

DELMAS, PH. et SOYEZ, B., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France

LENGLET, J., Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, St. Quentin, France

PUECH, J. P. et BUFFARD, J. Y., Scétauroute, France

**POINÇONNEMENT EXPERIMENTAL D'UN REMBLAI RENFORCE PAR GEOTEXTILES SUR
UNE DECHARGE INDUSTRIELLE**

EXPERIMENTAL PUNCTURING OF A REINFORCED EMBANKMENT OVER AN INDUSTRIAL WASTE SITE

DURCHSTANZEN EINER GEOTEXTILVERSTÄRKTEN SCHÜTTUNG AUF EINER INDUSTRIEABFALLDEPONIE

Dans cette communication, les auteurs présentent le cas du passage en remblai de l'Autoroute St Quentin-Reims (France) sur une décharge de matériau de lavage de betteraves d'une hauteur de 6 m (fortement compressible) et située sur une couche de tourbe de 3 m de hauteur. La solution retenue associe le poinçonnement d'un remblai renforcé par géotextiles et son allègement avant la mise en service de l'Autoroute. La grande hétérogénéité des matériaux de décharge ne permettant pas de réaliser de façon représentative les essais de laboratoires conventionnels, il a été décidé, en accord avec le maître d'oeuvre, de réaliser un remblai d'essai de 5 m de hauteur, armé d'un multicouche de géotextile et instrumenté.

This paper deals with an highway embankment to be constructed on an industrial waste disposal area. The highly compressible waste deposit is 6 meters thick and underlied by a 3 meters thick peat layer. The chosen solution associates the punching of a geotextile reinforced embankment and an unloading by a partial substitution with a light weight material.

Due to the great heterogeneity of the waste, it was decided with the Highway Company to build a 5 meters high reinforced test embankment, to check the accuracy of the technical solution.

INTRODUCTION

Face au problème délicat du franchissement en remblai des décharges de résidus industriels compressibles et hétérogènes, l'ingénieur est amené à proposer des solutions innovantes du fait de l'inadéquation des techniques traditionnelles. Dans le cadre du site d'Aulnois faisant l'objet de cet article, la combinaison de géotextiles et d'un matériau ultra-léger s'est avérée a priori techniquement et économiquement judicieuse. Du fait de la nouveauté de la méthode proposée, un ouvrage expérimental a été réalisé, afin de confirmer sa faisabilité et de fournir les paramètres nécessaires au dimensionnement définitif.

I - PRESENTATION DU SITE ET DU PROJET

I-1 Généralités

L'autoroute A26, en construction entre Calais et Reims, traverse localement au nord de Laon une zone alluviale constituée de sols compressibles de nature organique, d'environ 3 mètres d'épaisseur. Ce problème géotechnique se trouve ponctuellement compliqué par la présence sur le tracé d'un bassin de décantation de boues de lavage de betteraves destinées à la production sucrière. Sur une zone de 320 mètres de longueur, le profil en long du projet place la chaussée à 70 cm au dessus du niveau actuel des résidus, dont l'épaisseur moyenne est de 6 m dans l'axe de l'autoroute (fig.1).

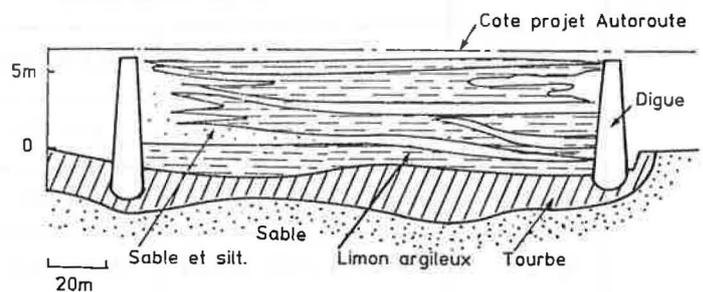


Fig. 1 - Profil géologique du projet

Ces résidus de lavage peuvent être assimilés à des limons plus ou moins sableux, voire à des vases contenant quelques débris végétaux.

Les caractéristiques géotechniques des résidus, plus favorables près des digues d'enclôture du bassin, sont la conséquence du mode de mise en dépôt hydraulique des boues, qui induit une ségrégation des particules. Les éléments plus sableux se déposent sur le pourtour du bassin, à proximité des points de rejet, alors que les matériaux les plus fins tendent à s'accumuler au centre de celui-ci. L'hétérogénéité du site se manifeste également par la présence de lentilles argileuses au sein de la phase sableuse périphérique.

On notera, enfin, que le niveau des digues est remonté au fur et à mesure de l'exploitation du site par reprise des éléments sableux déposés lors de la période de remplissage précédente. Cette procédure est, elle aussi, une cause probable de formation de poches compressibles supplémentaires sur le pourtour du bassin. Le tableau I regroupe les caractéristiques géotechniques extrêmes des matériaux de dépôt et de la couche organique sous-jacente (telles que déduites de plusieurs campagnes de reconnaissance réalisées par le L.R.P.C. de St Quentin), ainsi que les valeurs adoptées pour les calculs.

I-2 Solution retenue

Diverses solutions techniquement envisageables (déplacement du tracé, viaduc "rasant", poinçonnement total, remblai sur pieux ...) furent étudiées, auxquelles on préféra, pour des raisons économiques, celle d'un poinçonnement partiel associé à un allègement du remblai.

Cette solution repose sur le phasage théorique suivant (fig.2) :

- un poinçonnement partiel, qui a pour but de diminuer considérablement la hauteur de sol compressible sous le remblai définitif,

- un préchargement assurant une consolidation partielle du sol mou restant,
- un déchargement du remblai jusqu'à une cote permettant la réalisation d'un remblai léger supportant la chaussée à son niveau définitif. Ce déchargement offre également l'avantage de provoquer un "vieillissement" artificiel du sol compressible sous-jacent du point de vue de la consolidation secondaire, suivant le principe énoncé par Bjerrum [1].

Le dimensionnement d'une telle solution, déjà habituellement délicat, était dans le cas présent compliqué par l'absence de données représentatives quant aux caractéristiques de fluage des résidus. Les paramètres disponibles à ce sujet avaient, en effet, été déduits d'essais de laboratoire dont il a été prouvé (Mieussens et al. [2]) qu'ils ne reflètent pas la réalité dans le cas d'épaisseurs compressibles supérieures à 1 m. De plus, du fait de l'hétérogénéité du site, il est apparu également indispensable de "recaler" les paramètres de consolidation primaire.

Pour toutes ces raisons, à l'initiative de SCE-TAUROUTE, maître-d'oeuvre de l'opération, il fut décidé de réaliser un remblai expérimental afin d'affiner le dimensionnement définitif, en particulier sur les points suivants :

TABLEAU I - Caractéristiques géotechniques des sols rencontrés

Profondeur	Périphérie du bassin		Centre du bassin	
	0.6 m (résidus)	6.9 m (tourbe)	0.6 m (résidus)	6,9 m (tourbe)
γ (kN/m ³)	12,9 à 19,9	9,8 à 11,5	12,9 à 18,8 (16)	9,4 à 10,9
w (%)	17,5 à 97,7	206 à 447	21,5 à 101	245 à 440
e_0	0,653 à 2,22 (1,65)	4,48 à 6,3 (5,6)	0,745 à 2,29 (1,72)	3,11 à 6,6 (4,82)
σ'_c (kPa)	26 à 48 (48)	35 à 50 (48)	21 à 48 (31)	29 à 46 (46)
C_s	0,005 à 0,038 (0,032)	0,143 à 0,277 (0,143)	0,010 à 0,035 (0,032)	0,065 à 0,133 (0,065)
C_c	0,003 à 0,846 (0,658)	2,67 à 4,12 (3,65)	0,632 à 0,841 (0,632)	3,3 à 4,74 (3,3)
c_u (kPa)	6 à 28	25 à 30	7 à 19 (14)	28 à 36 (30)
C' (kPa)*	2 à 11	7	4 à 6	-
ψ' (°)*	34 à 42	42	32 à 42	-

* dans les zones sableuses

() les valeurs entourées ont été adoptées pour le dimensionnement

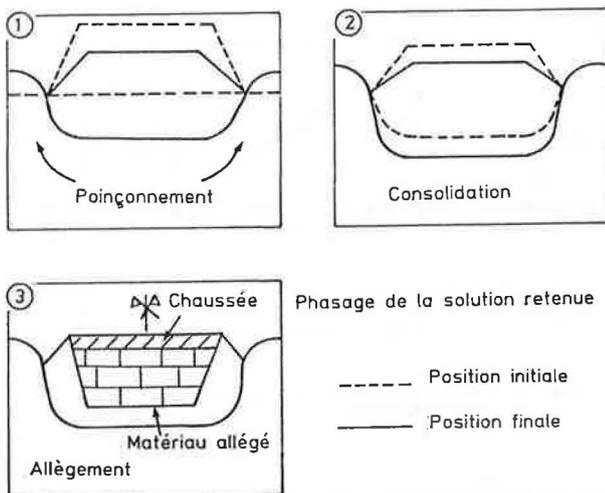


Fig. 2 - Phasage de construction proposé

- la faisabilité même du poinçonnement contrôlé et la hauteur de remblai à mettre en oeuvre pour atteindre la profondeur de poinçonnement instantané souhaitée (2 m),
- le dimensionnement des textiles de renforcement devant assurer :
 - . l'intégrité du remblai pendant le poinçonnement,
 - . sa stabilité pendant la phase suivante de consolidation,
- la vitesse de consolidation correspondant à une amplitude des tassements de 1 m atteinte en 1 an maximum,
- la hauteur de matériau léger à mettre en oeuvre dans la phase terminale de la construction.

II - LE REMBLAI EXPERIMENTAL

II-1 Généralités

Compte tenu des données géotechniques disponibles, il a semblé judicieux de placer l'ouvrage expérimental en partie centrale du bassin a priori plus compressible et relativement homogène d'après la reconnaissance. Pour des raisons pratiques, l'ouvrage fut construit à l'extérieur de l'emprise future de l'autoroute, mais à proximité de la piste de chantier et perpendiculairement à celle-ci. Pour limiter le volume de l'ouvrage, la pente des talus latéraux fut arbitrairement fixée à $\text{tg } \beta = 2/3$; en partie terminale, la pente retenue fut réduite volontairement à $\text{tg } \beta = 1/3$, de manière à ce que les renforcements longitudinaux nécessaires à la stabilité propre de l'extrémité perturbent le moins possible l'action des renforcements transversaux qui seront seuls mis en oeuvre en partie courante de l'ouvrage définitif (fig.3).

II-2 Dimensionnement

II-2-1 Hauteur de matériau à mettre en oeuvre

Une première estimation à 5 m de la hauteur H_R de matériau à mettre en oeuvre pour obtenir un poinçonnement "instantané" de 2 m a été réalisée sur la base d'un calcul de force portante à la rupture d'un remblai de longueur infinie intéressant la couche de résidus, et ayant déjà pénétré de cette profondeur dans les déchets. Cette méthodologie, certes sommaire, nous est apparue cependant suffisante pour fournir un point de départ à l'expérimentation.

La figure 3 présente la géométrie finale du remblai, sur la base d'une plate-forme en tête carrée de 15mx15m et des pentes indiquées auparavant.

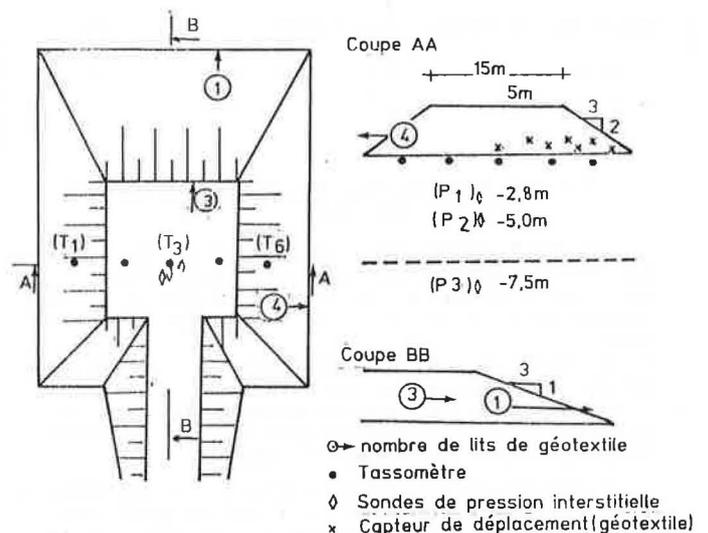


Fig. 3 - Géométrie de l'ouvrage et implantation des appareillages

II-2-2 Dimensionnement du renforcement

Le choix du matériau était imposé du fait de l'existence dans les stocks du maître d'oeuvre d'une quantité, suffisante pour les besoins de l'expérience, d'un géotextile tissé de polypropylène répondant aux caractéristiques suivantes (tableau II) :

On retiendra des valeurs ci-dessus la forte anisotropie du matériau qui justifie a priori la faible influence des textiles longitudinaux sur le comportement des nappes transversales faisant l'objet de l'étude. On notera, par ailleurs, que les différentes nappes sont positionnées bord à bord sans liaison.

Au vu de l'expérience actuelle dans le domaine des polymères, il a semblé raisonnable de retenir, pour une période de vie de l'ouvrage de 1 an (temps de consolidation du sol support), un taux de travail admissible de 20 % vis-à-vis de la charge de rupture, ceci afin de prendre en compte les caractéristiques de fluage du polypropylène. Dans le cas de notre matériau, le taux de travail admissible est donc de 40 kN/m.

Le matériau constitutif du remblai disponible était un sable de granulométrie (O/O.0315) et d'angle de frottement interne $\psi' = 25^\circ$. Le contact sable-géotextile a été caractérisé par un angle de frottement ψ_g de 14° ($\text{tg } \psi_g = 0,24$).

TABLEAU II - Caractéristiques du géotextile

	Sens "production"	Sens "travers"
Résistance à la traction (kN/m)	200	34
Allongement ϵ_r à l'effort maximal (%)	11	6,5
Module sécant (kN/m)	1800	500
Porométrie (0_{95} pm)	< 200	

II-2-2 a Principes du dimensionnement d'un ouvrage

Les différents mécanismes de rupture des remblais sur sol compressible, renforcés par géotextiles, ont fait l'objet de nombreuses études à ce jour (Haliburton et al. [3]). On distingue habituellement :

- le risque de rupture localisée du sol de fondation par glissement circulaire,
- le risque de rupture du géotextile lors du poinçonnement d'ensemble dans le sol de fondation du corps de remblai rigidifié.

Plus récemment, certains auteurs (Christopher et Holtz [4], Delmas et al. [5]) ont proposé des méthodologies d'étude mettant l'accent sur la nécessité du calcul de l'élongation du textile, dans les deux mécanismes de rupture cités ci-dessus.

Rupture circulaire

La méthode de dimensionnement correspondante associe un calcul à l'équilibre limite vis-à-vis du sol et un calcul des tensions dans les armatures reposant sur les équations d'équilibre local de chaque nappe et les équations d'équilibre global du bloc en mouvement. Le développement des efforts dans les renforcements est supposé directement lié au déplacement de la masse en mouvement (fig.4) (Delmas et al. [6]). Dans la plage de déformation considérée, on prend :

- pour le textile, une loi de comportement en traction élastique linéaire,
- pour l'interface sol-textile, une loi élastoplastique linéaire.

En fin de calcul, on vérifie que le décrochement calculé entre les deux blocs reste admissible pour l'ouvrage.

Rigidification du remblai

Outre leur influence prépondérante sur la stabilité vis-à-vis de la rupture circulaire, les géotextiles placés à la base du remblai ont un

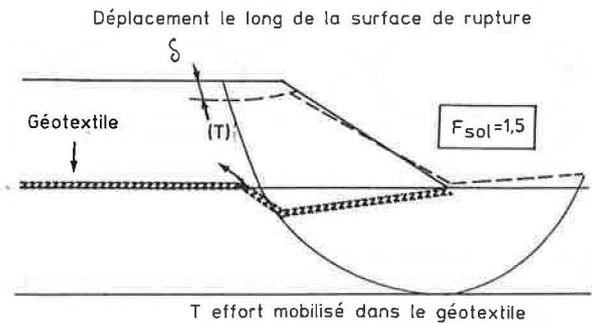


Fig. 4 - Principe de calcul de la méthode des déplacements

effet supplémentaire de rigidification de l'ouvrage, dont on peut penser qu'il influe sur le calcul du poinçonnement proprement dit. D'autre part, il y a donc lieu d'évaluer les tensions supplémentaires induites dans les textiles lors du poinçonnement et liées de façon spécifique à la rigidification.

Une telle évaluation semble difficile dans l'état actuel des connaissances, compte tenu de l'insuffisance des modèles disponibles pour simuler le poinçonnement. Les travaux de Rowe (1984), sur la base de la méthode des éléments fins, constituent une approche intéressante de ce problème ; cependant, les abaques publiés à ce jour ne nous ont pas permis de traiter notre cas particulier.

Pour toutes ces raisons, nous nous sommes bornés à ne prendre en compte que la rupture circulaire pour le dimensionnement des textiles du remblai expérimental.

II-2-2 b Disposition retenue

Le calcul réalisé suivant les principes énoncés ci-dessus a abouti aux résultats suivants : (tableau III)

TABLEAU III - Résultats du calcul de dimensionnement

Pente	3/1 (extrémité du remblai)		3/2 (sens transversal)	
Coefficient de sécurité sur le sol	1,3	1,5	1,3	1,5
Nombre de nappes	3	4	4	5

Compte tenu du caractère expérimental de l'ouvrage, et en particulier de l'importance du suivi prévu, il fut décidé de réaliser le remblai avec 4 nappes dans le sens transversal (pente 3/2) et 3 nappes en extrémité (de pente 3/1) (fig.3). On remarquera d'ailleurs sur cette figure qu'une seule des 3 nappes longitudinales a été positionnée jusqu'au pied de talus, afin de vérifier la validité du calcul en testant un sous-dimensionnement du renforcement.

Pour faciliter la mise en place, un espacement de 40 cm a été prévu entre chaque lit.

II-3 Instrumentation

L'instrumentation prévue répond aux deux objectifs suivants :

- suivre le comportement du remblai, du sol de fondation et des renforcements pendant la phase de construction et de poinçonnement,
- fournir les données nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage définitif, en particulier les paramètres de consolidation du sol support.

Elle comprend (fig.3) :

- . 3 cellules piézométriques placées sous le centre du remblai dans la couche de résidus à 2,8 et 5 m de profondeur /TN et dans la tourbe à 7,5 m,
- . 5 tassomètres de surface répartis sur un profil en travers type,
- . 8 capteurs de déformation répartis sur un demi-profil en travers sur les deux nappes les plus basses.

Pour des raisons de durabilité et d'étanchéité, le suivi des déformations des textiles a été réalisé au moyen de capteurs de déplacement linéaires inductifs spécialement adaptés pour ce type d'application, préférés à un système traditionnel de jauges collées.

III - OBSERVATIONS ET INTERPRETATION DES MESURES

III-1 Constatations

Après mise en oeuvre de la première nappe directement sur les résidus en décantation pendant une période de gel, la montée du remblai a pu être assurée sans incident jusqu'à la hauteur finale prévue de 5 m, sur une période de 15 jours .

La phase de poinçonnement concomitante à la mise en oeuvre des 3 derniers mètres sur une durée de 4 jours s'est traduite par un enfoncement quasi-uniforme de 1,80 m environ et la formation d'un bourrelet périphérique de déchets d'une hauteur moyenne de 1,5 m par rapport au T.N., sur une distance d'environ 10 m autour de l'ouvrage (fig.5).



Fig. 5 - Vue d'ensemble de l'ouvrage et bourrelet de pied

Par ailleurs, une rupture localisée de l'extrémité de l'ouvrage a pu être constatée, correspondant au défaut provoqué de renforcement introduit au § II-2-2 b (fig.6).



Fig. 6 - Rupture localisée du remblai dans la zone volontairement sous-dimensionnée

III-2 Interprétation des mesures

III-2-1 Tassements. Surpressions interstitielles

La figure 7 illustre l'évolution des tassements du remblai et des surpressions interstitielles générées dans la couche de résidus. Les courbes correspondantes amènent les commentaires suivants :

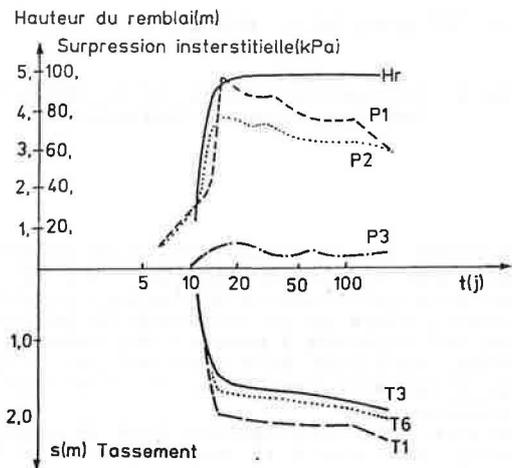


Fig. 7 - Evolution des surpressions interstitielles et des tassements en fonction du temps

- le poinçonnement apparent ne s'est véritablement produit que pendant la deuxième étape de remblai ($2\text{ m} < H_R < 5\text{ m}$) entre les 13^e et 15^e jours. Les surpressions générées ont atteint des valeurs de pic très élevées (respectivement 100 et 80 kPa) dans les résidus, alors que la couche de tourbe sous-jacente n'a apparemment été que peu influencée par le chargement ;

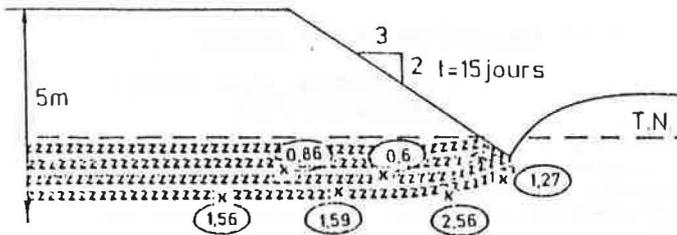
- on observe au cours du temps une dissipation régulière des surpressions, avec des tassements concomitants.

On note une amplitude des tassements quasi-uniforme sous le remblai, sur le profil en travers instrumenté ; cette observation va bien dans le sens d'un comportement monolithique de l'ouvrage.

III-2-2 Déformation des textiles

La figure 8 donne la position réelle des différentes nappes transversales et du remblai, ainsi que les déformations locales obtenues à l'aide des différents capteurs, à la fin de la construction de l'ouvrage (t = 15 jours). On retiendra que :

○ Déformation locale du géotextile(%)



Après 180 jours $\Delta\epsilon < 0.005\%$

Fig. 8 - Déformations mesurées sur les géotextiles immédiatement après construction

- la nappe la plus basse est, conformément aux prévisions, la plus sollicitée ; les déformations sont relativement uniformes, en partie centrale, alors qu'au voisinage du bourrelet elles ont tendance à prendre des valeurs plus élevées. Ceci peut être expliqué par la géométrie, localement perturbée, des textiles en pied de remblai.

- on note une stabilisation dans le temps des valeurs observées à 15 jours, puisqu'après 6 mois d'observation, la variation relative des déformations n'excède pas 5 o/oo.

CONCLUSION

Le suivi du remblai expérimental d'Aulnois a permis de vérifier la faisabilité d'un poinçonnement contrôlé d'un ouvrage au sein des résidus, et en cela de justifier la solution proposée au maître d'oeuvre.

On retiendra de cette expérience que les géotextiles :

- ont permis d'éviter une rupture circulaire du remblai,
- ont contribué à la rigidification de l'ouvrage,
- n'ont, par contre, pas modifié le comportement des résidus vis-à-vis du poinçonnement et de l'amplitude des tassements de consolidation attendus.

Par rapport aux solutions traditionnelles de poinçonnement (pénétration jusqu'au substratum à l'aide d'explosifs), la mise en oeuvre de géotextiles apporte la stabilité nécessaire pour des solutions intermédiaires (pénétration partielle et contrôle des tassements) d'un intérêt économique évident.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BJERRUM L., 1967, Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlement of buildings, *Geotechnique*, vol. 17 (2), pp 83-113.
- [2] MIEUSSENS C., MAGNAN J.P., SOYEZ B., 1985, Essais de compressibilité à l'oedomètre. Procédure recommandée par les Laboratoires des Ponts et Chaussées, *Bull. Liaison Labo P.et Ch.*, n° 139, Sept.-Oct. 1985, pp 5-18.
- [3] HALIBURTON T.A., ANGLIN C.C., LAWMASTER J.D. (1978) Testing of Geotechnical Fabric for Use as Reinforcement. *ASTM Geotech. Test. J.*, (1) 4, pp 203-212.
- [4] CHRISTOPHER B.R., HOLTZ R.D. (1984) Geotextile Engineering Manual Federal Highway Administration, Washington D.C. 850 pp.
- [5] DELMAS Ph., GOURC J.P., PERRIER M. (1985) Dimensionnement d'ouvrages renforcés par géotextiles. *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mch a Found.* San Francisco pp 1769-1772.
- [6] DELMAS Ph., BERCHE J.C., GOURC J.P. (1985) Le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles. Programme Cartage. Journées des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Lyon - 25 pp.