a été mis en œuvre de telle sorte qu'il n'y ait aucun frottement latéral avec les parois du banc d'ancrage lors de son déplacement au cours de l'essai (coffrage enlevé avant essai).

Au cours de l'essai, la force appliquée au géosynthétique atteint un maximum T correspondant à la capacité d'ancrage à la rupture du dispositif étudié; la comparaison entre les différents essais est faite sur cette force maximale. La mise en œuvre ne permettant pas d'appliquer rigoureusement la même quantité de sol sur le géosynthétique pour chaque essai, les mesures des forces maximales appliquées au géosynthétique sont corrigées pour un poids de sol moyen égal à 5,29 kN.

D'après ces résultats (Fig. 6), exception faite de la mesure faite pour l'inclinaison de la pente égale à 7°, il apparaît que la force maximale appliquée au géosynthétique augmente sensiblement en fonction de l'inclinaison de la pente; cette augmentation n'est pas négligeable : elle atteint 22 % entre un essai de traction le long d'une pente de 30° d'inclinaison et un essai de traction horizontale.

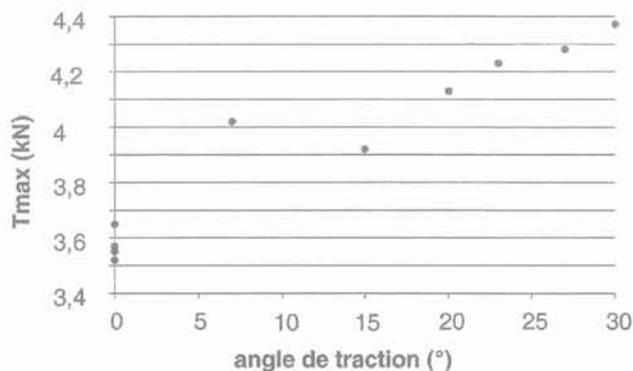


FIG. 6 Influence de l'angle β de la pente.
Effect of slope angle β .

6.4.2

Influence de la profondeur de fichage D et de la largeur de fond de tranchée B

L'influence de la profondeur de fichage a été observée sur des essais de fichage vertical réalisés avec le géotextile GTX_p pour :

- une longueur L = 0,5 m et trois profondeurs d'ancrage (0,3 m ; 0,6 m ; 0,9 m) ;
- une longueur L = 1,1 m et deux profondeurs (0,3 m et 0,6 m).

Tous les essais ont été doublés. Pour les essais de fichage à une profondeur de 0,9 m, les forces mesurées ne correspondent pas aux forces d'extraction du géosynthétique car une rupture du sol situé entre le parement du talus et le fichage du géosynthétique a été observée; les valeurs expérimentales sont donc à prendre en compte, dans ce cas, comme des valeurs par défaut de la capacité d'ancrage.

L'influence de la profondeur du fichage et de la largeur du fond de la tranchée a été examinée sur des essais d'ancrage complet. Pour une longueur L (1,1 m) et pour chaque largeur B de fond de tranchée B (0,3 m et 0,6 m), deux profondeurs D (0,3 m et 0,6 m) ont été testées (Fig. 7). Toutes ces valeurs expérimentales seront comparées aux valeurs déterminées par les différentes méthodes de calcul (§ 7).

La rupture du massif de sol observée au cours de l'essai de fichage vertical (L = 0,5 m et D = 0,9 m) fait apparaître l'existence d'une longueur minimum L_{min} assurant la stabilité du massif de sol entre la tranchée et le parement du talus. Des essais complémentaires ont été entrepris pour déterminer la surface de rupture dans le massif pour une configuration de tranchée donnée.

6.4.3

Stabilité du massif en tête de talus

Des essais complémentaires ont montré que pour certaines géométries de tranchée (fichage vertical : L = 0,5 m et D = 0,9 m ; ancrage complet : L = 0,5 m, D = 0,6 m et B = 0,3 m), il y a eu rupture du massif de

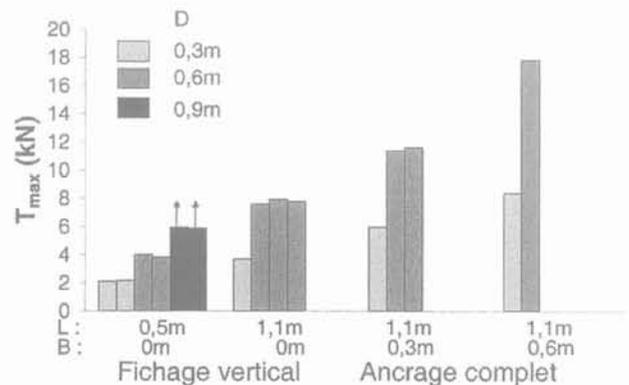


FIG. 7 Résistance maximale pour différents ancrages.
Maximum strength for different anchorages.

sol situé entre le parement du talus et le fichage du géosynthétique. Les résultats de ces essais ont mis en évidence, pour une configuration de tranchée donnée (D et B fixées), l'existence d'une longueur L minimale assurant la stabilité du massif de sol situé entre la tranchée et le parement du talus. Suite à la rupture de ce massif pour un essai d'ancrage complet ($L = 0,5$ m; $D = 0,6$ m et $B = 0,3$ m), nous avons entrepris de déterminer la ligne de rupture dans le massif de sol. Le même essai a donc été répété deux fois en disposant préalablement des colonnes de sable coloré à l'intérieur du massif; à la suite de sa rupture, par découpage du massif de sol dans le plan des colonnes de sable coloré, nous avons pu observer le déplacement des colonnes et leur fractionnement et ainsi déterminer, pour cette configuration, une ligne de rupture principale et l'amorce d'une seconde ligne de rupture (Fig. 8).

6.5

Influence de la nature du sol

Cette étude a été réalisée avec le géotextile GTX_R sur quatre types d'essais d'extraction conduits pour les deux sols (sable et limon):

- des essais de recouvrement seul sur une longueur L (= 1,1 m) avec traction horizontale du géosynthétique;
- des essais de recouvrement seul sur une longueur L avec traction le long de la pente pour une inclinaison $\beta = 20^\circ$;
- des essais de fichage vertical pour une longueur L et une profondeur d'ancrage D (= 0,5 m) avec traction sur le géosynthétique le long de la pente;
- des essais d'ancrage complet pour une longueur d'ancrage L , une profondeur D et une largeur de fond de tranchée B (= 0,5 m) avec traction sur le géosynthétique le long de la pente.

Les résultats obtenus sont donnés à la figure 9; celle-ci illustre que la capacité d'ancrage dans le limon est environ deux fois plus grande que dans le sable dans le cas du recouvrement simple et de l'ancrage complet; cette différence est moindre dans le cas du fichage vertical. Cette augmentation peut s'expliquer par l'effet combiné:

- de l'augmentation de la contrainte normale appliquée sur les parties linéaires de la tranchée ($\gamma_{\text{limon}} > \gamma_{\text{sable}}$);
- des caractéristiques de frottement différentes entre l'interface «sable/GTX_R» et l'interface «limon/GTX_R»; les mesures au plan incliné ayant donné des angles de frottement sensiblement égaux avec le sable et le limon,

les résistances au cisaillement peuvent être attribuées à l'existence d'un phénomène d'adhésion entre le géotextile et le limon; cette adhésion est difficile à mesurer avec précision;

- des mécanismes de rupture différents (mise en butée du massif de sol, cisaillement: cf § 8).

7

Comparaison entre les valeurs calculées à partir des trois méthodes et les valeurs mesurées

Les trois méthodes de calcul proposent le dimensionnement d'une tranchée d'ancrage avec un sol pulvérulent et n'abordent pas le cas des sols cohérents. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs calculées à l'aide des trois méthodes répertoriées est donc limitée au cas du sol sableux.

7.1

Recouvrement simple

La comparaison entre les valeurs mesurées et calculées dans le cas d'un recouvrement simple et pour différents angles β (Fig. 10) permet de faire les observations suivantes (pour une longueur d'ancrage de 1,50 m):

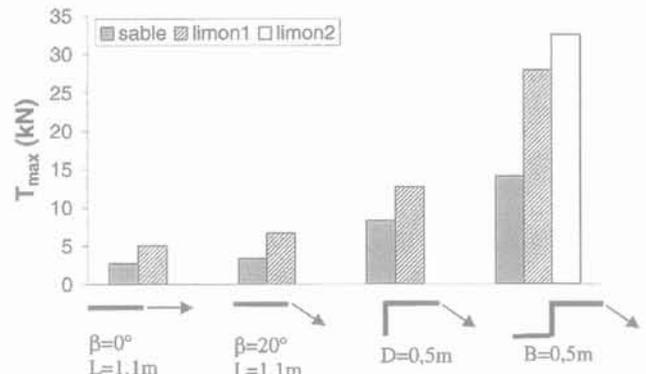


FIG. 9 Influence du type de sol. Effect of soil type.

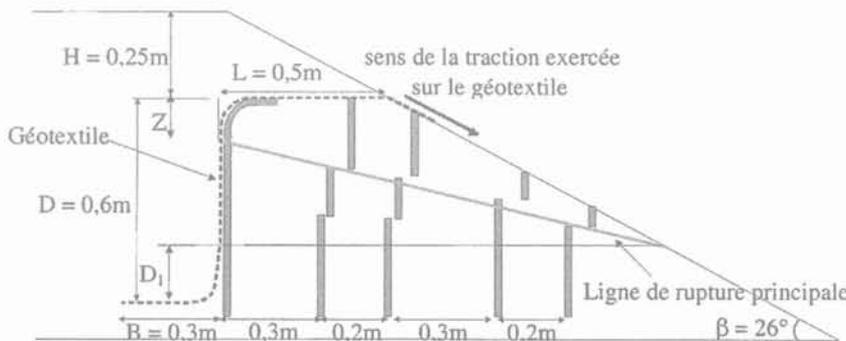


FIG. 8 Surface de rupture observée expérimentalement dans le massif de sable. Failure observed in the sand by experimentation.

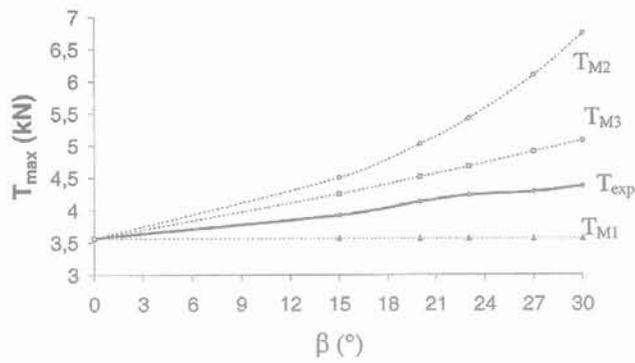


FIG. 10 Comparaison entre les valeurs calculées et mesurées dans le cas du recouvrement simple.
Graph comparing the experimental and calculated values for simple run-out.

– les valeurs calculées avec la méthode M_2 divergent des valeurs expérimentales et la différence augmente avec β ;

– les valeurs calculées avec les méthodes M_1 et M_3 encadrent les valeurs expérimentales, la méthode M_1 ayant tendance à sous-estimer les valeurs expérimentales alors que la méthode M_3 les surestime; l'écart par rapport aux mesures croît avec β .

Aucune des trois méthodes de calcul ne permet d'expliquer complètement les résultats expérimentaux.

7.2

Fichage vertical

Les valeurs calculées avec les trois méthodes de calcul sont confrontées aux valeurs mesurées pour différentes configurations de fichage vertical (Tableau IV et Fig. 11).

Les valeurs obtenues avec les méthodes de calcul M_2 et M_3 sont nettement supérieures aux valeurs mesurées et l'écart augmente avec les dimensions du fichage

TABLEAU IV Essais de fichage vertical avec le sable.
Vertical embedding test with the sand.

δ (°)	β (°)	H (m)	L (m)	D (m)	T_{exp} (kN)	T_{M1} (kN)	T_{M2} (kN)	T_{M3} (kN)				
34°	22°	0,25		0,3	2,10	1,63	14,73	4,39				
					2,18							
				0,5	0,6	4,01	3,26	38,69	10,47			
						3,83						
				0,9		5,93*	5,59	72,91	19,16			
						5,86*						
				37°	20°	0,3	1,1	0,3	3,70	3,32	17,24	6,58
									7,57			
								0,6	7,92	4,95	41,19	12,66
									7,71			
		0,5		8,29	5,59	35,73	14,29					

*Rupture de massif.

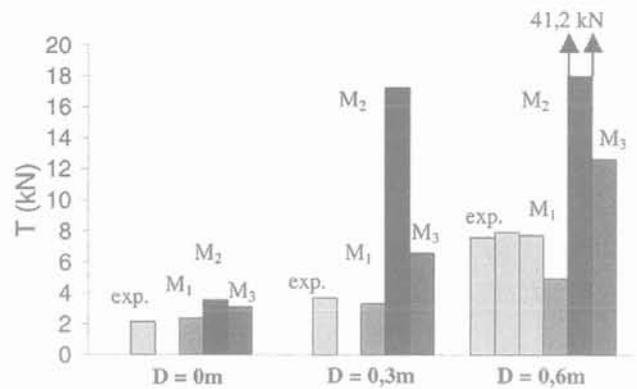


FIG. 11 Comparaison entre les valeurs mesurées et calculées par les trois méthodes de calcul dans le cas du recouvrement et du fichage vertical.
Graph comparing the experimental and calculated values with the three design methods for the cases of vertical embedding and simple run-out.

alors qu'il est faible dans le cas du recouvrement simple pour cette inclinaison de talus ($\beta = 22^\circ$). La méthode M_1 sous-estime les valeurs mesurées lorsque la profondeur de fichage augmente ($D = 0,6$ m); ceci peut s'expliquer par le fait que cette méthode prend en compte uniquement le frottement sur les parties linéaires et utilise l'hypothèse des terres au repos pour calculer la contrainte horizontale appliquée sur le géosynthétique dans le fichage (sur la partie verticale D).

7.3

Ancrage complet

Ce cas n'est pas traité par la méthode M_2 . Les valeurs calculées avec les méthodes de calcul M_1 et M_3 sont comparées aux valeurs mesurées pour différentes configurations de l'ancrage complet (Tableau V). La méthode de calcul M_1 donne des résultats proches des

TABLEAU V Essais d'ancrage complet avec le sable.
Complete anchorage test with the sand.

δ (°)	β (°)	H (m)	L (m)	D (m)	B (m)	T_{exp} (kN)	T_{M1} (kN)	T_{M3} (kN)		
34°	26,6°	0,25	1,1	0,3	0,3	5,95	7,04	48,91		
					0,6	8,35	10,76	90,93		
					0,5	7,74	9,01	75,91		
			1,1	0,6	0,3	8,30	11,36	11,59	10,70	78,21
						9,58	17,80	16,44	143,14	
						1,1	0,6	0,5	14,00	15,66
37°	20°	0,3	1,1	0,5	15,84					

valeurs expérimentales. Comme pour les configurations d'ancrage précédentes, la méthode de calcul M_3 donne des valeurs très supérieures aux valeurs mesurées.

D'une manière générale, la comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux calculés par la méthode M_1 (Fig. 12) montre que la capacité d'ancrage de la tranchée seule ($D + B$) représente entre 75 et 90 % de la capacité totale à la rupture du dispositif en tête de talus ($L + D + B$). On en déduit que les paramètres géométriques prépondérants à prendre en compte lors du dimensionnement de telles tranchées sont la profondeur de la tranchée D et la largeur du fond de la tranchée B ; la longueur L est essentiellement à prendre en compte pour assurer la stabilité du massif de sol situé entre la tranchée et la pente.

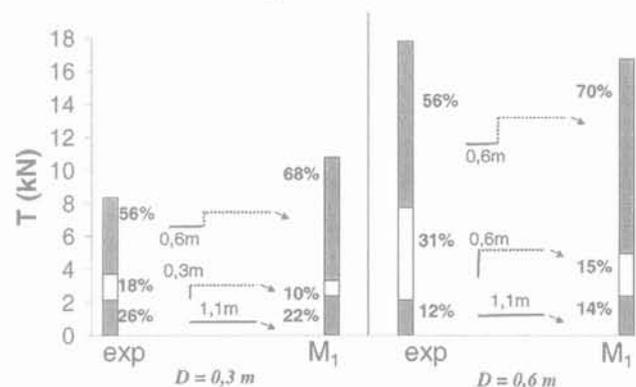


FIG. 12 Comparaison entre les valeurs mesurées et calculées par la méthode de calcul M_1 dans le cas d'un ancrage complet.
Graph comparing the experimental and calculated values with the design method M_1 for the case of complete anchorage trench.

Observation des mécanismes d'ancrage

Les mesures complémentaires (Fig. 5) effectuées au cours des essais réalisés pour étudier l'influence de la

nature du sol permettent d'obtenir d'une part les courbes :

- des efforts en tête T en fonction du déplacement u du câble du treuil ;
- des déplacements u' de certains points du géosynthétique en fonction de u ;

et d'autre part les déplacements à la rupture dans le massif de sol situé entre le parement du talus et le fichage du géosynthétique (colonnes de sable coloré).

Nous détaillons les résultats obtenus pour l'essai d'ancrage complet avec les deux sols (sable et limon 1).

La capacité d'ancrage à la rupture de la tranchée est différente selon le sol utilisé :

$$T_{sable} < T_{limon1}$$

D'après des différentes mesures des déplacements des points du géosynthétique connectés (Figs. 13 et 15) au dispositif de mesure, nous pouvons essayer de distinguer les deux mécanismes suivants :

- mobilisation du frottement le long du géosynthétique dans la tranchée ;
- réaction du massif de sol à la force appliquée au géosynthétique.

8.1

Ancrage complet dans le sable

La courbe (Fig. 13) représentant le déplacement du capteur C_4 en fonction du déplacement u du câble du treuil est constituée de trois segments de pentes différentes entre le début de l'essai et l'instant où la force maximum a été mobilisée ; l'analyse de cette courbe met en évidence les différentes étapes de mobilisation du frottement le long du géosynthétique dans la tranchée :

- *étape 1* - $0 \text{ mm} < u < 30 \text{ mm}$: pas de déplacement du point C_4 , cette étape correspond à la mobilisation du frottement sur la longueur L ;
- *étape 2* - $30 \text{ mm} < u < 120 \text{ mm}$: mise en mouvement du point C_4 , la pente de ce segment est faible, le point C_6 reste immobile ; cette étape correspond au début du tassement de l'angle de la tranchée et à la mise en butée du sol sous cet angle ;

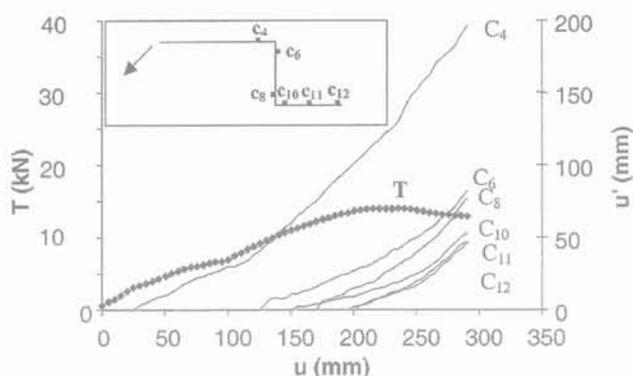


FIG. 13 Mesures de l'effort en tête et des déplacements en différents points du géotextile en fonction du déplacement imposé pour un essai d'ancrage complet dans le sable.
Measurements of the force at the top and the displacements of the geotextile according to the imposed displacement in a complete anchorage trench for the sand.

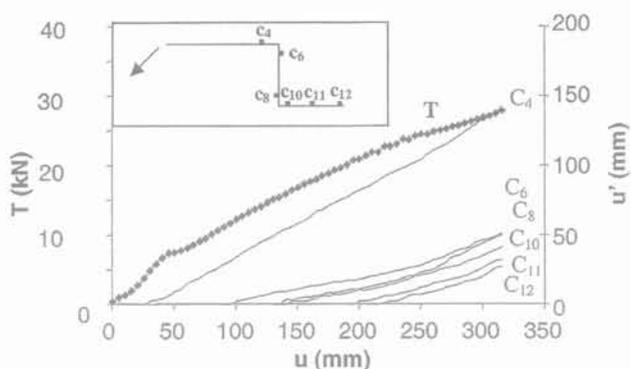


FIG. 15 Mesures de l'effort en tête et des déplacements en différents points du géotextile en fonction du déplacement imposé pour un essai d'ancrage complet dans le limon 1.
Measurements of the force at the top and the displacements of the geotextile according to the imposed displacement in a complete anchorage trench for the silt 1.

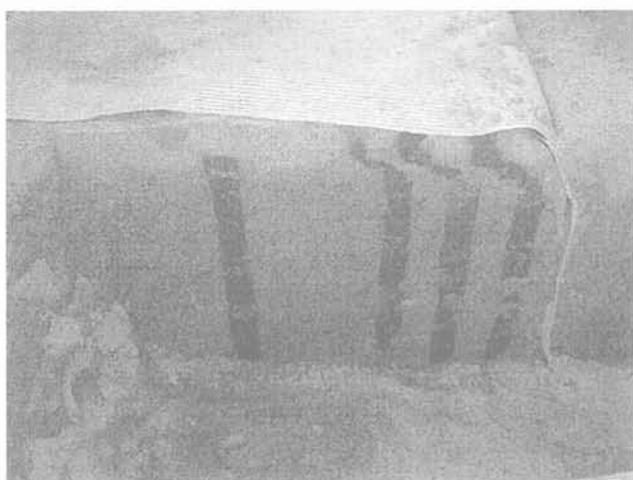


FIG. 14 Déformation du massif de sol en fin d'essai dans le cas du sable.
Deformation of the soil situated between the slope and the trench in the case of the sand.

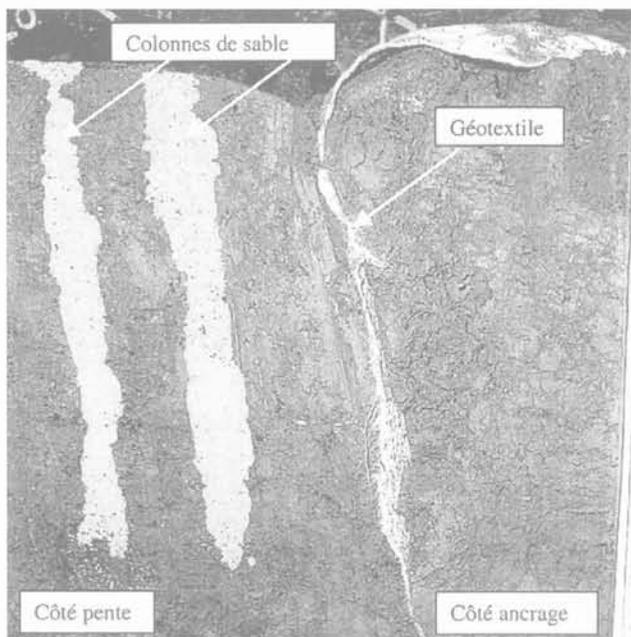


FIG. 16 Déformation du massif de sol en fin d'essai dans le cas du limon 1.
Deformation of the soil situated between the slope and the trench in the case of the silt 1.

–*étape 3* – $120 \text{ mm} < u < 235 \text{ mm}$: la pente de ce segment est supérieure à la précédente, cette étape correspond à la mobilisation du frottement le long du géosynthétique sur D et B ; à la fin de cette étape, la force d'extraction appliquée au géosynthétique atteint son maximum.

Le tassement de l'angle de la tranchée peut être observé à la fin de l'essai (Fig. 14).

La seconde information apportée par l'observation des colonnes de sable (Fig. 14) est le déplacement d'une bande de sol sous le géosynthétique sur toute la longueur L. Cette observation a été faite à la fin de l'étape 3 et correspond donc au déplacement du sol quand l'effort appliqué au géosynthétique a atteint son maximum. Pour ce type de sol, une couche de sable est entraînée par le géotextile au cours de son déplacement.

8.2

Ancrage complet dans le limon 1

L'observation des déplacements des points du géo-

synthétique connectés au dispositif de mesure (Fig. 15) permet d'établir les différentes étapes de mobilisation du frottement le long du géosynthétique dans la tranchée :

–*étape 1* – $0 \text{ mm} < u < 30 \text{ mm}$: pas de déplacement du point C_4 , cette étape correspond à la mobilisation du frottement sur L ;

–*étape 2* – $30 \text{ mm} < u < 90 \text{ mm}$: mise en mouvement du point C_4 , le point C_6 reste immobile ; cette étape correspond au début du tassement de l'angle de la tranchée et à la mise en butée de l'angle de la tranchée ;

–*étape 3* – $90 \text{ mm} < u < 230 \text{ mm}$: mise en mouvement progressive de tous les points du géosynthétique ; cette étape correspond à la mobilisation progressive du frottement sur D puis sur B, T n'a pas atteint son maximum ;

–étape 4 – $u > 230$ mm : tous les points se déplacent comme le câble du treuil, T atteint son maximum pour $u = 315$ mm soit 85 mm après le déplacement du dernier point connecté (C_{12}) du géosynthétique.

L'observation des colonnes de sable coloré (Fig. 16) montre, à l'inverse de l'ancrage dans le sable, qu'il n'y a pas de déplacement d'une couche de sol sous le géosynthétique sur la longueur L.

8.3

Comparaison des observations faites sur les deux sols

Les mécanismes de ruptures semblent être fonction du sol :

– la mobilisation du frottement le long du géotextile dans la tranchée n'est pas identique pour les deux sols étudiés ; T atteint son maximum lorsque le dernier point du géotextile se déplace dans le cas du sable alors que ce maximum est retardé dans le cas du limon ;

– la réaction du massif de sol est, elle aussi, différente puisqu'une rupture dans le sol est observée dans le cas de l'ancrage dans le sable mais pas dans le cas de l'ancrage dans le limon.

9

Conclusion

Dans les conditions expérimentales mises en œuvre, en particulier pour les sols utilisés et les dimensions des tranchées testées, les essais réalisés au banc d'ancrage ont montré que les méthodes de calculs notées M_2 et M_3 surestiment de manière importante la capacité d'ancrage à la rupture d'une tranchée donnée. Dans les mêmes conditions, la méthode M_1 prenant en compte uniquement le frottement sur les parties linéaires donne des valeurs proches des valeurs mesurées à la rupture qui, en outre, sont conservatives. A défaut de disposer d'une méthode plus pertinente prenant mieux en compte les mécanismes d'ancrage observés, les valeurs calculées par la méthode M_1 sont acceptables pour le dimensionnement d'une tranchée d'ancrage dans un sol pulvérulent.

Les différentes géométries testées ont permis de mettre en évidence que :

– l'angle d'inclinaison de la pente a une influence non négligeable sur la capacité d'ancrage notamment pour les ancrages par recouvrement simple ;

– la longueur L est un paramètre dimensionnant pour la stabilité du massif d'ancrage ;

– les dimensions D et B sont des paramètres dimensionnants pour la capacité d'ancrage de la tranchée.

Les différents essais réalisés avec un sol sableux et un sol limoneux ont mis en évidence que la capacité d'ancrage d'une tranchée est fonction du sol et pas uniquement de l'angle de frottement δ à l'interface « sol/géosynthétique ».

L'instrumentation du géosynthétique dans le sol et les colonnes de sables colorés implantées dans le massif de sol ont permis de suivre la mobilisation des mécanismes frottement dans la tranchée :

– selon la configuration de la tranchée et le sol envisagés, la surface de rupture peut être transférée de l'interface « géosynthétique/sol » vers l'intérieur du sol ;

– un tassement du sol dans le premier angle de la tranchée et donc une augmentation de la contrainte est observé dans cette zone.

Suite aux observations faites lors de notre expérimentation, une approche de la méthode de dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus peut consister à :

– appliquer un coefficient de sécurité à la force à reprendre en tête de talus ; ce coefficient est fonction du type et de l'importance de l'ouvrage : par exemple, pour les bassins, on peut se référer au Guide technique (2000) ;

– déterminer les paramètres D et B permettant de reprendre cette force par l'ancrage ;

– déterminer la distance L entre la tranchée et la pente assurant la stabilité du massif de sol en tête de talus.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le CETMEF pour son concours et les producteurs Bidim Geosynthetics et Siplast pour leur contribution.

Bibliographie

- Briançon L. – *Stabilité sur pentes des dispositifs géosynthétiques. Caractérisation du frottement aux interfaces et applications*. Thèse de docteur ès Sciences, Université de Bordeaux, France, 2001, 200 p.
- Guide technique – *Étanchéité par géomembranes des ouvrages pour les eaux de ruissellement routier*. Co-édité par le SETRA et le LCPC, guide complémentaire, 2000, 71 p.
- Hulling D.E., Sansone L.J. – « Design concerns and performance of geomembrane anchor trenches ». *Geotextiles and*

- Geomembranes*, vol. 15, 1997, p. 403-417.
- Imaizumi S., Tsuboi M., Doi Y., Shimizu T., Miyaji H. – « Anchorage ability of a geosynthetic liner buried in a trench filled with concrete ». *Proceeding of Sardinia 97, Sixth International Landfill Symposium*, Cagliari, Italy, 13-17 October 1997, p. 453-462.
- Koerner R.M. – *Designing with geosynthetics*. Prentice Hall, 1998, 761 p., 4th ed.
- Koerner R.M., Wayne M.H. – « Geomembrane anchorage behavior using large-scale pullout apparatus ». *Rilem*

report 4th: *Geomembrane, Identification and performance testing*, Rollin A. and Rigo J.M. Ed., Chapman and Hall, London, 1991, p. 204-218.

Norme AFNOR NF P 84-522 – *Géomembrane. Mesure de l'angle de glissement des dispositifs d'étanchéité par géomembrane (DEG) à l'aide d'un plan incliné*. AFNOR, juin 1994.

Norme (projet) PrEN ISO 12957-2 – *Geosynthetic – Determination of friction characteristics*. Part 2: Inclined plane test, European Committee for standardisation, Brussels, September 2000.