

Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires

P. VILLARD
J.-P. GOURC

Lirigm, Université
Joseph-Fourier
BP 53
38041 Grenoble
Pascal.villard@
ujf-grenoble.fr
Gourc@ujf-grenoble.fr

J.-C. BLIVET

Laboratoire des Ponts
et Chaussées, CETE N-C
BP 245
76121, Le Grand-Quevilly
Jean-claude.blivet@
equipement.gouv.fr

Résumé

Une solution préventive de renforcement par géosynthétique a été testée sous les assises des voies routières et ferroviaires pour lutter contre les risques d'effondrements localisés en surface. Des expérimentations en vraie grandeur ont été réalisées sur des ouvrages expérimentaux instrumentés. Des cavités circulaires de 2 et 4 m de diamètre ont été implantées sous 1,5 m de remblai d'assise. Des renforcements géosynthétiques de différentes raideurs, positionnés au-dessus de la cavité, ont été employés à des fins comparatives. Les effondrements ont été simulés par la vidange des cavités initialement remplies de billes d'argile expansée. Des mesures de flèches, de déplacements et de déformations ont été effectuées en continu sur la nappe géosynthétique et au sein du remblai. Les mécanismes de renforcement sont analysés et une méthode de dimensionnement est proposée.

Mots-clés : effondrement localisé, cavité souterraine, renforcement, géosynthétique, expérimentation, dimensionnement.

Risk due to the appearance of localised sinkholes over underground cavities : a geosynthetic preventive reinforcement solution for roads and railways embankments

Abstract

A preventive system of geosynthetic reinforcement was tested under road and railway foundation layers in order to minimize the risk of localised subsidence. Full-scale experiments were conducted on instrumented structures. Cavities of 2 and 4 m in diameter were realised under the foundation layer material 1,5 m thick. Geosynthetic reinforcements of different stiffness were positioned over the cavity for purpose of comparison. Subsidence under foundation material was simulated by emptying the cavities initially filled with expanded clay beads. Deflection, displacement and strain measurements were carried out continuously on the geosynthetic sheets and within the foundation material. The reinforcement mechanisms are analysed and a design method is proposed.

Key words : localised sinkhole, underground cavity, reinforcement, geosynthetic, experiment, design.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 31 décembre 2002.

SYMBOLES ET NOTATIONS

c	: cohésion du sol (kPa)
C_e	: coefficient de foisonnement du sol : ($C_e = V_{sf}/V_s$)
C_u	: coefficient d'uniformité du sol
d	: épaisseur de la clef de voûte (m)
d_{10}	: diamètre correspondant à 10 % de passant (mm)
d_{50}	: diamètre correspondant à 50 % de passant (mm)
f	: flèche au centre de la nappe géosynthétique (m)
h	: hauteur maximale de sol effondré sur la nappe géosynthétique (m)
H	: épaisseur de remblai au-dessus de la nappe géosynthétique (m)
J	: raideur sécante en traction du géosynthétique à 5 % de déformation (kN/m)
K_a	: coefficient de poussée des terres
L	: diamètre des cavités (m)
p	: surcharge de surface agissant sur le remblai (kN/m ²)
q	: charge répartie agissant sur la nappe géosynthétique (kN/m ²)
s	: tassement de surface (m)
T_{max}	: tension maximale subie par le géosynthétique (kN/m)
T_f	: tension de rupture du géosynthétique (kN/m)
V_s	: volume de sol initial avant décompaction (m ³)
V_{sf}	: volume de sol décompacté (m ³)
ΔV_g	: volume libéré par la déformée en membrane du géosynthétique (m ³)
ΔV_s	: augmentation de volume du sol foisonné (m ³) : ($\Delta V_s = V_{sf} - V_s$)
ϵ	: déformation du géosynthétique (%)
ϵ_{max}	: déformation maximale du géosynthétique (%)
ϵ_{max1}	: déformation maximale du géosynthétique déduite des mesures de déplacement des capteurs à câble (%)
ϵ_{max2}	: déformation maximale du géosynthétique donnée par les extensomètres (%)
ϕ	: angle de frottement interne du sol (°)
γ	: poids volumique total du sol (kN/m ³)

1

Introduction

La présence fréquente de cavités souterraines dans certaines zones aménageables représente un risque d'effondrement potentiellement nuisible au bon fonctionnement des infrastructures et à la sécurité de leurs usagers. La localisation problématique des cavités de faible diamètre à moyenne et grande profondeurs, ainsi que le caractère évolutif et imprévisible des phénomènes d'effondrement, ont favorisé la recherche d'une solution de renforcement préventive permettant, lors d'un effondrement sous remblai, une utilisation acceptable des infrastructures concernées jusqu'à ce qu'une intervention de réparation puisse être envisagée.

C'est dans cette optique qu'une solution de renforcement par géosynthétique a été proposée pour prévenir plus particulièrement les risques d'accidents liés à la pré-

sence des cavités de faible diamètre (diamètre maximal de l'ordre de 4 m). Un programme de recherche intitulé RAFAEL (Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés) a été engagé entre des industriels français (SNCF, SCETAUROUTE et BIDIM Geosynthetics) et des organismes de recherche (LCPC et Lirigm). L'objectif du renfort est de limiter, dans l'éventualité d'un effondrement du sol sous le remblai d'assise, les déformations de surface à des valeurs admissibles permettant une traficabilité acceptable jusqu'à ce qu'une réparation définitive puisse être effectuée.

Des essais en vraie grandeur sur des structures de voies autoroutières et ferroviaires instrumentées ont été réalisés (Gourc *et al.*, 1999, Giraud, 1997). Au total sept expérimentations sur des cavités circulaires instrumentées de différents diamètres ont été effectuées sur la base du TGV Méditerranée à Eure dans la Drôme (Fig. 1) en mai 1997 : trois expérimentations sous voies routières et quatre expérimentations sous voies ferroviaires.



FIG. 1 **Implantation des cavités sur le site expérimental d'Eure.**
Installation of the cavities at the experimental Eure site.

Les objectifs recherchés dans le cadre du programme RAFAEL sont de tester l'efficacité de la solution de renforcement proposée, de présenter des essais de référence pour l'établissement d'une méthode de dimensionnement et de mettre en valeur les mécanismes de fonctionnement au voisinage de la rupture de la structure renforcée. De ce fait, les essais réalisés ne correspondent pas systématiquement au dimensionnement d'une structure en service car les déformations atteintes ici sont bien souvent supérieures aux déformations admissibles pour un ouvrage en service.

2

Les expérimentations en vraie grandeur

2.1

La géométrie de base

Les expérimentations réalisées consistent en des cavités circulaires de 2 ou 4 m de diamètre, renforcées par une ou deux nappes textiles et implantées sous les voies à une profondeur H de 1,5 m sous la surface des voies. Chaque cavité remplie de billes d'argile expan-

sée (Fig. 2) est constituée d'une buse métallique pour les cavités de 4 m, et d'une buse en béton armé pour les cavités de 2 m. Des tuyaux d'aspiration ont été installés dans chaque cavité pour permettre la vidange des billes d'argile et initier les effondrements du remblai supérieur.



FIG. 2 Cavité de 4 m remplies de billes d'argile expansées.
Cavity of 4 m filled with expanded clay beads.

Les essais de l'expérimentation routière (Fig. 3) ont été réalisés directement sans couche de roulement sur la couche de forme pour mieux apprécier les phénomènes liés aux effondrements localisés. Pour l'expérience ferroviaire (Fig. 4), une structure classique de voie (ballast, traverses bétons et rails) a été reconstituée pour permettre la circulation des trains. Quand l'effondrement du remblai supérieur ne s'est pas produit à la vidange de la cavité, des essais de traficabilité (passages de camions ou de trains) ont été effectués.

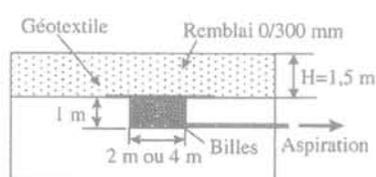


FIG. 3 Géométrie de l'expérimentation routière.
Geometry of the motorway experiment.

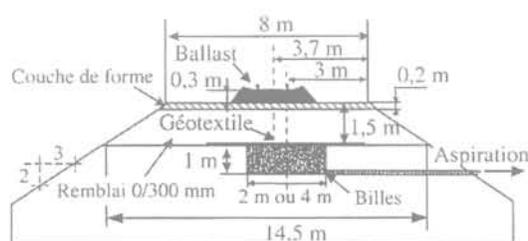


FIG. 4 Géométrie de l'expérimentation ferroviaire.
Geometry of the railway experiment.

2.2

Le remblai d'assise

Le matériau de remblai est un tout venant 0/300 mm ($d_{50} = 30$ mm, $d_{10} = 0,2$ mm et $C_u = 200$) de poids volumique sec γ égal à $21,1$ kN/m³ constitué de grave alluvionnaire contenant 5 à 10 % d'éléments fins inférieurs à 0,08 mm. Le matériau a été mis en place à une teneur en eau de 6 %. Le poids volumique sec à l'optimum Proctor est de $22,2$ kN/m³ pour une teneur en eau de 7 %. Les caractéristiques mécaniques du remblai ont été obtenues grâce à des essais réalisés au Lirigm (Aboura, 1999, Gotteland *et al.*, 2000) sur une boîte de cisaillement direct de grandes dimensions (1 m x 1 m). L'angle de frottement interne ϕ et la cohésion c de ce matériau à l'état naturel (non saturé) ont été évalués respectivement à 38° et 40 kPa. Le module pressiométrique du matériau, obtenu à partir de deux sondages réalisés dans le remblai graveleux du site, est en moyenne de 35 MPa.

2.3

Les nappes géosynthétiques

Le choix du type de géosynthétique est basé sur un fonctionnement en membrane (aptitude de la nappe à reprendre en traction par flexion des efforts perpendiculaires à son plan). Les renforts utilisés sont des nappes géosynthétiques dont le renforcement est mono-directionnel (nappes non tissées renforcées par des fils très résistants dans la direction du trafic) déroulées en continu dans la direction longitudinale de la voie ferrée ou de la chaussée, dont la largeur est nettement supérieure au diamètre des cavités (5,3 m pour les cavités de diamètre $L = 2$ m et 7 m pour les cavités de diamètre $L = 4$ m). Suivant les cas étudiés, une ou deux nappes géotextiles de différentes raideurs en traction ont été employées pour permettre une analyse comparative des résultats. Les caractéristiques principales des essais réalisés sur les sept expérimentations (SCET1 à SCET3 pour les essais routiers et SNCF1 à SNCF4 pour les essais ferroviaires) sont présentées dans le tableau I. J est la raideur sécante dans le sens production du géosynthétique (sens du renforcement) obtenue à 5 % de déformation et T_r la tension de rupture. Les raideurs sécantes obtenues dans le sens transversal sont beaucoup plus faibles : pour l'ensemble des géosynthétiques testés, elles sont de 25 kN/m.

2.4

Les essais de traficabilité

Après la vidange des cavités, on a procédé, lorsque cela était possible, à des essais de traficabilité. Un camion chargé à 13 tonnes sur l'essieu arrière a été utilisé pour l'expérimentation routière (l'essieu se compose de 2 doubles roues de largeur totale 1,96 m). Une motrice de train et un simulateur de trafic SNCF (stabilisateur) ont été employés pour l'expérimentation ferroviaire. Le stabilisateur permet d'appliquer sur les rails une charge vibrante réglable en fréquence et en intensité. Chaque passage de stabilisateur est équivalent, d'un point de vue fatigue de la couche de ballast, à un trafic de 80 000 à 100 000 tonnes de marchandises.

TABEAU I Caractéristiques des expérimentations effectuées et des géosynthétiques utilisés.
Characteristics of the experiments and the geosynthetics used.

Type d'essai	Diamètre de la cavité (m)	Nombre de nappes	Raideur en traction du géosynthétique J (kN/m)	Tension de rupture du géosynthétique T_r (kN/m)
SCET1	2	1	1 818	200
SCET2	4	1	1 818	200
SCET3	4	1	3 600	230
SNCF1	2	1	455	50
SNCF2	4	1	1 818	200
SNCF3	4	2	1 818	200
SNCF4	2	1	1 818	200

2.5

L'instrumentation

L'instrumentation mise en œuvre avait pour objectif la mesure des déformations et des tensions dans la nappe géotextile, ainsi que la mesure des tassements de surface et du corps de remblai. Les mesures ont été effectuées en continu pendant la phase de vidange et pendant les essais de traficabilité.

Pour chaque cavité, quatre capteurs de déplacements verticaux de grande amplitude (0,5 m à 0,6 m) ancrés au fond de la cavité et fixés sur les nappes, ont été utilisés pour déterminer la déformée verticale en flexion du géotextile (Figs. 5 et 6).

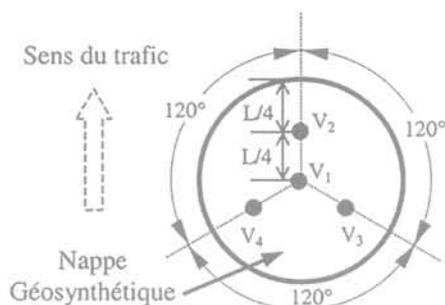
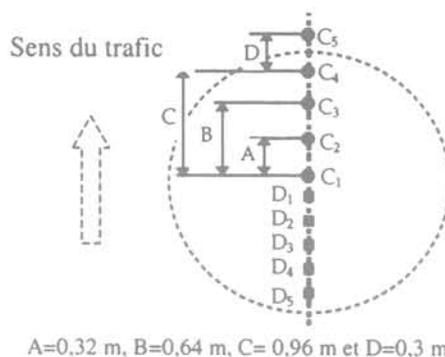


FIG. 5 Implantation des capteurs de déplacements verticaux.
Installation of vertical displacement sensors.



FIG. 6 Vue d'ensemble des capteurs de déplacements verticaux.
Overall view of the vertical displacement sensors.

L'évaluation des élongations des nappes textiles en place est réputée difficile. Cinq extensomètres (D_1, D_2, D_3, D_4, D_5) ont été disposés en différents points de la nappe géotextile pour en mesurer localement les déformations. Cinq capteurs de déplacement à câble (C_1, C_2, C_3, C_4, C_5) ont été utilisés (Figs. 7 et 8) pour mesurer l'allongement de la nappe et pour estimer les déformations par différence entre deux points de mesure. Avec ce type d'instrumentation, les déformations sont des valeurs moyennes obtenues par le calcul des déplacements différentiels de deux points consécutifs de la nappe alors que les extensomètres donnent directement les valeurs locales de la déformation aux points de mesure considérés.



A=0,32 m, B=0,64 m, C= 0,96 m et D=0,3 m.

FIG. 7 Implantation des extensomètres et des capteurs de déplacements à câble (L = 2 m).
Installation of strain gauges and cable-type displacement sensors.

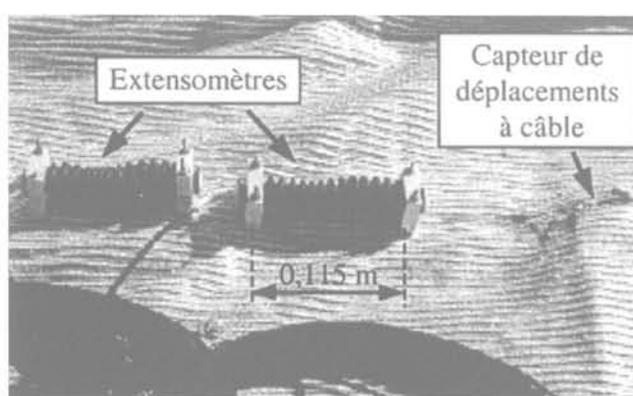


FIG. 8 Vue d'ensemble des extensomètres et des capteurs de déplacements à câble.
Overall view of the strain gauges and of the cable-type displacement sensors.

Pour la mesure des déflexions verticales du corps de remblai deux tubes inclinométriques horizontaux ont été implantés dans le remblai, à la verticale de l'axe de la cavité, perpendiculairement à la direction de circulation. Le premier tube a été placé à 0,50 m au-dessus de la nappe, le second à 1 m. Pour limiter la rigidité des tubes inclinométriques, ceux-ci ont été sciés transversalement en partie tout les 0,50 m.

Des mesures de nivellement topographiques, dans la direction de circulation et dans la direction transversale, ont permis de mesurer les tassements de surface.

3

Résultats des expérimentations routières

3.1

Expérimentation SCET1 ($L = 2 \text{ m}$, $J = 1\,818 \text{ kN/m}$)

Le déroulement des essais de l'expérimentation SCET1 a permis d'analyser le comportement du remblai pendant la vidange et lors des essais de traficabilité. Des mesures de flèche, de déformations et de déplacements ont pu être effectuées en continu durant ces deux phases. L'enlèvement minutieux des matériaux au-dessus de la cavité effectué plusieurs mois après les essais de traficabilité a permis d'analyser plus finement les phénomènes observés. Les principaux résultats obtenus (Fig. 9) sont : f la flèche au centre de la nappe, $\epsilon_{\text{max}1}$ la déformation maximale du géosynthétique déduite des mesures des déplacements des capteurs à câble, $\epsilon_{\text{max}2}$ la déformation maximale du géosynthétique donnée par les extensomètres, s le tassement central de surface et h la hauteur maximale de sol effondré sur la nappe.

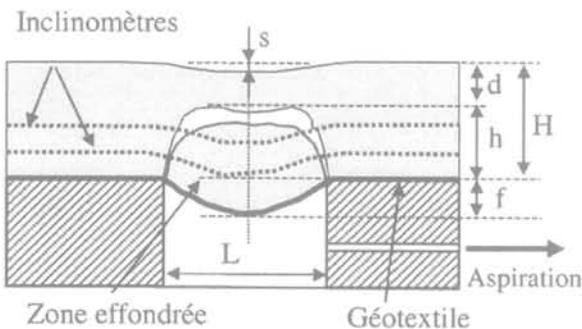


FIG. 9 Schéma type d'un effondrement.
Typical diagram of a sinkhole.

• Résultats obtenus à la vidange

Suite à la vidange de la cavité, aucun mouvement de surface n'a pu être visuellement décelé. Les mesures des capteurs de déplacements verticaux ont montré des déplacements importants de 0,21 m au centre de la nappe géosynthétique (capteur V_1) et des déplacements de 0,14 m à 0,18 m sur les bords (capteurs V_2 à V_4). Les déformations obtenues avec les capteurs de déplacement à câble et les extensomètres sont en moyenne de 2 % pour une valeur maximale d'environ 5 %. Les mesures topographiques ont montré que le remblai

n'avait pas bougé en surface. Cependant, des déplacements faibles du corps de remblai ont pu être décelés grâce aux inclinomètres (0,6 mm pour l'inclinomètre inférieur et 0,4 mm pour l'inclinomètre supérieur). Ces résultats laissent à penser qu'une voûte de sol s'est formée au-dessus de la cavité.

• Résultats des essais de traficabilité

Des essais de traficabilité par passages répétés du camion ont été entrepris. Au total 74 passages du camion chargé à 13 tonnes sur l'essieu arrière ont été effectués (Fig. 10) sans qu'il y ait de tassement visible en surface. Un léger orniérage au droit de la double roue du camion a pu être observé ainsi qu'un léger tassement du remblai. Les déformations mesurées à l'aide des capteurs à câble ou des extensomètres sont restées sensiblement égales aux valeurs trouvées à l'issue de la vidange, ceci s'expliquant par le fait que la voûte de sol créée a permis le report des efforts dus au trafic vers des appuis stables.



FIG. 10 Orniérage obtenu après les essais de traficabilité (cavité SCET1).
Rutting effect obtained after the traffic acceptance test of SCET1 cavity.

• Résultats du démantèlement

Le démantèlement minutieux du remblai et de la cavité a permis de mettre en évidence la forme de la voûte et l'ampleur de la zone effondrée (Fig. 11) : une hauteur h de sol effondré d'environ 1,07 m et une épaisseur d de voûte au centre ($d = H - h$) de 0,43 m. Compte

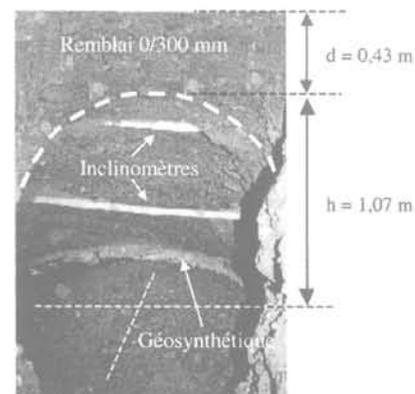


FIG. 11 Mécanisme de voûte observé lors du démantèlement de la cavité SCET1.
Arch mechanism obtained after excavation of the SCET1 cavity.

tenu de la complexité et de la difficulté des opérations de démantèlement, celle-ci n'a pas été effectuée systématiquement sur toutes les cavités.

L'ensemble des résultats obtenus suite à la vidange de la cavité et aux essais de traficabilité est, à titre de comparaison avec les résultats des autres expérimentations, présenté dans le tableau II.

TABEAU II Résultats de l'expérimentation SCET1 après vidange et après trafic (L = 2 m).
Results of experiment SCET1 after emptying and after traffic.

	J (kN/m)	f (m)	$\epsilon_{\max 1}$ (%)	$\epsilon_{\max 2}$ (%)	s (m)	h (m)
Après vidange	1 818	0,21	5,1	1,97	0	1,07
Après trafic	1 818	0,22	4,3	2,15	0	1,07

3.2

Expérimentation SCET2 (L = 4 m, J = 1 818 kN/m)

Lors de la vidange de la cavité SCET2 de 4 m de diamètre, la surface du remblai s'est affaissée brutalement au cours de la vidange (Fig. 12). Cet affaissement de surface a été d'environ 0,25 m de profondeur sur une zone centrale de 2,4 m de diamètre et un déplacement vertical f au centre de la nappe géosynthétique supérieur à 0,60 m a été mesuré. Les résultats obtenus en fin d'essai sont rassemblés dans le tableau III. Compte tenu qu'une bonne partie des capteurs de mesures des déplacements verticaux était déjà en bout de course, les résultats présentés sont donnés à titre indicatif.



FIG. 12 Mécanisme d'effondrement observé à la vidange de la cavité SCET2.
Collapsing mechanism observed after the emptying of the SCET2 cavity.

TABEAU III Résultats de l'expérimentation SCET2 après vidange et avant trafic (L = 4 m).
Results of experiment SCET2 after emptying and before traffic.

	J (kN/m)	f (m)	$\epsilon_{\max 1}$ (%)	$\epsilon_{\max 2}$ (%)	s (m)	h (m)
Après vidange	1 818	> 0,6	5,5	5	0,25	1,5

Suite au déblaiement du remblai au-dessus de la cavité, on a constaté que la nappe géotextile n'était pas rompue et que l'allure de la zone effondrée (Fig. 13) était proche de celle d'une voûte dont le toit se serait effondré.

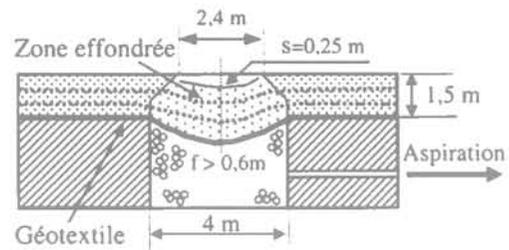


FIG. 13 Géométrie du remblai SCET2 après démantèlement.
Geometry of the SCET2 embankment after excavation.

3.3

Expérimentation SCET3 (L = 4 m, J = 3 600 kN/m)

Le déroulement des essais de l'expérimentation SCET3 a permis d'analyser le comportement du remblai pendant la vidange et lors des essais de traficabilité. La cavité testée est, comparativement à la cavité de l'expérimentation SCET2 qui est de même diamètre (4 m), mieux renforcée (raideur double du renfort géosynthétique).

• Phase de vidange de la cavité

Suite à la vidange de la cavité SCET3, aucun déplacement de surface n'a pu être décelé. Les mesures effectuées (tableau IV) ont fait apparaître des déplacements verticaux importants atteignant 0,46 m au centre de la nappe. Les formulations usuelles de l'effet membrane (voir § 6.3) permettent, connaissant la flèche au centre de la nappe $f = 0,46$ m, d'estimer la hauteur h de sol effondré à environ 1,35 m. Cette valeur, comparée avec les mesures de déplacement des inclinomètres, faisant état de tassements de 0,06 m et de 0,15 m respectivement pour les inclinomètres supérieurs et inférieurs, tend à montrer qu'une voûte de grande ampleur s'est formée (Fig. 14). L'épaisseur de sol très faible en clef de voûte ($d = 0,15$ m) laisse présager d'une forte instabilité de la voûte formée.

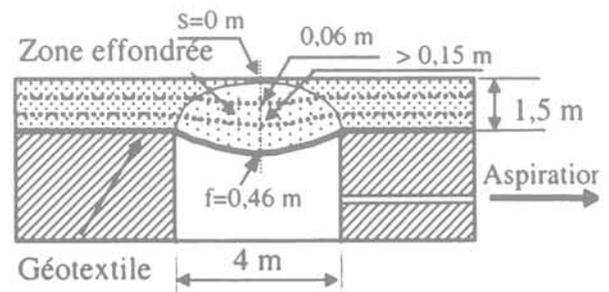


FIG. 14 Géométrie du remblai SCET3 en fin de vidange.
Geometry of the SCET3 embankment at the end of the emptying.

TABLEAU IV

Résultats de l'expérimentation SCET3 après vidange et après trafic (L = 4 m).

Results of experiment SCET3 after emptying and after traffic.

	J (kN/m)	f (m)	$\varepsilon_{\max 1}$ (%)	$\varepsilon_{\max 2}$ (%)	s (m)	h (m)
Après vidange	3 600	0,46	3,7	4,8	0	1,35
Après trafic	3 600	0,48	4,7	5,3	0,25*	1,5

* Roues gauches du camion au 1^{er} passage.

• Phase de traficabilité

Des essais de traficabilité ont été entrepris. Lors du premier passage du camion chargé à 13 tonnes sur l'essieu arrière (axe du camion dans l'axe de la cavité), il s'est produit un effondrement assez important en surface (Fig. 15). Les mesures obtenues (tableau IV) ont révélé un tassement maximal de surface s de 0,25 m sous le jumelage gauche du camion contre seulement 0,05 m sous le jumelage droit. De très légères augmentations des mesures (flèche f et déformations ε) ont pu être décelées au niveau de la nappe. Ces résultats sont peu surprenants. En effet, le premier passage du camion a engendré la rupture de la voûte superficielle de très faible épaisseur. L'augmentation de charge permanente sur la nappe a été de ce fait relativement faible d'où des écarts peu importants entre les mesures effectuées avant et après effondrement.



FIG. 15 Affaissement de la surface du remblai SCET3 après un passage de camion.

Subsidence at the fill surface of the embankment SCET3 after the first lorry truck circulation.

Le taux de mobilisation en tension de la nappe (T/T_r) vis-à-vis de la rupture est, compte tenu des valeurs de déformations de la nappe (déformation maximale de 5,3 %), estimé à 40 %. Une rupture de la nappe est par conséquent totalement improbable, seul le fort tassement de surface est préjudiciable à la reprise du trafic. En conséquence, il a été décidé de resurfer par remblaiement la zone à fort tassement pour permettre à nouveau la circulation du camion. Douze passages répétés de camion ont été effectués qui se sont traduits uniquement par un orniérage supplémentaire de surface de 0,10 à 0,15 m. Il faut noter que cet orniérage est dû essentiellement au tassement du matériau ajouté, non compacté, sans augmentation de la flèche du géotextile comme cela a été mesuré. Donc, si l'on admet la possibilité de remblayer en surface, cette technique de

renforcement paraît très efficace puisqu'elle permet, après comblement de la zone de surface effondrée, de reprendre le trafic sans problème majeur, le géosynthétique reprenant la charge globale (poids du sol effondré et surcharge dynamique due au trafic).

La comparaison des cas SCET2 et SCET3 illustre l'influence de la raideur du géosynthétique sur le comportement de la structure. En effet, par opposition à l'expérimentation SCET2 où il y a eu effondrement total à la vidange, on explique l'effondrement seulement partiel de la cavité SCET3 (hauteur de sol effondrée h de 1,35 m) par des déformations moins importantes de la nappe géosynthétique dues à une rigidité double. Une voûte très instable s'est formée puis s'est très logiquement effondrée dès le début des essais de traficabilité.

4

Résultats des expérimentations ferroviaires

4.1

Analyse générale des résultats obtenus

Dans l'ensemble, les résultats des essais ferroviaires sont assez similaires à ceux des essais routiers. La présence d'une couche de roulement (couche de forme, ballast, traverses en béton et rails) a cependant contribué à rigidifier la partie supérieure du remblai et à limiter les déflexions de surface. Seuls les mécanismes principaux et les particularités des résultats obtenus sont détaillés ci-dessous.

4.2

Expérimentations SNCF1 (L = 2 m et J = 455 kN/m) et SNCF4 (L = 2 m et J = 1 818 kN/m)

Les mécanismes de renforcement observés sur les cavités de 2 m sont assez similaires à ceux obtenus lors de l'expérimentation SCET1. Comparativement, les caractéristiques des renforts employés sont : J = 455 kN/m pour l'expérimentation SNCF1 et J = 1 818 kN/m pour les expérimentations SCET1 et SNCF4.

Les résultats obtenus lors des deux expérimentations sont comparés dans le tableau V aux résultats de l'expérimentation SCET1. Ils montrent qu'une voûte stable s'est formée dans le remblai lors de la vidange. Les épaisseurs de sol effondré h ont été estimées respectivement à 0,50 m et 0,91 m pour les expérimentations SNCF1 et SNCF4. Cependant aucun tassement de surface s n'a pu être décelé pendant la vidange et lors des essais de traficabilité (passages de la motrice du train et du simulateur de trafic). Les déplacements obtenus au niveau des nappes géotextiles sont fonctions des raideurs J des géotextiles employés et des épaisseurs h de sol effondré (respectivement f = 0,26 m et 0,20 m pour les expérimentations SNCF1 et SNCF4 avant trafic). Du fait de la forte rigidité du dispositif de roulement (rails + traverses) qui joue un rôle de répartiteur d'efforts, les essais de traficabilité n'ont que très peu d'influence sur l'évolution de la structure du remblai.

TABEAU V Résultats des expérimentations SNCF1, SNCF4 et SCET1 après vidange et avant trafic ($L = 2$ m).
Results of experiments SNCF1, SNCF4 and SCET1 after emptying and before traffic.

	J (kN/m)	f (m)	$\epsilon_{\max 1}$ (%)	$\epsilon_{\max 2}$ (%)	s (m)	h (m)
SNCF1	455	0,26	3,3	3	0	0,5
SNCF4	1 818	0,20	3,6	1,4	0	0,91
SCET1	1 818	0,21	5,1	1,97	0	1,07

4.3

Expérimentation SNCF2 ($L = 4$ m et $J = 1\ 818$ kN/m)

La cavité SNCF2 est une cavité de 4 m de diamètre renforcée par une nappe géosynthétique d'une raideur J de 1 818 kN/m. Les résultats obtenus à la vidange (tableau VI) laissent supposer qu'une voûte s'est formée dans le remblai (la mesure des déplacements verticaux de la nappe géosynthétique a permis d'estimer par calcul inverse la hauteur de sol effondré à environ $h = 0,91$ m). Aucun déplacement de surface n'a pu être observé. Les mesures de déplacements du géosynthétique montrent que la nappe s'est fortement déformée ($f = 0,51$ m). Compte tenu de la rigidité en flexion du système de roulement (rails + traverses), il a été possible d'envisager la réalisation des essais de traficabilité en toute sérénité. Plusieurs passages du simulateur de trafic ont été réalisés (Figs. 16 et 17), au cours desquels on a observé une remontée de la zone effondrée jusqu'en surface. Les tassements du corps de remblai, donnés par les mesures des inclinomètres supérieur et inférieur, sont respectivement de 0,12 m et de 0,14 m. Ces passages du simulateur de trafic n'ont pas engendré de différences significatives de mesures au niveau de la nappe géotextile.

TABEAU VI Résultats des expérimentations SNCF2 et SCET2 après vidange et après trafic ($L = 4$ m).
Results of experiments SNCF2 and SCET2 after emptying and after traffic.

	J (kN/m)	f (m)	$\epsilon_{\max 1}$ (%)	$\epsilon_{\max 2}$ (%)	s (m)	h (m)
SNCF2 (après vidange)	1 818	0,51	4,6	6,7	0	0,91
SNCF2 (après trafic)	1 818	> 0,51	4,1	6,6	0,1	1,5
SCET2 (après vidange)	1 818	> 0,6	5,5	5	0,25	1,5

Les résultats obtenus sur l'expérimentation SNCF2 sont à comparer à ceux de l'expérimentation SCET2, similaire d'un point de vue dimension de la cavité et raideur du renforcement. Comparativement, on explique la meilleure tenue du remblai de l'expérimentation SNCF2 (qui s'est rompu lors des essais de traficabilité et non immédiatement à la vidange) par la présence d'un dispositif de roulement (ballast, rails et traverses). Ce dispositif n'a toutefois pas empêché l'effondrement du remblai SNCF2 lors des essais de traficabilité.



FIG. 16 Affaissement de la surface du remblai SNCF2 lors du passage du simulateur de trafic.

Subsidence at the fill surface of the embankment SNCF2 during the SNCF traffic simulator circulation.



FIG. 17 Affaissement de la surface du remblai SNCF2 après trafic.

Subsidence at the fill surface of the embankment SNCF2 after traffic.

4.4

Expérimentation SNCF3 ($L = 4$ m et $J = 2 \times 1\ 818$ kN/m)

Les résultats obtenus lors de l'expérimentation SNCF3 sont, compte tenu de l'équivalence des raideurs globales de renforcement employées, à comparer à ceux obtenus sur l'expérimentation SCET3 : 2 nappes de raideur 1 818 kN/m, positionnées respectivement à 1 m et 1,5 m sous la surface du remblai d'assise, ont été employées pour l'expérimentation SNCF3, alors qu'une seule nappe de rigidité 3 600 kN/m a été employée pour l'expérimentation SCET3. On a constaté lors de la vidange de la cavité SNCF3 un effondrement du remblai sur une hauteur totale h de 1,5 m. Les valeurs de déplacements du géosynthétique dépassent la capacité maximale des capteurs utilisés ($f > 0,51$ m) alors que les valeurs des déplacements de surface s sont de 0,10 m. L'ensemble des résultats obtenus est comparé aux résultats de l'expérimentation SCET3 dans le tableau VII.

TABEAU VII Résultats des expérimentations SNCF3 et SCET3 après vidange et avant trafic (L = 4 m).

Results of experiments SNCF3 and SCET3 after emptying and before traffic.

	J (kN/m)	f (m)	$\epsilon_{\max 1}$ (%)	$\epsilon_{\max 2}$ (%)	s (m)	h (m)
SNCF3	2 x 1 818	> 0,51	4,1	6,2	0,1	1,5
SCET3	3 600	0,46	3,7	4,8	0	1,35

Comparativement à l'essai SCET3 (h = 1,35 m après vidange), le cas SNCF3 est intéressant car à raideur du géotextile équivalente égale, il est renforcé par deux nappes de géotextile espacées de 0,5 m et non pas par une seule nappe. On constate un fonctionnement tout à fait différent qui montre, et ce malgré la présence du système de roulement, la meilleure performance du renforcement avec une seule nappe. La présence d'une seconde nappe géotextile au sein du remblai perturbe la formation de la voûte. On peut le justifier en expliquant que le géotextile supérieur crée une discontinuité et que le comportement devient pratiquement équivalent à celui d'un remblai de hauteur H de 1 m.

5

Le mécanisme d'effondrement

Les résultats expérimentaux sont, pour un diamètre de cavité donné, assez similaires d'un essai à l'autre et ce, quel que soit le type d'expérimentation réalisé (essais routiers ou ferroviaires). On a constaté la formation de voûtes de sol stables pour les cavités de 2 m de diamètre (H/L = 0,75) et des effondrements de la totalité du sol de remblai sur la nappe, soit après vidange ou pendant les essais de traficabilité, pour les cavités de 4 m (H/L = 0,375).

Ces mécanismes résultent d'un même processus d'effondrement, initié dès le début de la vidange des billes d'argiles. Le sol au-dessus de la cavité se désolidarise progressivement du remblai et vient en appui sur la nappe géosynthétique. Celle-ci, sous le poids du sol qui lui est appliqué, fléchit et prend la forme d'une membrane. Le mécanisme d'effondrement se poursuit lentement pendant la vidange et tente de progresser vers la surface.

Si la hauteur H du remblai est faible devant le diamètre de la cavité L, on assiste rapidement à la remontée du fontis en surface et à l'effondrement total du cylindre de sol au-dessus de la cavité (Fig. 18). La valeur du tassement de surface s est alors fonction de la raideur J du géosynthétique (flèche f plus ou moins

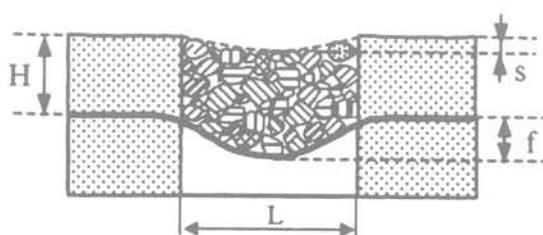


FIG. 18 Effondrement du cylindre de sol au-dessus de la cavité.
Cylindrical soil collapse over the cavity.

importante à la base du cylindre du sol effondré) et du « pouvoir de décompaction » du sol (augmentation plus ou moins importante du volume de sol initial, suite à une désimbrication et une réorganisation de ses particules). Le rapport entre le volume de sol décompacté V_{sf} et le volume de sol initial avant décompaction V_s est appelé coefficient de foisonnement : $C_e = V_{sf}/V_s$. Peu de résultats expérimentaux sur les valeurs de C_e sont disponibles, mais il est possible d'obtenir un coefficient C_e allant jusqu'à 1,15 pour des sols de remblai.

Si la hauteur du remblai H est importante devant le diamètre de la cavité L, il y a une redistribution progressive des efforts dans le remblai non effondré et formation d'une voûte de sol qui permet le report des efforts sur le pourtour de la cavité. Le géosynthétique se déforme sous le poids du sol effondré. Sa déformée en membrane libre un espace ΔV_g qui peut être comblé partiellement ou totalement par l'augmentation ΔV_s de volume du sol foisonné : $\Delta V_s = V_{sf} - V_s = (C_e - 1) * V_s$. S'il subsiste un vide entre le sol de surface en arche et le sol effondré foisonné (Fig. 19), le mécanisme d'effondrement peut évoluer, par exemple suite à un chargement dynamique (passage de trains ou de camions). Si le foisonnement du sol est suffisamment grand, il n'y aura pas de perte de contact entre la voûte et le sol effondré foisonné (Fig. 20) ; la voûte peut être considérée comme stable et le mécanisme d'effondrement stoppé.

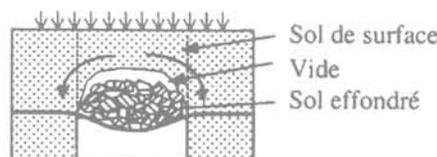


FIG. 19 Formation d'une voûte de sol évolutive.
Formation of a variable stability arch.

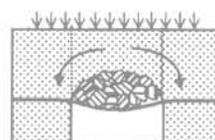


FIG. 20 Formation d'une voûte de sol stable.
Formation of a stabilised arch.

6

Méthode de dimensionnement

6.1

Principe de la méthode

Les critères de dimensionnement sont des critères géométriques de surface : on doit garantir, même après effondrement du remblai, une traficabilité acceptable jusqu'à ce qu'une intervention de comblement de surface puisse être envisagée.

Pour répondre aux besoins de la profession, une méthode de calcul simplifiée a été élaborée (Blivet *et al.*, 2001) à partir des études expérimentales et numériques conjointement menées. Les hypothèses sécuritaires utilisées supposent un effondrement total du sol de remblai au-dessus de la cavité. La démarche de dimensionnement utilisée consiste à évaluer successivement :

- les charges agissant sur la nappe géosynthétique ;
- les déplacements de la nappe géosynthétique ;
- les déplacements de surface.

6.2

Évaluation des charges maximales agissant sur le géosynthétique

Les charges maximales agissant sur le géosynthétique résultent de l'effondrement du cylindre de sol au-dessus de la cavité et des éventuelles surcharges de surface p . Cette hypothèse basée principalement sur des considérations expérimentales est en opposition avec les hypothèses de calcul préconisées par la norme anglaise (British Standard 8006, 1995) qui suppose que la zone de sol affectée par l'effondrement a la forme d'un entonnoir. Des études complémentaires aux présentes expérimentations du programme RAFAEL (Blivet *et al.*, 2000) ont été réalisées sur des matériaux de remblai de natures très différentes (sable, limon et ballast). Les résultats obtenus sur cette seconde série d'essais confirment les premiers résultats obtenus, à savoir, que la zone affectée par l'effondrement est, du fait de la présence du géosynthétique, limitée au cylindre de sol au-dessus de la cavité. Une comparaison des deux méthodes de calcul (méthode RAFAEL et méthode BS 8006) sur un cas précis de l'expérimentation RAFAEL (Blivet *et al.*, 2000), montre que cette hypothèse est très influente sur le dimensionnement.

Le principe de calcul utilisé pour évaluer la charge q agissant sur la nappe géosynthétique (Giraud, 1997, Villard *et al.*, 2000) résulte de la méthode d'équilibre limite développée à l'origine par Terzaghi, qui suppose que le sol immédiatement au-dessus de la cavité s'effondre suivant une colonne verticale entre les masses de sol adjacentes qui sont restées stables. La résistance au cisaillement par frottement développée le long des zones de glissement s'oppose au déplacement de la masse de sol active, d'où une réduction des contraintes sur la nappe géosynthétique. L'équilibre du cylindre de sol effondré permet d'établir une relation (Équation 1) entre la charge q agissant sur la nappe géosynthétique et les charges appliquées (poids propre et surcharge p). L'action du sol effondré (sol non cohérent) sur les zones stables est assimilée à une poussée, d'où la prise en considération dans l'équation 1, du coefficient de poussée des terres K_a égal à : $K_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$.

$$q = \frac{L * \gamma}{4 * K_a * \tan \phi} * (1 - e^{-K_a * \tan \phi * H/L}) + p * e^{-K_a * \tan \phi * H/L} \quad (1)$$

6.3

Évaluation des déplacements de la nappe géosynthétique

L'évaluation des déplacements de la nappe géosynthétique résulte de l'étude de son comportement en membrane.

Des formulations analytiques simples de l'effet membrane ont été développées pour des nappes homogènes et isotropes et pour des géométries de chargement simples : charges réparties verticales ou normales au plan de la nappe déformée (cas plan ou axisymétrique de révolution). Les auteurs ayant abordé ce thème sont : Espinoza (1994), Delmas (1979), Perrier (1983), Giroud *et al.* (1990), et Giroud (1995). Ces formulations permettent d'évaluer, en fonction de la charge appliquée, les efforts de traction et les déformations dans les nappes géosynthétiques.

Une étude numérique basée sur la méthode des éléments finis (Villard et Giraud, 1998), a été réalisée pour prendre en considération la structure fibreuse des géosynthétiques : nappe composée d'un non tissé (répartition uniforme des fibres dans le plan) et de renfort dans une direction donnée. Les calculs sont effectués en grandes déformations et permettent d'étudier des géométries de nappe et de chargement quelconques. Une étude paramétrique 3D de l'effet membrane (Gourc et Villard, 2000) portant sur l'influence de la structure du géotextile, a permis de justifier une option économiquement importante du projet, à savoir que les nappes monodirectionnelles (par exemple un géosynthétique non tissé renforcé dans une seule direction) déroulées en continu dans le sens de circulation des voies étaient techniquement et économiquement les plus efficaces pour ce type d'application pour les raisons suivantes : facilité de mise en œuvre, ancrage assuré dans la direction des voies et renforcement optimal en comparaison par exemple avec des nappes renforcées (à quantité totale équivalente de fibres) dans deux directions (direction du trafic et transversalement).

Les formulations analytiques proposées pour la méthode de dimensionnement RAFAEL (Giroud, 1995) supposent que la nappe géosynthétique est unidirectionnelle (une direction de renfort privilégiée) et que la charge q agissant sur la nappe est répartie uniformément. L'équation 2, obtenue en écrivant l'équilibre statique d'une portion de nappe, établit une relation entre la tension maximale dans la nappe T_{\max} (T_{\max} définie par mètre de largeur), la charge q , la déformation maximale dans la nappe ϵ_{\max} , la raideur du géosynthétique J et le diamètre de la cavité L . Sa résolution permet, connaissant L et q , de déterminer ϵ_{\max} et T_{\max} . L'équation 3, qui résulte également de l'équilibre statique de la nappe, permet, connaissant la déformation ϵ_{\max} , de trouver la flèche f au centre de la nappe géosynthétique.

$$T_{\max} = \frac{qL}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \epsilon_{\max}}} = J \epsilon_{\max} \quad (2)$$

$$\epsilon_{\max} = \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 \quad (3)$$

6.4

Évaluation des déplacements de surface

Les déplacements de surface sont, lorsque le sol se décompacte lors de l'effondrement, inférieurs à ceux observés au niveau de la nappe géosynthétique. En effet le volume libéré lors de la déformation de la nappe géosynthétique ΔV_g est partiellement comblé par l'augmentation de volume de sol ΔV_s lors de son décompactage. En admettant, d'après les observations effectuées, que le volume de l'effondrement de surface et le

volume libéré par effet membrane par le géosynthétique sont des paraboloïdes de révolution, il est alors possible (Équation 4) d'établir une relation entre le tassement de surface s , la flèche maximale du géosynthétique f , le coefficient de foisonnement du sol C_e , et la hauteur du remblai H .

$$s = f - 2H(C_e - 1) \quad (4)$$

6.5

Abaques de dimensionnement

Deux abaques de dimensionnement relatifs aux expérimentations RAFAEL ($L = 2$ m et $L = 4$ m) sont présentés respectivement sur les figures 21 et 22. Ils ont été obtenus à partir des équations 1 à 4. Les paramètres de calcul sont : $H = 1,5$ m, $\phi = 38^\circ$, $\gamma = 21,1$ kN/m³, $p = 0$ kN/m² (pas de surcharge du remblai : cas correspondant aux phases de vidange des cavités) et $C_e = 1,1$. Le coefficient de foisonnement $C_e = 1,1$ a été estimé à partir d'essais de laboratoire effectués sur les matériaux du site. Rappelons que le coefficient de foisonnement correspond au rapport entre le volume V_{sf} d'une masse m de sol remanié (mis en place sous poids propre sans compactage) et le volume V_s occupé par la même masse de sol avant décompactage. Des mesures de V_{sf} ont été effectuées en laboratoire sur des échantillons d'environ 50 kg. Ce phénomène de dilatance sous confinement très faible est mal connu mais il a une influence importante sur le dimensionnement. Une étude de sensibilité a donc été effectuée pour $C_e = 1,1 \pm 0,025$. Les résultats obtenus sont présentés sur les figures 21 et 22. Les courbes limites inférieures et supérieures des fuseaux correspondent respectivement à $C_e = 1,125$ et $C_e = 1,075$.

À partir des abaques présentés il est possible, une fois le critère de surface défini, de déterminer la raideur en traction du géosynthétique J et la tension T_{max} qu'il doit supporter. Par exemple, les caractéristiques requises pour le renfort géosynthétique sont, pour un rapport s/L de 0,025 (valeur admissible pour les structures routières) et pour $C_e = 1,1$: $J = 518$ kN/m et $T_{max} = 42,3$ kN/m pour des cavités de 2 m de diamètre et $J = 5578$ kN/m et $T_{max} = 148,7$ kN/m pour des cavités de 4 m de diamètre.

Sur la figure 21, on constate que des valeurs de J supérieures à 1 800 kN/m conduisent, pour des cavités de 2 m de diamètre et pour $C_e = 1,1 \pm 0,025$, à un tasse-

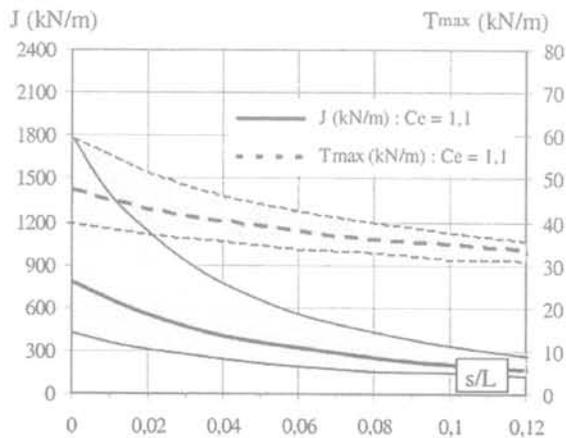


FIG. 21 **Abaque de dimensionnement ($L = 2$ m) pour $C_e = 1,1 \pm 0,025$.**
Design chart for $L = 2$ m and $C_e = 1,1 \pm 0,025$.

ment de surface nul. Ce résultat est conforme aux résultats des expérimentations qui ont montré qu'aucun tassement de surface n'avait pu être décelé à la vidange des cavités de 2 m.

Comparativement aux expérimentations réalisées, on constate sur la figure 22 que des valeurs de J de 1 818 kN/m et 3 600 kN/m prévoient, pour des cavités de 4 m de diamètre, des tassements de surface très importants qui ne sont pas admissibles (respectivement $s/L = 0,074$ et $s/L = 0,0415$ pour $C_e = 1,1$ soit $s = 0,296$ m et $s = 0,166$ m). Ces résultats sont à rapprocher des résultats expérimentaux obtenus après effondrement des cavités de 4 m.

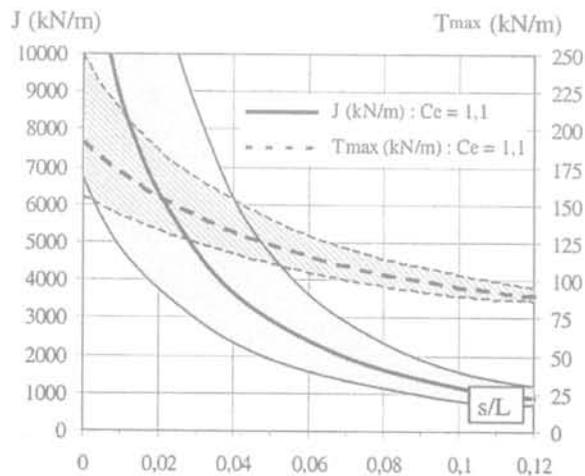


FIG. 22 **Abaque de dimensionnement ($L = 4$ m) pour $C_e = 1,1 \pm 0,025$.**
Design chart for $L = 4$ m and $C_e = 1,1 \pm 0,025$.

Des abaques de dimensionnement similaires peuvent être établis en prenant en considération une surcharge du remblai non nulle ($p \neq 0$). Il faut noter cependant que la détermination de C_e est dans ce cas difficile, puisque le foisonnement et la désimbrication des particules du sol peuvent être fortement affectés par l'action des charges locales appliquées.

7

Conclusion

L'expérimentation réalisée en vraie grandeur a permis de montrer qu'une solution de renfort par géosynthétique pouvait limiter très fortement les risques d'incidents graves qui peuvent découler d'un effondrement localisé sous les voies. La solution technique proposée, pour un remblai d'épaisseur 1,5 m, semble particulièrement adaptée aux cavités de faibles diamètres ($L = 2$ m, $H/L = 0,75$) pour lesquelles aucun déplacement significatif de surface n'a pu être enregistré. Pour les cavités de plus grandes dimensions ($L = 4$ m, $H/L = 0,375$), la solution proposée s'est avérée intéressante dans la mesure où elle permet d'éviter les effondrements brusques de grande ampleur et qu'elle permet, après un remblaiement rapide, d'assurer une traficabilité acceptable jusqu'à ce qu'une réparation définitive puisse être effectuée. Soulignons qu'aucune rupture des géosynthétiques n'a été observée, et ce, quelles que

soient les expérimentations effectuées, ce qui prouve le bien-fondé d'une telle utilisation dimensionnée à partir d'un fonctionnement supposé en membrane. Les expérimentations réalisées ont permis au groupement RAFAEL de mettre en évidence les mécanismes mis en jeu (effet voûte et effet membrane) et de proposer une méthode de dimensionnement simplifiée. Les abaques des figures 21 et 22 conçus pour des hauteurs de remblai de 1,5 m et des diamètres de cavité de 2 et 4 m, peuvent être étendus, dans le respect des hypothèses formulées, à des géométries de remblai (épaisseur du remblai et diamètre des cavités) et à des renforcements de natures différentes (raideur en traction). Comme le montrent les résultats présentés, la nature du sol de

remblai (notamment la valeur du coefficient de foisonnement C_e) conditionne fortement la valeur du tassement de surface et de ce fait le dimensionnement.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier la SNCF, SCETAURROUTE, Bidim-Polyfelt Geosynthetics et le Réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées pour leurs contributions à la réalisation des expérimentations du programme de recherche RAFAEL.

Bibliographie

- Aboura A. – Étude expérimentale du comportement mécanique de matériaux granulaires non conventionnels. Thèse de doctorat de l'Université Joseph-Fourier de Grenoble, novembre 1999.
- Blivet J.C., Khay M., Villard P., Gourc J.P. – Experiment and design of geosynthetic reinforcement to prevent localised sinkholes. *GeoEng2000*, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, 19-24 November 2000, CD-ROM Conference Proceeding, 6 p.
- Blivet J.C., Khay M., Gourc J.P., Giraud H. – Design considerations of geosynthetic for reinforced embankments subjected to localized subsidence. *Proceedings of the Geosynthetics'2001 Conference*, February 12-14, 2001, Portland, Oregon, USA, p. 741-754.
- British Standard BS 8006 – Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, 1995, 162 p.
- Delmas P. – Sols renforcés par géosynthétiques. – Premières études. Thèse présentée à l'Université scientifique et médicale de Grenoble pour l'obtention du grade de docteur-ingénieur, 20 décembre 1979, 200 p.
- Espinoza R.D. – Soil-Geotextile Interaction: Evaluation of Membrane Support. *Geotextiles and geomembranes*, vol. 13, n° 5, 1994.
- Giraud H. – Renforcement des zones d'effondrement localisé. Modélisations physique et numérique. Thèse de doctorat de l'Université Joseph-Fourier de Grenoble, octobre 1997, p. 79-100.
- Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F., Gross B.A. – Design of soil layer-Geosynthetic systems overlying voids. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 9, n° 1, 1990, p. 11-50.
- Giroud J.P. – Determination of geosynthetic strain due to deflection. *Geosynthetics International*, vol. 2, n° 3, 1995, p. 635-641.
- Gotteland Ph., Tacnet J.M., Aboura A. – Caractérisation des sols grossiers, application aux sols de torrents. *Revue française de génie civil*, juin 2000, 14 p.
- Gourc J.P., Villard P., Giraud H., Blivet J.C., Khay M., Imbert B., Morbois A., Delmas Ph. – Sinkholes beneath a reinforced earthfill. A large scale motorway and railway experiment. *Proceedings of the Geosynthetics'99 Conference*, April 28-30, 1999, Boston, Massachusetts, USA, p. 833-846.
- Gourc J.P., Villard P. – Reinforcement by membrane effect: application to embankments on soil liable to subsidence. *Geosynthetics ASIA 2000*, Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, 29-31 May 2000, vol. 1, p. 55-72.
- Perrier H. – Sol bicouche renforcé par géotextile. *Rapport de recherche LPC*, n° 125, 1983, 99 p.
- Villard P., Giraud H. – Three-Dimensional modelling of the behavior of geotextile sheets as membrane. *Textile Research Journal*, vol. 68, n° 11, November 1998, p. 797-806.
- Villard P., Gourc J.P., Giraud H. – A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, n° 5, October 2000, p. 987-999.