

Travaux

n° 786

• DRAINAGES

• REMBLAIS

• TRAVAUX
HYDRAULIQUES

• RÉHABILITATION

• ÉTANCHÉITÉ



Géosynthétiques



Notre couverture

CERN. Puits PX 54

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier
3, rue de Berri - 75008 Paris
Tél. : (33) 0144133144

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart
Tél. : (33) 024118 11 41
Fax : (33) 024118 11 51
Francoise.Godart@wanadoo.fr

VENTES ET ABONNEMENTS

Olivier Schaffer
9, rue Magellan - 75008 Paris
Tél. : (33) 0140738005
revuetravaux@wanadoo.fr

France : 155 € TTC

Etranger : 190 €

Prix du numéro : 19 € (+ frais de port)

MAQUETTE

T2B & H
8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris
Tél. : (33) 0144648420

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle
61, bd de Picpus - 75012 Paris
Tél. : (33) 0144748636

Imprimerie Chirat
Saint-Just la Pendue (Loire)

La revue Travaux s'attache, pour l'information de ses lecteurs, à permettre l'expression de toutes les opinions scientifiques et techniques. Mais les articles sont publiés sous la responsabilité de leurs auteurs. L'éditeur se réserve le droit de refuser toute insertion, jugée contraire aux intérêts de la publication.

Tous droits de reproduction, adaptation, totale ou partielle, France et étranger, sous quelque forme que ce soit, sont expressément réservés (copyright by Travaux). Ouvrage protégé : photocopie interdite, même partielle (loi du 11 mars 1957), qui constituerait contrefaçon (Code pénal, article 425).

Editions Science et Industrie S.A.

3, rue de Berri - 75008 Paris
Commission paritaire n° 0106 T 80259

éditorial

Daniel Tardy

1

actualités

6

matériels

11

PRÉFACE

Daniel Fayoux

15

◆ Le Comité français des géosynthétiques (CFG) et les associations géosynthétiques

D. Fayoux

17

◆ Géocomposite de drainage sur le terminal d'Eurotunnel à Coquelles

D. Pelletier, F. Ducrocq, B. Castellan, Th. Louge, M. Mass, R. Arab

18

◆ Drainage sous remblai. Solution géocomposite SOMTUBE

P. Gendrin, R. Arab, Y.-H. Faure

23

◆ Drainage interne de sols compressibles et renforcement des matériaux de remblai pour le franchissement d'une vallée tourbeuse

P. Brochier, H. Brunel, E. Waschkowski

27

◆ Etude expérimentale d'une fondation superficielle sur sol renforcé par géotextile

E. Haza, J. Garnier, Th. Dubreucq

30

◆ Remblai renforcé. Association des techniques Terramesh® et géosynthétiques

R. Trouilhas

35

◆ Raidissement de talus. Limitation des poussées horizontales d'un remblai

P. Gendrin, R. Arab

39

◆ Construction d'un franchissement ferroviaire mis en danger par des cavités à Groebers (Allemagne)

W. Ast, J. Sobolewski, J. Haberland

41

◆ Remblais ferroviaires renforcés sur des pieux en Allemagne : projets phares

D. Alexiew, W. Vogel

47

◆ L'utilisation des géonattes tridimensionnelles sur l'autoroute A66 entre Toulouse et Pamiers

R. Hornung, G. Habasque, A. Hérault

53



Sommaire

mai 2002

Géosynthétiques

Dans les prochains numéros

- Terrassements**
- Autoroute A89**
- Travaux urbains**
- Environnement**
- Eau**
- Réhabilitation d'ouvrages**
- International**
- Ponts**
- Travaux souterrains**



◆ Revêtement par géomembranes des ouvrages hydrauliques en béton : endommagement par nettoyage haute pression

D. Savoye, D. Fayoux, G. Mathieu, Fl. Comte

56



◆ Emploi des géomembranes PVC dans les travaux hydrauliques

D. Fayoux

62



◆ Géomembrane bitumineuse en couverture de stockage. Une solution adaptée à des conditions difficiles

B. Steiner

66



◆ Couvertures flottantes. Application en réservoirs d'eau potable et bassins industriels

D. Fayoux, F. Ferrand

69



◆ Trois nouveaux barrages équipés de systèmes de filtration géotextile bicouche

O. Artières

72



◆ Réhabilitation de réseaux en terre sans tranchée

S. Aubry

77



◆ Réhabilitation de la piste de l'aéroport international de Mazatlan au Mexique

J.-P. Marchand, A. Menendez

79



◆ Mise en place d'une géomembrane Coletanche NTP 3 sur la déviation de Kildare (République d'Irlande)

J.-L. Gautier, B. Breul

81



◆ Etanchéité par géomembrane sous la pelouse du Stade de France

J.-Cl. Morizot

87



◆ Réhabilitation d'un terrier en Isère

S. Gerbert

89

répertoire des fournisseurs 91

« Géosynthétiques » : un mot "nouveau" pour des techniques "novatrices" (ou "non traditionnelles") ? Nous ressentons souvent le sentiment, dans nos contacts avec des maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre et même des entrepreneurs, que certains interlocuteurs ont parfois l'impression que ces matériaux viennent d'être inventés et que nous ne connaissons rien, ou peu de chose, sur leur comportement à long terme. D'autres, au contraire, souhaiteraient avoir affaire à des produits "miracles", alors qu'il s'agit de produits techniques. Et pourtant, il s'agit de procédés largement éprouvés, faisant l'objet d'un long retour d'expérience, permettant en particulier de garantir une durabilité compatible avec les besoins des ouvrages de génie civil, et pour lesquels les règles de l'art sont maintenant bien établies. Ils sont d'ailleurs encadrés par un certain nombre de textes réglementaires : fascicule 67 du CCTG et DTU 14-1 (NF P 11 221) pour les travaux souterrains et cuvelages, fascicule 74 du CCTG pour les réservoirs et ouvrages en béton, guide Setra-LCPC sur les bassins routiers, arrêtés de décembre 1992 et de septembre 1997 pour les centres de stockage de déchets de classe 1 et 2, etc. Une certification de la qualité (ASQUAL) concerne les produits (géotextiles et géomembranes) et les applicateurs de géomembranes.

Ce numéro de la revue *Travaux* doit contribuer à mettre en évidence la maturité des techniques employant les géosynthétiques, ce qui n'exclut pas l'apport des solutions novatrices et économiques par rapport aux techniques traditionnelles. Je ne doute pas que les présentations de nombreuses réalisations et retours d'expérience éclaireront les lecteurs.

Le terme de "géosynthétique" a été créé il y a plus de 15 ans, mais concerne des produits beaucoup plus anciens. Ce terme regroupe l'ensemble des produits minces, souples, continus, adaptés aux besoins du génie civil, et comprenant des composants synthétiques. Ils permettent de réaliser, dans les ouvrages, des surfaces assurant de nombreuses fonctions. En pratique, les produits se répartissent en familles plus ou moins spécialisées :

- ◆ géotextiles, à base de fibres. Ils sont perméables et assurent les fonctions de séparation, filtration et renforcement, ainsi que la protection mécanique des géomembranes ;
- ◆ géogrilles, grilles assurant soit des fonctions de renforcement soit des fonctions de drainage ;
- ◆ géoespaceurs, produits "épais" assurant la fonction de drainage ;
- ◆ produits anti-érosion (incluant aussi des produits à base de fibres naturelles) ;
- ◆ géomembranes et géocomposites bentonitiques, dont la fonction est l'étanchéité.

Plusieurs matériaux peuvent être associés pour assurer l'ensemble des fonctions nécessaires : par exemple, sur une couverture de décharge avec une pente forte, on peut trouver simultanément un

géotextile, une géomembrane, puis un géoespaceur et un géotextile de renforcement destinés à drainer la couverture végétale et à assurer sa stabilité mécanique.

Si le terme de géotextile a environ 25 ans et celui de géomembrane une vingtaine d'années, le développement et l'emploi de ces matériaux sont nettement plus anciens. En ce qui concerne l'emploi des textiles dans les travaux publics, on trouve la trace de premières expériences dès la fin des années 1950. Les produits modernes employés actuellement sont apparus à la fin des années 1960. Des essais systématiques ont été entrepris en particulier en 1969 et ont fait l'objet de suivi à long terme, permettant de démontrer la durabilité de ces produits sur une longue période.

De même, pour les géomembranes, les premières réalisations remontent à la fin des années 1950 et le début des années 1960. En particulier, des membranes PVC, d'épaisseur faible (0,4 à 0,5 mm) ont été mises en place en 1962/1963 dans des canaux aux Etats-Unis et ont fait l'objet d'une évaluation après 30 ans par

l'US Bureau of Reclamation, montrant que le produit avait encore une longue durée de vie à venir. De même, les géomembranes utilisées en barrages ont fait l'objet d'évaluation après des durées supérieures à 20 ans, en particulier par l'ENEL en Italie.

De nombreux autres ouvrages font ou ont fait aussi l'objet de contrôles et d'évaluations sur le comportement à long terme. Avec maintenant un recul de l'ordre de 20 à 40 ans, nous sommes assurés de la durabilité de ces matériaux, à condition que ceux-ci soient correctement formulés et mis en œuvre.

Les travaux scientifiques sur l'évaluation des produits, les règles de l'art et les réalisations marquantes font régulièrement l'objet de congrès scientifiques qui permettent de consolider les connaissances et la technique. Les congrès mondiaux ont lieu tous les 4 ans. Dans l'intervalle ont lieu des congrès régionaux (Europe, Amérique du Nord, Asie) également

tous les 4 ans. Ces manifestations permettent de conforter les connaissances et d'arriver à la maturité de la technique. Le prochain congrès mondial est d'ailleurs organisé par le CFG. Il se tiendra cette année à Nice, du 22 au 27 septembre. Outre les résultats des derniers développements, ce congrès comprendra aussi des conférences destinées à faire un état de l'art ainsi qu'une formation de base sur l'emploi de ces matériaux. Une exposition avec plus de 120 exposants permettra aussi aux participants de se documenter sur l'ensemble des produits du marché (informations disponibles sur internet : www.7icg-nice2002.com).

Ce numéro de *Travaux* arrive donc opportunément pour montrer à quel point cette technique est maintenant établie, assise sur une longue expérience, permettant, dans une très vaste gamme d'applications, d'apporter des solutions intéressantes, tant sur le plan technique qu'économique ainsi que, dans certains cas, par les gains sur les délais de réalisations.



■ DANIEL FAYOUX

Alkor Draka

**Président du CFG
(Comité français
des géosynthétiques)**



Le Comité français des géosynthétiques (CFG) et les associations géosynthétiques

L'univers français des géosynthétiques (géotextiles, géomembranes, produits drainants, de renforcement et de lutte contre l'érosion) est structuré autour d'une association scientifique, le CFG, trois associations professionnelles : l'AFPGA, regroupant les producteurs de géotextiles et produits apparentés, l'APRODEG producteurs de géomembranes et l'AFAG applicateurs de géomembranes. L'ASQUAL, association agréée par le COFRAC pour la certification, assure la certification des géotextiles, géomembranes et applicateurs de géomembranes.

Le CFG est une association scientifique regroupant l'ensemble des organismes, entreprises et personnes intervenant dans le domaine des géosynthétiques. Il rassemble aussi bien les représentants du génie civil, utilisateurs de ces matériaux et techniques, tels que bureaux d'études, maîtres d'œuvre, centres de recherche en géotechniques et entreprises, que ceux de l'industrie (producteurs de géosynthétiques et/ou centres de recherches textiles), ainsi qu'un certain nombre d'universités. Il a été créé en 1978, à partir du constat de la très grande difficulté de communication entre ces deux mondes.

Le CFG a donc :

- ◆ mis sur pied un vocabulaire commun qui a été normalisé par l'AFNOR ;
- ◆ développé et publié des spécifications qui soient aussi ouvertes que possible, c'est-à-dire en veillant à ce que tout produit qui peut convenir à une application puisse être prescrit, et inversement, tout produit non adapté pour une application donnée soit exclu. L'objectif final étant de favoriser le développement de la technique et du marché par une concurrence ouverte, mais encadrée par des règles assurant la sécurité de l'utilisateur final ;
- ◆ mis sur pied des certifications (ASQUAL) des produits géosynthétiques et des applicateurs de géomembranes, afin de renforcer la qualité et de donner de meilleures garanties aux utilisateurs qui sont largement impliqués dans cette certification ;
- ◆ organisé des sessions de formation, soit au niveau national, soit sous forme de journées régionales (deux à trois par an) ;
- ◆ organisé des colloques spécifiques aux géosynthétiques, les Rencontres, qui ont lieu tous les deux ans. Ces colloques sont destinés aux praticiens de génie civil et travaux publics, non spécialistes des géosynthétiques ;

Actuellement le CFG organise le prochain congrès international des géosynthétiques de l'IGS (International Geosynthetic Society) qui se tiendra à Nice en septembre 2002 (www.7icg-nice2002.com).

De nombreux groupes de travail continuent à mettre à jour et à développer les recommandations d'emploi et règles de l'art concernant ces techniques.

■ LES ASSOCIATIONS PROFESSIONNELLES

Afin de garder l'indépendance du CFG par rapport aux contingences économiques et commerciales, des associations professionnelles indépendantes ont été créées à la demande du CFG. C'est le cas de l'Association française des producteurs de géotextiles (AFPGA), de l'Association française des producteurs de géomembranes (APRODEG) et de l'Association française des applicateurs de géomembranes (AFAG).

Ces associations prennent en charge la représentation des intérêts de leurs membres, en particulier dans le cadre de la certification et de la promotion de leurs produits ou de leur technique. Elles peuvent agir isolément dans le cadre qui leur est propre et elles ont un rôle de proposition dans leur spécialité, pour les actions qui relèvent de l'ensemble de la profession. Les actions générales sont alors reprises en charge par le CFG qui est uniquement centré sur le développement scientifique et technique, à l'exclusion de tout souci commercial.

En effet, les résultats obtenus et l'activité en cours impliquent une mise en commun du savoir-faire de tous : universités, centres de recherches et laboratoires de l'administration, d'établissement publics ou similaires, producteurs, installateurs de géosynthétiques et entreprises de génie civil.

Ces actions communes entre l'ensemble des associations ont permis et permettent de développer la technique et d'apporter de nouvelles solutions fiables et économiques dans les travaux publics et la protection de l'environnement, tout en développant le volume du marché. Cette activité a donc une incidence bénéfique aussi bien pour la collectivité publique que pour les entreprises privées.

L'ASQUAL

Cet organisme assure la certification française des géotextiles, géomembranes et entreprises de pose des géomembranes. La certification se distingue du marquage européen, car elle introduit des spécifications sur la qualité des produits et la dispersion maximale des propriétés. En ce qui concerne les géomembranes, elle introduit en outre des prérequis sur les matériaux (par famille) qui garantissent leur bonne durabilité. Cette certification des produits est complétée par une certification de service de la mise en œuvre, visant le personnel de mise en œuvre des géomembranes dans le cadre de leur entreprise. Les premiers référentiels de certification sont établis dans le cadre du CFG, pour permettre la plus large concertation possible, avec la participation active des associations professionnelles. Puis, l'évolution de la certification est assurée en fonction des besoins par les comités techniques Asqual propres à chaque certification.

Ces comités comprennent eux-mêmes une représentation large et représentative : producteurs, entreprises générales, utilisateurs et donneurs d'ordre, entreprises de pose, laboratoires spécialisés (site internet : www.asqual.com).

► Pour toute information complémentaire, vous pouvez vous adresser au secrétariat du CFG ou consulter le site Internet : www.cfg.asso.fr. et pour le congrès international de Nice en septembre : www.7icg-nice2002.com

Géocomposite de drainage d'Eurotunnel à Coquelles

Dans le cadre de l'extension de son terminal de Coquelles, Eurotunnel a souhaité améliorer la configuration des voies ferrées du faisceau "arrivée" afin de faciliter la gestion des voies de son terminal. Cette amélioration a nécessité la création d'une nouvelle voie sur l'emprise d'une piste de ronde bordée par un canal de drainage. Cette piste a donc dû être déplacée au-dessus du canal. Une structure de couverture du canal en tôle ondulée a été mise en place. Cependant, afin de préserver le rôle de drainage (régulation de la nappe phréatique en amont des plates-formes ferroviaires) du canal, des ouvertures ont été prévues au niveau des semelles d'ancrage de la couverture. Le Drainatex, géocomposite de drainage de la société Afitex a été mis en place avant le remblaiement afin, d'une part, de capter l'eau et l'acheminer au droit des ouvertures et d'autre part de jouer le rôle de filtres pour éviter la pénétration des fines vers le canal.



Photo 1
Vue du canal avant travaux

View of the channel before the works

■ CONTEXTE GÉNÉRAL DE L'OPÉRATION

Pour faire face à la croissance de son trafic fret, Eurotunnel a décidé d'augmenter la capacité de ses terminaux. Si le plan masse de la zone des quais est conçu pour accueillir seize voies en phase ultime, huit seulement ont été construites pour la mise en service en 1994. Actuellement deux voies supplémentaires sont en construction et leur mise en service est attendue au deuxième semestre 2002. Profitant de ces travaux, Eurotunnel a souhaité modifier le fonctionnement du faisceau "arrivée" de ses trains afin de mieux gérer l'entrée des rames dans la zone des quais (hausse du trafic et intégration des contraintes de maintenance). Pour répondre à cette demande les deux nouvelles voies en chantier sont situées de part et d'autre du faisceau existant :

- ◆ pour l'une d'elle, dont l'emplacement était prévu dès l'origine, les travaux se sont bornés à la réalisation de la plate-forme ;
- ◆ de l'autre côté où aucune voie n'avait été planifiée lors de la conception originelle du terminal, il a fallu trouver une emprise.

Le terminal à cet endroit est réalisé sur une ancienne zone marécageuse remblayée et surconsolidée avant l'édification des plates-formes. En bordure des voies, une piste de ronde et un canal de drainage marque la limite entre les zones marécageuses qui demeurent et les zones consolidées et assainies du terminal

Le canal en béton a la forme d'un U. Il permet de gérer le niveau de la nappe dans le terminal et de l'eau dans les zones marécageuses (fonctionnement par déversement au-dessus de ses bajoyers). Il reçoit également les eaux provenant de collecteurs transversaux de drainage et d'assainissement pluvial.

Ce canal est asséché par l'une des quatre stations de pompage du site. Les eaux sont ensuite évacuées par le réseau extérieur via un bassin de stockage qui fait office de bassin tampon.

Pour éviter toute emprise complémentaire, il a été décidé d'édifier la nouvelle voie sur l'emprise de la piste de ronde puis de couvrir le canal – tout en préservant sa fonction de drainage – pour rétablir la piste.

La conception de la couverture a été adaptée aux conditions géotechniques du site soit :

- ◆ une première zone d'environ 300 m de long de terrain compressible (tassements importants prévisibles) qui a été traité avec une structure sur micropieux ;
- ◆ sur une deuxième zone, également longue de 300 m, le sol de meilleure qualité a permis la mise en place d'un remblai au-dessus d'une couverture préfabriquée. C'est cette zone qui fait l'objet de la suite de cet article (photo 1).

■ CONDITIONS DE TRAVAIL SUR LE SITE DU TERMINAL

La conception du projet et l'organisation du chantier ont bien entendu tenu compte des conditions d'accès et des conditions de travail liées au site : circulation ferroviaire et caténaïres sous tension à proximité immédiate du chantier, emprises exigües à proximité du chantier, contrôle d'accès total pour les ouvriers et les livraisons, maintien en permanence de la circulation routière sur la piste de ronde pour des raisons de sécurité.

■ DESCRIPTION DE L'ÉTAT EXISTANT

Le canal 1 bis est un ouvrage en forme de U. Il a une profondeur de 1,20 m pour une largeur intérieure de 1,80 m. Les bajoyers et le radier ont une épaisseur de 0,40 m. Sa pente longitudinale est très faible.

Comme indiqué plus haut, le canal a trois fonctions principales :

- ◆ réguler le niveau de la nappe phréatique (affleurant dans le marécage voisin) ; il agit comme un déversoir, l'eau dont le niveau dépasse celui des bajoyers, est recueillie dans le canal ;
- ◆ recevoir le déversement des quelques collecteurs transversaux qui drainent le site ;
- ◆ acheminer les eaux recueillies vers la station de

sur le terminal

pompage qui relève les eaux vers les bassins tampons.

Il peut également servir de stockage provisoire afin de soulager les bassins tampons en cas de fortes précipitations ou de phases d'entretien de la station et des bassins.

Les terrains au-dessus des bajoyers sont constitués de talus inclinés à environ 30°. Des enrochements, protégeant un masque drainant en sable, sont disposés dans la partie basse des talus.

■ DESCRIPTION DE LA SOLUTION RETENUE

La principale difficulté a été de concevoir un remblai qui permettrait le rétablissement de la piste au-dessus du canal sans mettre en péril sa fonction drainage.

La solution retenue consiste en :

- ◆ la réalisation de deux longrines au-dessus des bajoyers de canal. Une nappe drainante (Delta MS 12 mm) est prévue entre les bajoyers existants et les longrines afin de permettre le drainage de la nappe phréatique. Dans les zones de fortes venues d'eau, des barbacanes additionnelles mises en place dans l'épaisseur de la longrine sont prévues. La nappe drainante est régulièrement interrompue afin de permettre une liaison entre l'ancienne et la nouvelle structure ;

- ◆ la couverture du canal a été étudiée selon deux principes : des éléments en béton armé et des éléments métalliques (buses métalliques). Ces éléments sont prévus clavés en continu sur les longrines ;
- ◆ le remblai doit incorporer une zone drainante (grave drainante 20/40) mise en place au-dessus des talus afin de capter et d'acheminer les venues d'eau vers les orifices aménagés entre les longrines et les bajoyers.

■ DESCRIPTION DES TRAVAUX

L'entreprise a choisi la solution d'éléments métalliques essentiellement pour des raisons d'approvisionnement, garantis dans un délai très court par le fournisseur (Tubosider).

La réalisation des longrines n'a pas posé de problèmes particuliers, la mise en place des éléments métalliques non plus et d'une manière générale, la partie structure s'est déroulée sans incidents. La photo 2 montre une vue intérieure du canal une fois la couverture finie. On peut voir l'espace entre



Photo 2
Vue intérieure du canal

Interior view of the channel



Photo 3
Vue générale du chantier avant mise en place de la membrane

General view of the site before laying the membrane

la longrine et le bajoyer existant destiné au drainage.

Les travaux de structure se firent à partir d'une piste de chantier réalisée en terrassant le talus existant. Au cours de cette phase, il est apparu que les terrains en place étaient très fins et sableux et particulièrement sensibles à la teneur en eau. De plus, les pluies provoquaient un entraînement de matériaux pendant l'édification de la piste. Sa chaussée a dû être renforcée par rapport au projet initial (photo 3).

Il a donc été décidé de mettre en place un géocomposite de drainage sur les talus avant le remblaiement. Un drainage tridimensionnel était requis : le géocomposite devait pouvoir capter l'eau pour ensuite l'acheminer vers les orifices de drainage ménagés entre la longrine et les bajoyers du canal existant.

Le choix s'est porté sur le Drainatex de la société Afitex. Les lés ont été placés transversalement à l'ouvrage. La couverture métallique a également été recouverte avec le géocomposite afin d'assurer un maintien efficace de l'ensemble et de drainer l'interface sol/structure.

Le talus avait été préalablement traité avec une grave 20/40 afin d'obtenir une surface d'appui ré-

Dominique Pelletier
MANAGER GÉNIE CIVIL FRANCE
Eurotunnel

Fabrice Ducrocq
CHEF DE PROJET
Eurotunnel

Bernard Castellan
INGÉNIEUR
Setec TPI

Thierry Louge
ADJOINT TECHNIQUE
Setec TPI

Marc Mass
CONDUCTEUR DE TRAVAUX
Colas Nord Picardie

Rabah Arab
INGÉNIEUR GÉOTECHNICIEN
Afitex

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître de l'ouvrage
Eurotunnel

Maître d'œuvre
Setec TPI

Coordination Santé Sécurité
Apave

Entreprises

- Couverture du canal : Norpac
- Terrassement, remblais et plates-formes ferroviaires : Colas Nord Picardie
- Fondations profondes : Soletanche Bachy



Photo 4
Mise en place du géocomposite
Laying the geocomposite

gulière pour la membrane (figure 1 et photo 4). Au-dessus du géocomposite, une grave drainante 20/40 servant de drain longitudinal a été appliquée pour régulariser une éventuelle arrivée d'eau (photo 5).

Après l'édification du remblai avec un matériau type D2 et interposition d'un géotextile de classe 6, la chaussée de la piste a pu être mise en œuvre.

CONCLUSION

Cet ouvrage simple dans sa conception, a toutefois été réalisé dans des conditions peu habituelles et dans un délai très court – moins de 4 mois entre le choix de l'entreprise (fin avril) et l'achèvement de la chaussée (mi-août). L'utilisation du géocomposite a permis de mettre en place un moyen efficace de drainage tout en assurant une excellente qualité des travaux dans des délais très tendus.

L'appel à cette technique de drainage par géocomposite a donné, jusqu'à présent, entière satisfaction (photo 6).



Photo 6
Vue générale du site le chantier terminé
General view of site after project completion

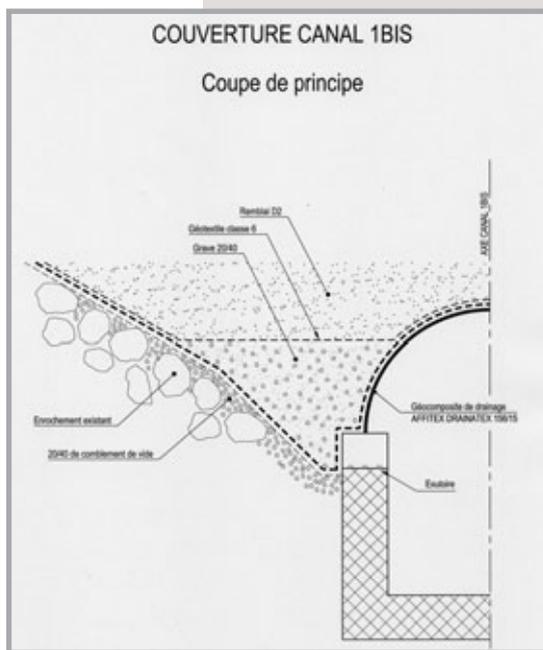


Figure 1
Coupe type de l'aménagement
Typical cross section of the development



Photo 5
Mise en place de la grave drainante au-dessus de la membrane
Laying the draining gravel-sand mixture above the membrane

ABSTRACT

Drainage geocomposite on the Eurotunnel terminal at Coquelles

D. Pelletier, F. Ducrocq, B. Castellan, Th. Louge, M. Mass, R. Arab

Within the framework of the extension of its Coquelles terminal, Eurotunnel wanted to improve the configuration of the railway tracks in the "arrival" yard to facilitate track management at its terminal. For this improvement, a new track had to be created on the site of a patrol path bordered by a drainage channel. This path therefore had to be moved above the channel over which a corrugated iron covering structure was set up. To preserve the channel's drainage role (regulation of the water table upstream of the railway track formation subgrades), openings were provided for at the level of the cover's anchorage base plates. Drainatex, a drainage geocomposite produced by Afitec com-

pany, was put in place prior to back-filling in order, on the one hand, to collect the water and convey it towards the openings and, on the other hand, to act as a filter to prevent penetration of fines toward the channel.

RESUMEN ESPAÑOL

Material geocompuesto de drenaje en la terminal de Eurotunnel, en Coquelles

D. Pelletier, F. Ducrocq, B. Castellan, Th. Louge, M. Mass y R. Arab

Operando en el contexto de la ampliación de su terminal de Coquelles, Eurotunnel ha deseado mejorar la configuración de las vías férreas del haz de "llegada", para así facilitar la gestión de las vías de su terminal. Esta mejora ha precisado la creación de una nueva vía en la zona propia de una pista de ronda bordeada por un canal de drenaje. Por consiguiente, esta pista se ha tenido que desplazar por encima del canal sobre el cual ha sido instalada una estructura de chapa ondulada. Para preservar el cometido de drenaje del canal (regulación de la capa freática aguas arriba de las plataformas ferroviarias), se han dispuesto aberturas al nivel de las zapatas de anclaje de la cubierta. El Drainatex, material geocompuesto de drenaje de la empresa Afitec ha sido instalado antes del relleno final con objeto de, por una parte, captar el agua y dirigirla hacia la perpendicular de las aberturas y, por otra parte, desempeñar un papel de filtro para evitar la penetración de partículas finas hacia el canal.

Drainage sous remblai

Solution géocomposite

SOMTUBE

Pierre Gendrin

BUREAU D'ÉTUDES
Georoute Ingénierie

Rabah Arab

INGÉNIEUR GÉOTECHNICIEN
Afitex

Yves Henri Faure

Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche
Impliquant la Géologie et la Mécanique (Lirigm)

Les auteurs présentent une solution géocomposite pour le drainage sous remblai en remplacement de la solution traditionnelle en couche granulaire. Après une description du géocomposite de drainage SOMTUBE FTF et ses principales caractéristiques, sont présentées deux études de cas: un remblai construit sur un sol de fondation de bonnes caractéristiques mécaniques et un remblai construit sur sol compressible. Dans les deux cas, les équivalences de transmissivité par rapport à la solution traditionnelle sont indiquées.

INTRODUCTION

Le drainage est l'ensemble des opérations artificielles d'évacuation de l'eau présente dans le sol. C'est un élément important dans la stabilité des ouvrages, particulièrement les ouvrages en terre, notamment les remblais.

Dans cet article nous distinguerons les remblais construits sur des sols compressibles (vases, tourbes, argiles molles, etc.) et les remblais construits sur des sols de bonnes caractéristiques mécaniques. Le drainage par la base est indispensable afin d'éviter des pressions interstitielles excessives dans le corps du remblai et de réduire les phénomènes de capillarité.

La solution traditionnelle (figure 1) est généralement constituée par :

- ◆ un filtre géotextile inférieur destiné à retenir les particules fines du sol support ;
- ◆ un matériau granulaire à forte perméabilité ;
- ◆ un filtre géotextile supérieur qui remplit les rôles de séparateur et de filtre entre le matériau granulaire et le corps du remblai.

L'épaisseur du matériau granulaire est habituellement de quelques dizaines de centimètres.

Les contraintes écologiques, les contraintes d'ouverture de nouvelles carrières, les coûts de transport et de mise en œuvre assez élevés, rendent les solutions de drainage traditionnelles par couche granulaire dans certains cas onéreuses. La solution géosynthétique SOMTUBE s'impose comme une alternative efficace.

LA SOLUTION GÉOCOMPOSITE

Le géocomposite de drainage bénéficie d'une expérience d'utilisation sur le terrain supérieure à 15 années. Il est utilisé dans le drainage des ouvrages de travaux publics et de génie civil. Il a été développé de manière concomitante avec son logiciel de dimensionnement en collaboration avec le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC)

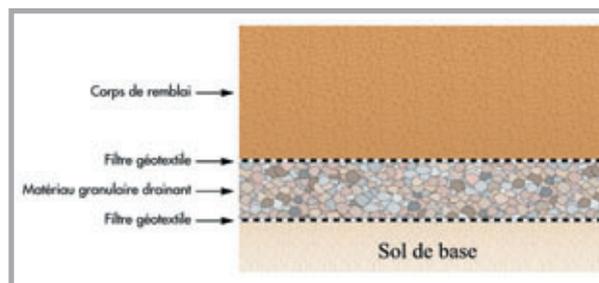


Figure 1
Solution traditionnelle
en couche granulaire
et filtres géotextiles

*Traditional solution
with granular layer
and geotextile filters*

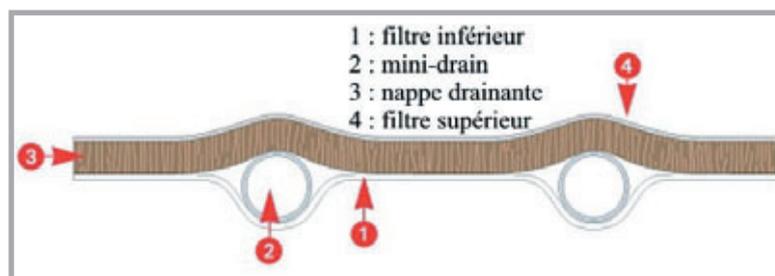


Figure 2
Structure
du géocomposite
de drainage SOMTUBE

*Structure
of the SOMTUBE
drainage geocomposite*

de Nancy et le Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique (LIRIGM) de l'université de Grenoble 1.

Présentation du géocomposite

La structure du géocomposite est illustrée sur les figures 2 et 3. Elle résulte de l'assemblage par aiguilletage des éléments suivants :

- ◆ une nappe filtrante non tissée aiguilletée en polypropylène (filtre inférieur) ;
- ◆ une nappe drainante non tissée aiguilletée en polypropylène ;
- ◆ des mini-drains de diamètre 20 mm, perforés régulièrement selon deux axes alternés à 90°, les mini-drains sont en polypropylène ;
- ◆ une nappe filtrante non tissée aiguilletée en polypropylène (filtre supérieur).

L'espacement entre les mini-drains est variable (0,25, 0,5, 1 et 2 m) et, est fonction des débits à drainer et des caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

Les différents composants du géocomposite sont développés par un procédé de fabrication par ai-

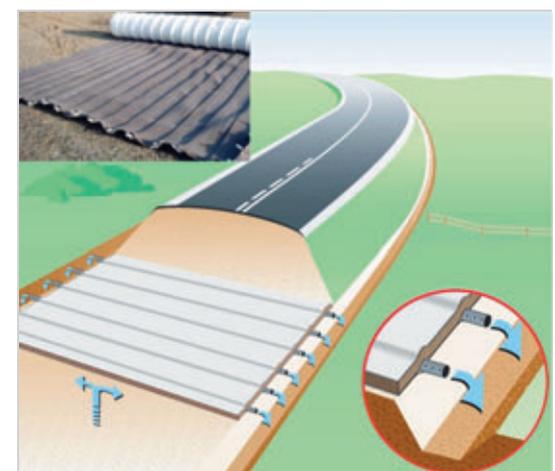


Figure 3
Disposition du géocomposite
de drainage sous remblai

*Layout of the drainage geocomposite
under embankment*

Figure 4
Schéma des courbes de pression d'eau entre mini-drains

Diagram of water pressure curves between mini-drains

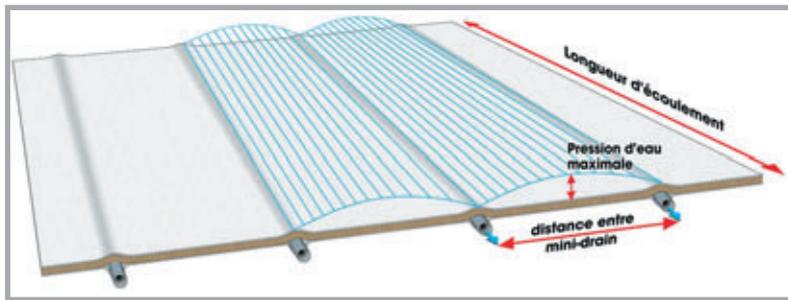


Figure 5
Caractéristiques géométriques de l'ouvrage et pression entre mini-drains

Geometric characteristics of the structure and pressure between mini-drains

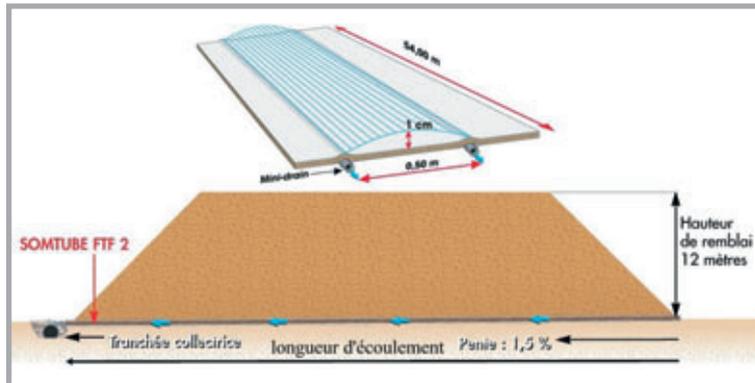


Photo 1
Déroulement du géocomposite de drainage sur le fond de forme

Unrolling the drainage geocomposite over the subgrade



Photo 2



Photo 3
Remblaiement sur le géocomposite et montée du remblai

Backfilling over the geocomposite and rising of the embankment



gouilletage à partir de fibres selon le processus cardage/nappage/aiguilletage, ce qui confère au produit :

- ◆ une forte épaisseur pour une masse surfacique donnée qui lui donne une forte porosité, condition indispensable à la circulation de l'eau dans la structure du géotextile ;
- ◆ des caractéristiques de traction qui se traduisent par une grande déformation avant rupture, condition indispensable à l'adaptation du matériau aux supports irréguliers et aux tassements du sol support ;
- ◆ les filtres sont liés à la nappe drainante par un aiguilletage dense ce qui permet d'accroître le cisaillement interne et d'éviter tous déplacements relatifs lors de la mise en œuvre particulièrement sur les pentes.

Les caractéristiques principales d'un géosynthétique liées aux fonctions filtre et drain sont :

- ◆ la perméabilité normale au plan (anciennement permittivité) ;
- ◆ l'ouverture de filtration ;
- ◆ la résistance à la pénétration de l'eau (anciennement mouillabilité) ;
- ◆ la capacité de débit dans le plan (anciennement transmissivité).

La résistance à la pénétration de l'eau est un paramètre important dans les applications des géotextiles en filtration et en drainage, particulièrement dans le cas des sols non saturés.

Les éléments du géocomposite ont fait l'objet d'études particulières, notamment la transmissivité du composite sans les mini-drains, la résistance de pénétration de l'eau dans les mini-drains, leur capacité de décharge et leur résistance à l'écrasement.

Transmissivité du composite sans les mini-drains

La fonction de cette nappe est de faciliter l'écoulement de l'eau vers les mini-drains. La caractéristique à prendre en compte est la capacité de débit dans le plan ou la transmissivité θ . Cette caractéristique dépend directement de l'épaisseur du géotextile non tissé, sous la contrainte de compression considérée.

Les mini-drains

La fonction de ces mini-drains est de collecter l'eau afin de l'évacuer rapidement vers les exutoires. Les caractéristiques principales à prendre en compte sont la perte de charge à l'entrée des mini-drains et leur capacité de décharge en fonction du régime d'écoulement (laminaire, turbulent, etc.). Ces deux caractéristiques ont fait l'objet d'essais spécifiques. Les résultats expérimentaux ont permis de proposer :

- ◆ une relation pour les pertes de charge à l'entrée des mini-drains de la forme $\Delta h = aQ^b$ ou a et b sont deux constantes expérimentales ;

◆ une relation pour la capacité de décharge, q_d ($q_d = Q/i$) en fonction du gradient hydraulique i dans le mini-drain de la forme $q_d = \alpha i^n$ ou α et n sont deux constantes expérimentales.

Les mini-drains résistent à une compression de 700 kPa entre deux plaques parallèles ce qui correspond à une hauteur de remblai d'environ 35 m.

■ MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT

Le logiciel développé par le Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique (LIRIGM) de l'université de Grenoble 1 et validé en collaboration avec le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Nancy permet de déterminer le produit le mieux adapté pour drainer le flux attendu en optimisant le nombre de mini-drains de façon à limiter la pression hydraulique admissible dans le produit et donc dans le corps du remblai. Les conditions de flux considérées sont les suivantes :

- ◆ alimentation en eau avec flux homogène perpendiculaire au produit drainant ;
- ◆ alimentation en eau avec une charge hydraulique constante à une certaine distance dans le sol.

Dans le logiciel, les écoulements sont considérés mono-directionnels et perpendiculaires au mini-drains dans la nappe drainante.

Le logiciel prend en compte les paramètres suivants :

- ◆ la transmissivité de la nappe drainante sous compression ;
- ◆ la longueur des écoulements dans les mini-drains ;
- ◆ la pente éventuelle des écoulements dans les mini-drains ;
- ◆ l'espacement entre les mini-drains ;
- ◆ les conditions d'écoulement dans les mini-drains (saturés ou non).

La circulation hydraulique dans le géocomposite SOMTUBE est décomposée suivant quatre phases :

- ◆ à travers le filtre ;
- ◆ dans l'épaisseur de la nappe drainante non tassée (âme drainante) ;
- ◆ à l'entrée des mini-drains ;
- ◆ à l'intérieur des mini-drains.

Le logiciel permet également de déterminer la pression maximale entre les mini-drains (figure 4).

■ ÉTUDES DE CAS

Remblai routier : RD964 - Labessière Candeil (81)

Les caractéristiques de l'ouvrage sont : une emprise en pied de remblai de 54,00 m et une hauteur de 12 m (figure 5). Afin d'éviter les remontées d'eau dans le corps du remblai, un tapis drainant

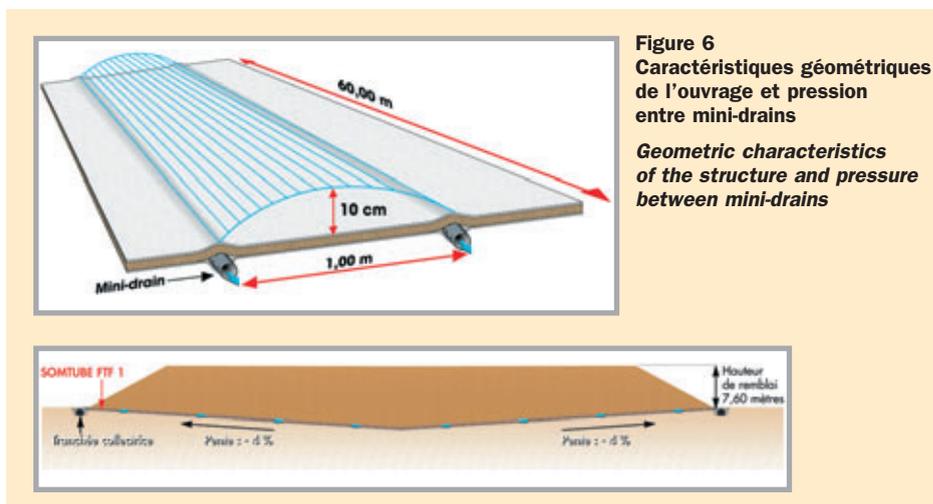


Figure 6
Caractéristiques géométriques de l'ouvrage et pression entre mini-drains

Geometric characteristics of the structure and pressure between mini-drains

en matériaux granulaires de 0,50 m d'épaisseur est prévu dans la solution de base.

Le drainage à la base est réalisé avec le géocomposite avec deux mini-drains/m. Le calcul du flux drainé en prenant en compte les caractéristiques de l'ouvrage (hauteur de 12 m, longueur d'écoulement de 54 m et une pente de 1,5 %) a conduit à une transmissivité équivalente de $6,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui correspond à une épaisseur de l'ordre de 0,60 m de matériaux drainant de perméabilité $1,10^{-2} \text{ m/s}$. La pression dans le produit exprimée en mètre d'eau demeure inférieure à 1 cm (figure 5).

Le géocomposite a été déroulé perpendiculairement à l'axe du remblai (photos 1 et 2). Le remblaiement se fait à l'avancement (photo 3).

Remblai sur sol compressible : A89 Libourne (33) - Remblai de culée OH

Pour cet ouvrage, la hauteur du remblai est de 7,60 m et l'emprise en pied de remblai est de 12,0 m. Le tassement prévisible du remblai était de 2,40 m. Le géocomposite avec un mini-drain/m a été étudié en tenant compte du tassement final avec une pente d'écoulement de - 4 % (figure 6).

Le calcul du flux drainé a conduit à une transmissivité équivalente de $1 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui correspond à une épaisseur de l'ordre de 1 m de matériaux drainants de perméabilité $1 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$. Dans ce cas la pression dans le produit est de 10 cm (figure 6), ce qui permet à l'eau de remonter dans les mini-drains vers les tranchées collectrices. La présence des mini-drains permet de limiter la pression d'eau dans le corps du remblai.

■ COMPARAISON SOLUTION GÉOCOMPOSITE ET SOLUTION TRADITIONNELLE

Dans le tableau I sont résumés quelques paramètres de comparaison pertinents entre la solution traditionnelle et la solution géocomposite.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

RD964 - Labessière Candeil (Tarn)

Maître d'ouvrage et d'études

B.E.D. 81 Albi

Maître d'œuvre

DDE du Tarn

Entreprise de pose

Connes T.P.

Contrôle extérieur

EEG-Simecsol

Contrôle externe

Fondasol

Bureau d'études Drainage

Georoute Ingénierie

Date de réalisation

Décembre 2000

Paramètres	Solution SOMETUBE	Solution traditionnelle
	<p>Le SOMETUBE FTF permet l'économie :</p> <ul style="list-style-type: none"> - du volume de terrassement - du filtre géotextile - des matériaux drainants 	
Épaisseur	Faible Quelques centimètres	Élevée Plusieurs dizaines de centimètres
Résistance à la traction	≥ 18 kN/m	Nulle
Allongement à la rupture	≥ 50 %	-
Transmissivité	Fonction de la densité des mini-drains	Invariable
Uniformité	Masse surfacique et épaisseur contrôlées en usine	Granulométrie calibrée
Durabilité	<ul style="list-style-type: none"> - Pas de risque d'altération par les rayons UV lorsqu'il est protégé - Chimiquement inerte (tous les éléments constitutifs sont en Polypropylène) 	Complètement inerte
Mise en place	<ul style="list-style-type: none"> - Facilité et rapidité de mise en œuvre - Gain de terrassement 	<ul style="list-style-type: none"> - Risque de contamination par le sol support - Nécessite une protection par des filtres géotextiles

Tableau I
Comparaison entre solution traditionnelle
et solution SOMETUBE

Comparison between traditional solution
and SOMETUBE solution

CONCLUSION

Le géocomposite de drainage Sometube a été mis en œuvre dans plusieurs applications en drainage sous remblai. D'autres applications du produit sont possibles tels que les masques drainants et le drainage des ouvrages hydrauliques (retenues collinaires, drainage sous géomembrane, etc.).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

A89 Libourne (Gironde)

Maitre d'ouvrage

ASF

Maitre d'œuvre

Scetauroute

Entreprise de pose

Valerian – Fougerolle Ballot

Bureau d'études Drainage

Georoute Ingénierie

Date de réalisation

Novembre 1999

ABSTRACT

Drainage under embankment. SOMETUBE geocomposite solution

P. Gendrin, R. Arab, Y.-H. Faure

The authors describe a geocomposite solution for drainage under the embankment as a substitute for the traditional granular layer solution. After describing the SOMETUBE FTF drainage geocomposite and its main characteristics, two case studies are presented : an embankment built on a foundation soil with good mechanical properties and an embankment built on compressible soil. In both cases, the transmissivity equivalences relative to the traditional solution are indicated.

RESUMEN ESPAÑOL

Drenaje bajo terraplén. Solución mediante material geocomposita SOMETUBE

P. Gendrin, R. Arab e Y.-H. Faure

Los autores presentan una solución geocomposita para el drenaje bajo terraplén en sustitución de la solución tradicional en capa granular. Tras una descripción del material geocomposita de drenaje SOMETUBE FTF y sus principales características, se presentan dos estudios de caso : un relleno construido sobre un suelo de cimentación de buenas características mecánicas y un relleno construido sobre suelo compresible. En ambos casos, se procede a una comparación de las equivalencias de transmisividad con relación a solución tradicional.

Drainage interne de sols compressibles et renforcement des matériaux de remblai pour le franchissement d'une vallée tourbeuse

Les travaux de terrassement pour le franchissement de vallées tourbeuses, posent très souvent des problèmes de drainage pour la consolidation et le renforcement de matériaux d'apport. Des applications, basées sur des géosynthétiques sont présentées, ainsi que les résultats permettant d'apprécier leur comportement.

■ INTRODUCTION

La rocade Est de Bourges traverse la vallée de l'Yèvre à l'extrémité Est de l'agglomération beruyère, entre la route de Nevers et celle de la Charité. Le choix économique d'un franchissement en remblai conduit à tenir compte de trois niveaux de contraintes :

- ◆ l'inondabilité du site nécessitant une étude hydraulique pour définir les débouchés à ménager ;
- ◆ la compressibilité des sols de fondation imposant une étude géotechnique pour déterminer les conditions de stabilité des remblais ;
- ◆ l'existence de quatre cours d'eau sur ce tronçon de la vallée nécessitant une étude des ouvrages hydrauliques, leur interaction avec les remblais et la réalisation d'une piste de service autorisant la mise en place des remblais en tant que préchargement du site.

■ DÉFINITION DU PROJET

Caractéristiques des remblais

D'une longueur totale de 650 m, leur hauteur varie entre 4 et 11 m. La largeur de la plate-forme est de 25 m et les talus ont une pente de 1/2. Ces remblais sont établis sur les sols compressibles.

Caractéristiques des ouvrages hydrauliques

Les ouvrages hydrauliques, permettant le franchissement des quatre cours d'eau, présentent une travée de l'ordre de 30 m et sont fondés sur pieux forés, exécutés après le préchargement des sols compressibles.

Deux ouvrages de "ressuyage", d'une section de 4 m², et situés à la base des remblais, améliorent les conditions d'écoulement des eaux en cas de crue.

Franchissement provisoire de la RD976 pour l'amenée des matériaux de remblai

Afin de disposer d'un maximum de sécurité vis-à-vis de la circulation routière de la route départementale 976, le trafic de chantier, pour l'approvisionnement en matériaux de remblai, emprunte un passage supérieur constitué d'un tablier métallique préfabriqué de 24 m de portée, fondé superficiellement en crête de remblais.

■ ÉTUDES GÉOTECHNIQUES

Natures des sols de fondation

Les remblais sont fondés sur 2 à 4 m de sols compressibles constitués de vases et de tourbes surmontant des sables calcaires et un substratum de calcaire induré, mais localement mou en partie supérieure. La nappe alluviale peut varier, selon l'état de crue, entre - 0,8 m et + 1,5 m.

Stabilité des remblais

Les caractéristiques géomécaniques des vases et tourbes autorisent une première étape de remblaiement sur environ 4 m de hauteur, puis une deuxième étape jusqu'à 5,5 m de hauteur, enfin une troisième étape jusqu'à la ligne rouge, mais avec l'adjonction d'une banquette latérale stabilisatrice lorsque la hauteur dépasse 7 m.

Tassement des sols compressibles

Les tassements maxima ont été estimés entre 55 et 70 cm. La durée retenue pour les tassements primaires atteignant un degré de consolidation de 90 %, est de 2,5 mois entre deux étapes de réalisation du remblai. Ce délai de consolidation relativement court, impose un dispositif de drainage

Patrick Brochier

GÉRANT
Terageos

Hervé Brunel

SERVICE GRANDS TRAVAUX
DDE Cher - SGT/ETN

Edwin Waschkowski

DÉPARTEMENT GÉOTECHNIQUE
LRPC Blois



Base drainante synthétique en rouleau prêt à l'emploi associant des géotextiles à un réseau de mini-drains parallèles

Synthetic draining base in ready-to-use roll associating geotextiles with a network of parallel mini-drains



Vue d'ensemble de la construction du remblai sur la base drainante synthétique Teradrain

Overall view of construction of the embankment on the Teradrain synthetic draining base

Renforcement des remblais d'appui par nappes géosynthétiques
Reinforcement of supporting embankment by geosynthetic layers

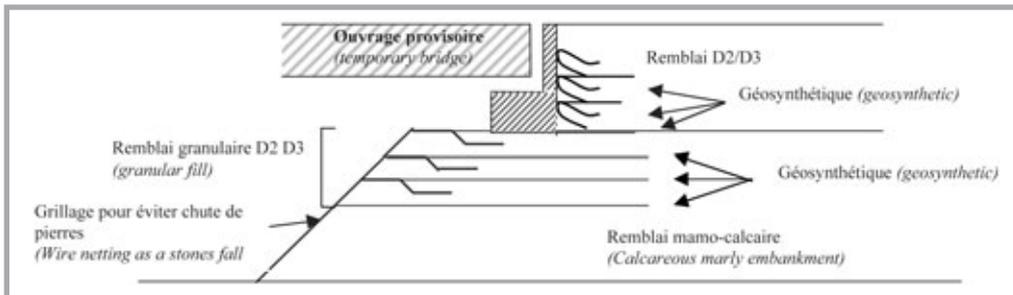


Figure 1
Principe de renforcement géosynthétique sous et derrière l'appui du pont provisoire
Principle of geosynthetic reinforcement under and behind the temporary bridge support

comportant une couche drainante située à la base des remblais associée à des drains verticaux. Le manque de sable fin propre sur le site, a conduit au choix d'un dispositif de drainage constitué de géosynthétiques dimensionnés conformément aux recommandations du CFG pour "l'emploi des géotextiles dans les systèmes de drainage et de filtration, ainsi que sous les remblais sur sols compressibles".

■ DISPOSITIF DRAINANT DES SOLS COMPRESSIBLES

Conception du dispositif drainant

Le dispositif drainant comporte :

- ◆ des drains verticaux plats, du type Solpac C 433 produits par la société Wavin. Ils sont constitués d'une âme drainante en PHED de 100 mm de largeur et 4 mm d'épaisseur entourée d'un filtre en géotextile non tissé, thermolié et en polypropylène. Les caractéristiques hydrauliques sont les suivantes : permittivité = $2,4s^{-1}$, ouverture de filtration (O_{95}) = 160 μm , capacité drainante = $7.10^{-5} m^2/s$. Les drains sont mis en place par la société Ménard Soltraitement, à partir d'une plate-forme de 0,5 à 0,7 m d'épaisseur autorisant la circulation d'un engin muni d'un mât vertical et d'un mandrin poinçonnant creux refermant le drain plat muni de son sabot de blocage à la profondeur requise. En surface le drain est rabattu horizontalement sur 0,2 à 0,5 m pour assurer une surface d'échange avec la nappe drainante horizontale ;
- ◆ une couche drainante en géosynthétiques, du type Teradrain FDF-T, produite par la société Teregeos. Elle est constituée d'une nappe drainante composite avec un géotextile non tissée, aiguilletée en polypropylène, d'une résistance à la traction de 16 kN/ml pour un allongement de 60 % et d'un mini-drain perforé et annelé de 20 mm de diamètre, disposé à intervalle de 1 m. Cette nappe drainante est associée sur chaque face, à un filtre en géo-

textile non tissé, d'une porométrie de 90 μm et d'une permittivité de $1,3s^{-1}$.

La transmissivité de la nappe drainante est de $2,5.10^{-3} m^2/s$ sous un gradient de 0,005.

La couche drainante est constituée d'un seul lé d'une largeur de 4 m déroulé en travers du remblai.

Evolution des tassements

Un suivi des tassements est réalisé à l'aide de 22 tassomètres et sept sondes de pression interstitielle. Les tassements finaux observés varient, selon l'épaisseur des sols compressibles et la hauteur de remblai, entre 16,1 et 69,9 cm. Les surpressions interstitielles finales sont de l'ordre de 5 kPa. Les délais de consolidation primaire se situent bien entre 2 et 3 mois.

■ RENFORCEMENT DES SOLS SOUS LES APPUIS D'UN PONT PROVISOIRE

Principe de renforcement

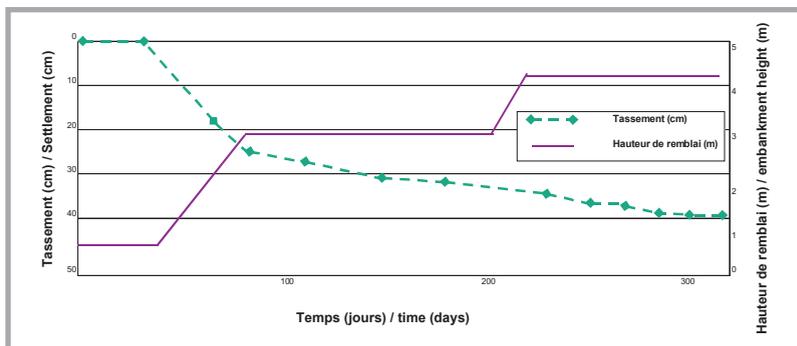
L'importance des contraintes induites par les appuis situés en crête des talus de remblais, l'obligation d'une pente de talus de 1/1 du remblai sous l'ouvrage ne permettaient pas de justifier la stabilité des fondations sans le recours à un renforcement au moyen de trois nappes de géosynthétique sous la fondation, pour améliorer la stabilité interne du remblai marno-calcaire et de trois nappes de géosynthétique en arrière du mur garde-grève pour limiter les poussées statique et dynamique (figure 1).

Dimensionnement

Un prédimensionnement a été effectué mais le dimensionnement définitif a été réalisé par Terrasol pour le compte de l'entreprise T.P.C.O., avec l'application du fascicule 62 – titre V du C.C.T.G. "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil", du projet de norme NF G 38-064 et de la norme NF P 94-220. Les calculs ont conduit à retenir un géosynthétique tissé SGT 200/50, en polypropylène, certifié Asqual, d'une résistance à la traction de 200 kN/ml pour un allongement de 13 %. Sous la fondation, il a été retenu trois nappes distantes de 0,5 m et d'une longueur de 5,25 - 5,75 et 6,5 m et à l'arrière du mur garde-grève, trois nappes distantes de 0,5 m et d'une longueur de 1,5 m.

Suivi des tassements des appuis

Sur une période d'un an, les tassements des appuis se sont situés entre 3 et 10 mm et les tassements différentiels des extrémités d'un appui se sont limités à 2 mm.



Exemple de l'évolution des tassements en fonction du temps et de la hauteur du remblai

Example of settlement evolution with time and embankment height

CONCLUSION

La résolution de certains problèmes géotechnologiques, dans le cadre du franchissement en remblais d'une vallée présentant 2 à 4 m de sols compressibles, contribue à montrer que les solutions géosynthétiques bien définies et correctement dimensionnées, tout en étant compétitives, conduisent à des résultats fiables pour des applications comme :

- ◆ la réalisation d'un dispositif drainant pour l'accélération de la consolidation de sols compressibles en substitution à des matériaux sableux, autorisant ainsi une économie des ressources naturelles en granulats non disponibles dans l'emprise du projet;
- ◆ le renforcement des sols de fondation d'un passage supérieur provisoire, facilitant l'exécution des travaux dans des délais très courts, avec une bonne maîtrise de la sécurité vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage. En outre, cette technique facilite grandement le démontage final de l'ouvrage.

ABSTRACT

Internal drainage of compressible soils and reinforcement of filling materials in crossing of a peaty valley

P. Brochier, H. Brunel, E. Waschkowski

Drainage problems often arise with work necessary for the consolidation and reinforcement of fill materials in earthworks for crossing of peaty valleys. This paper presents applications based on geosynthetics, and results that can be used to evaluate their behavior.

RESUMEN ESPAÑOL

Drenaje interno de suelos compresibles y refuerzo de los materiales de relleno para el franqueo de un valle turboso

P. Brochier, H. Brunel y E. Waschkowski

Las obras de movimientos de tierras para el franqueo de valles turbosos, vienen a plantear con suma frecuencia problemas de drenaje para la consolidación y el refuerzo de los materiales de aportación. Se presentan en este artículo diversas aplicaciones de los materiales geosintéticos, así como los resultados que permite evaluar su comportamiento.

Etude expérimentale superficielle sur sol par géotextile

Une couche de sable est souvent utilisée en substitution pour améliorer la capacité portante d'un sol argileux de faible consistance. Cette couche de sable peut elle-même être renforcée par une nappe géosynthétique. Cependant, le comportement d'une telle structure n'est pas encore bien connu. Des modèles réduits à l'échelle 1/40 sont testés en macrogravité, pour respecter les lois de similitudes, dans la centrifugeuse géotechnique du LCPC. Trois sols de fondation sont comparés : argile seule, argile avec une couche de sable en substitution, renforcée ou non par une nappe géosynthétique. La capacité portante du sol de fondation est principalement améliorée par la présence de la couche de sable. La nappe géosynthétique évite une soudaine chute de capacité portante au-delà de la charge critique. Pour assurer une capacité portante satisfaisante, un compromis peut être trouvé entre l'épaisseur de la couche de substitution et la résistance en traction du géosynthétique. Cet article est la reprise d'une publication à paraître en anglais lors du prochain congrès international sur les géosynthétiques (à Nice, en septembre 2002).

Mots-clés : modèle réduit, fondation, renforcement, géosynthétique, centrifugeuse géotechnique

■ INTRODUCTION

Des nappes géosynthétiques sont communément employées sous les remblais, culées, chaussées bitumineuses, voies ferrées ou encore dans des murs de soutènement. Généralement, une nappe est étendue sur le sol peu résistant, surmontée d'une couche de matériau granulaire de faible épaisseur, ou simplement déroulée sous le remblai. Les premières fonctions remplies par les géosynthétiques sont la séparation ou la filtration entre sols de nature très distincte. A présent, la fonction propre de renforcement leur est aussi demandée. Cette technique reste cependant à développer pour les fondations superficielles sur sol mou. Dans la littérature, de nombreux auteurs font part d'expérimentations de chargement vertical de modèles réduits de fondations superficielles posées sur un sol bicouche : argile surmontée d'une couche de sable pour simuler une substitution de sol. Une nappe géosynthétique est parfois déposée soit à l'interface sable/argile, soit dans la couche de sable de façon à optimiser la capacité portante du sol et minimiser ses déformations (Milligan 1983, Milligan & Love 1984, Khing et al. 1994; Kenny 1998). Plusieurs paramètres ont ainsi été étudiés tels que l'épaisseur de la couche de sol, le nombre de nappes de renforcement, leur distribution géométrique, ainsi que la nature et la résistance du géosynthétique. D'autres paramètres du sol doivent être pris en compte comme ses caractéristiques mécaniques, son degré de saturation, ou encore son mode de mise en place (Resl & Werner 1986, Abduljawwad et al. 1994). Au moyen de radiographie aux rayons X, lors d'expérimentations au laboratoire, Bourdeau

& Pardi (1989) se sont intéressés simultanément aux contributions de la nappe géosynthétique et du confinement latéral de la couche granulaire. Une seconde nappe géosynthétique, placée dans la couche de sable, permet d'améliorer aussi la rigidité verticale du sol de fondation (Gourc et al. 1982). Cette dernière observation a été confirmée depuis, lors d'expérimentations en grandeur réelle (Delmas et al. 1986). De plus, les contraintes verticales sont plus largement diffusées dans le sol de par la présence de cette seconde nappe (Watn et al. 1996).

■ MODÉLISATION EN CENTRIFUGEUSE

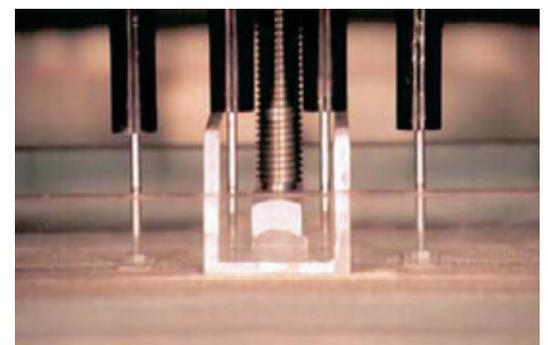
Dans les expérimentations au laboratoire précitées, la déchirure de la nappe géosynthétique est rarement atteinte lorsque des textiles couramment utilisés sur site sont employés. En raison des charges très faibles appliquées dans ces modèles, la rupture se produit par défaut d'ancrage et aucun déchirement n'est observé dans les nappes (Garnier 2001). Suite à ces différents tests menés sur modèles de laboratoire, des nappes de très grande longueur sont généralement recommandées. A la rupture cependant, les contraintes de traction mobilisées dans le modèle restent plus faibles que la résistance intrinsèque du géosynthétique. Ce manque de similitude des valeurs de contraintes développées dans les nappes géosynthétiques les empêche de se comporter comme elles le feraient en vraie grandeur, sur chantier. Ce phénomène représente le principal défaut des modèles réduits

Figure 1
Centrifugeuse géotechnique du LCPC
LCPC geotechnical centrifuge



Figure 2
Modèle réduit de fondation superficielle filante et capteurs de suivi des tassements

Reduced-scale of shallow strip foundation and displacement sensors to measure settlements



d'une fondation renforcé

testés au laboratoire, sous gravité normale (appelé "niveau de gravité à 1 g", avec $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, accélération de la pesanteur). De plus, comme les contraintes sont beaucoup plus faibles qu'en vraie grandeur (appelée "échelle prototype"), le sable présente une tendance à se dilater : le frottement sol/géosynthétique tend à augmenter, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité.

L'avantage indéniable de la modélisation en centrifugeuse est que les contraintes et donc les déformations développées dans les modèles réduits sont identiques à celles qui règnent à l'échelle prototype. En effet, si un modèle réduit à l'échelle 1/100^e par exemple est soumis à cent fois l'accélération de la pesanteur, les contraintes et les déformations qui se développent sont égales à celles produites dans l'ouvrage réel.

De plus, la relation entre la compressibilité du géosynthétique et son épaisseur est respectée lors d'un essai sur modèle centrifugé. Après une approximation initiale, aussi bien le module de raideur J que la résistance en traction du géosynthétique restent proportionnels à son épaisseur (Dubreucq et al. 1995).

Désignons les valeurs d'un paramètre particulier du modèle et du prototype respectivement par X_m et X_p . Le facteur d'échelle X^* est égal au rapport X_m/X_p . Dans le tableau I, $1/N$ représente le facteur d'échelle sur les dimensions. Notons que, si les mêmes sols et géosynthétiques sont utilisés, le déplacement relatif U_p nécessaire entre le sol et le géosynthétique pour mobiliser la résistance au pic reste le même dans le modèle et dans le prototype. Le facteur d'échelle sur le déplacement $1/N$ n'est donc pas satisfait par U_p . Cependant, Dubreucq (1995) a modélisé de façon satisfaisante, à des niveaux de gravité différents (20-g et 40-g), la même fondation superficielle prototype, placée sur un sol de fondation granulaire, renforcé par le même géosynthétique. Cet écart par rapport aux conditions théoriques de similitude ne semble pas modifier notablement le comportement du modèle.

■ ESSAIS RÉALISÉS

Les modèles réduits ont été testés dans la centrifugeuse du LCPC (Corte & Garnier 1986, figure 1) où des fondations superficielles filantes sont chargées verticalement (Dubreucq, 1999). Les dimensions de la structure prototype sont : $L = 7,20 \text{ m}$ et $B = 1,20 \text{ m}$.

L'échelle du modèle est au 40^e (ainsi, les essais

en centrifugeuse sont menés à un niveau de gravité de 40-g, figure 2).

Trois sortes de sol de fondation sont testées :

- ◆ a) argile ;
- ◆ b) argile surmontée d'une couche de sable de largeur 3 fois la largeur B de la fondation et d'épaisseur B ($H = B$) ;
- ◆ et enfin c) idem b) avec une nappe géosynthétique placée à mi-hauteur dans la couche granulaire (figure 3).

Cette position du géosynthétique a été choisie suivant les propositions faites par Ismail & Raymonds (1995 a, b) pour optimiser l'efficacité de la structure.

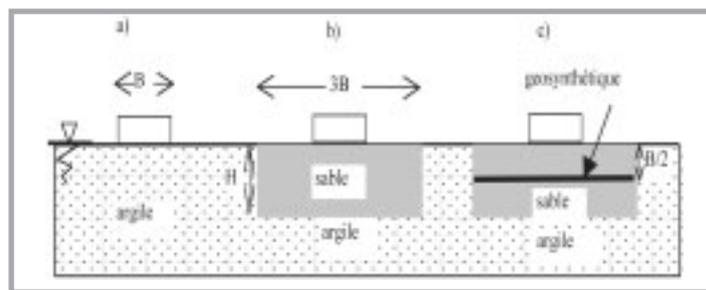


Figure 3
Essais de chargement en centrifugeuse de fondation superficielle filante sur trois sols de fondation différents

Centrifuge loading tests of shallow strip footing on three different soil foundations

Caractéristiques du géosynthétique	Unité	Modèle	Prototype
Masse surfacique	g/m^2	70	2800
Épaisseur	mm	1.9	76
Traction critique	kN/m	2	80
Traction de rupture	kN/m	3.2	130
Déformation critique	%	15	15
Déformation de rupture	%	130	130
Raideur sécante	kN/m	13	533

Tableau II
Caractéristiques du géosynthétique modèle et du prototype équivalent

Characteristics of the model geosynthetic and the equivalent prototype

Paramètres	X^*
Accélération	N
Densité	1
Longueur	1/N
Déplacement	1/N
Déformation	1
Effort	1/N ²
Contrainte	1

Tableau I
Facteurs d'échelle pour un modèle réduit à l'échelle 1/N testé sous N fois la pesanteur terrestre
Scale factors for a 1/N reduce scale model tested under N time earth gravity

Matériaux

Un géosynthétique courant en polypropylène, non tissé thermo-soudé, avec une faible résistance en traction a été choisi. Ses caractéristiques sont listées dans le tableau II. Les essais de résistance en traction du géotextile ont été menés suivant la norme NF G 38.014.

Le sable fin de Fontainebleau et l'argile kaolinite

Elisabeth Haza



INGÉNIEUR-DOCTEUR,
CHARGÉE
DE RECHERCHE,
SECTION RMS-MSC¹
LCPC Nantes

Jacques Garnier



DIRECTEUR DE
RECHERCHE, HDR, CHEF
DE LA DIVISION RMS²
LCPC Nantes

Thierry Dubreucq



INGÉNIEUR-DOCTEUR,
CHEF DU GROUPE
GÉOTECHNIQUE
ET OUVRAGE D'ART
LCPC Saint-Brieuc

1. RMS-MSC : Reconnaissance et Mécanique des Sols - Mécanique des Sols et Centrifugeuse
2. RMS : Reconnaissance et Mécanique des Sols

Caractéristiques du sol	Unité	Valeur
Poids volumique sec	kN/m ³	15.6
Cohésion	kPa	~0
Angle de frottement	°	36.8
Indice de densité, I _d	%	65

Tableau III
Caractéristiques du sable
de Fontainebleau

Characteristics of the Fontainebleau sand

Caractéristiques du sol	Unité	Valeur
Cohésion non drainée	kPa	20 à 28
Teneur en eau	%	48
Indice des vides	-	1.27

Tableau IV
Caractéristiques de l'argile Speswhite

Characteristics of the Speswhite clay

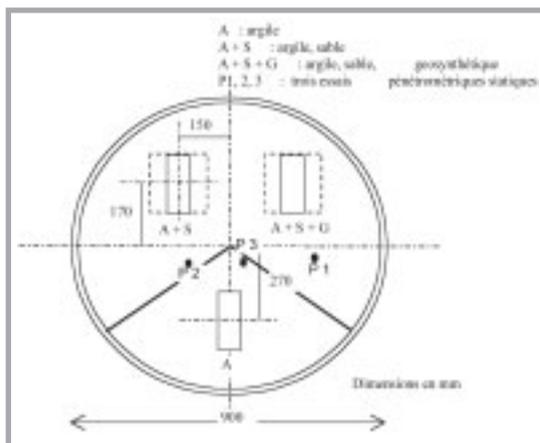


Figure 5
Dispositif expérimental embarqué
dans la centrifugeuse

Centrifuge experimental device



Figure 4
Salle de préparation des massifs d'argile
Preparation room for clay samples

Speswhite utilisés ont leurs caractéristiques récapitulées dans les tableaux III et IV.

Un conteneur cylindrique de 90 cm de diamètre et 31 cm de hauteur est utilisé pour préparer le massif d'argile par consolidation d'une boue d'argile saturée. La salle de préparation des massifs d'argile est présentée sur la figure 4.

Une fine couche de sable coloré est placée à mi-hauteur de la couche de substitution de façon à déterminer les mécanismes de rupture que l'on observera après démontage des massifs de fondation. Le sol reste saturé grâce à une colonne d'eau positionnée parallèlement à l'axe du conteneur, directement liée à sa base. La surface de la nappe dans le sol est maintenue au niveau de la surface du sol.

Dispositif expérimental embarqué dans la centrifugeuse

Une semelle rigide (de 18 cm de longueur et 3 cm de large) est placée successivement en trois positions distinctes sur le massif de sol (figure 5). Celui-ci est constitué d'une couche d'argile de 125 mm d'épaisseur ou de 95 mm quand elle est surmontée par 30 mm de sable. La charge est transmise verticalement sur la surface supérieure de la semelle au travers d'une rotule en contact avec une canne de transmission fixée au servo-vérin. La fondation est ainsi libre de tourner et de se déplacer aussi bien verticalement qu'horizontalement. La vitesse de chargement est maintenue égale à 6 mm/min ce qui est assez rapide pour considérer l'argile dans un état non drainé durant tout l'essai. Une poutre de réaction transversale de forte rigidité est posée sur le conteneur et supporte le dispositif de chargement. La charge appliquée est mesurée par un capteur de force placé entre le servo-vérin et la canne de transmission. Le capteur de force FGP a une capacité de 5000 N avec une précision de 10 N. Les déplacements verticaux de la fondation sont mesurés par des capteurs LVDT (d'une précision de 0,05 mm). Les capteurs sont solidement attachés à une autre poutre de réaction, indépendante de celle de chargement, afin de

ne pas intégrer dans les mesures la flexion de cette dernière.

La fondation disposée sur le massif d'argile est chargée en premier. La centrifugeuse est ensuite arrêtée pour déplacer la fondation sur le bicouche argile/sable. De nouveau, après un arrêt de la centrifugeuse, la fondation est déplacée et posée sur le bicouche renforcé. De plus, des essais au pénétromètre statique sont menés en cours de centrifugation après chaque chargement pour contrôler la résistance du sol.

Résultats des essais de chargement

Les courbes chargement/tassement sont tracées sur la figure 6 en valeurs numériques du modèle. Les valeurs de la charge critique Q_c sont indiquées. Les couches de sable, avec ou sans renforcement, produisent une augmentation importante de la charge critique (qui passe de 690 N à 1120 N et 1250 N). Cependant, les rigidités initiales observées lors des trois essais sont quasiment identiques. La présence de la nappe géosynthétique permet quant à elle de réduire les tassements post-critiques pour un chargement donné, alors que la fondation sur l'argile ou sur le bicouche non renforcé (argile + sable) tasse beaucoup plus. Ce comportement a également été observé par Milligan (1983) et Milligan & Love (1984).

Après les essais, le conteneur est méticuleusement démonté pour observer les déformations du sol et du géosynthétique. Sur la figure 7 sont dessinées les sections verticales du sol après rupture, d'après la position de l'interface sable/argile et de la fine bande de sable colorée. Dans le massif d'argile, l'empreinte de la semelle a été parfaitement marquée.

D'après l'observation de sa déformée, la nappe géosynthétique ne s'est ni déchirée, ni décollée du sol après chargement. Elle a plastifié à ses intersections avec deux plans de cisaillement qui démarrent au bord de la fondation pour former un coin triangulaire sous la fondation. La présence de la nappe produit une dispersion spatiale plus large en profondeur du champ de déformation. Les contraintes verticales de chargement sont classiquement supposées se diffuser linéairement en profondeur sous un angle α (figure 8). Cela conduit à l'expression de l'angle α suivante :

$$\alpha = \arctan [(Q_c/Q_{c \text{ argile}} - 1)/2]$$

$Q_{c \text{ argile}}$ étant la charge critique observée dans le massif d'argile.

D'après les capacités portantes observées expérimentalement, on obtient $\tan \alpha = 0,3$ (alors que Therzaghi & Peck (1948) proposent 0,5 et Giroud & Noiray (1981) vont jusqu'à 0,6). Les valeurs plus faibles observées ici sont probablement dues au matériau de substitution utilisé (sable purement frottant). Il est effet connu que les sols frottants

tendent à concentrer les contraintes alors que les sols cohérents au contraire les diffusent (Garnier, 1973). Okumara et al. (1997) observent par ailleurs que α augmente avec le rapport H/B (lors d'un essai de chargement d'un modèle réduit d'une fondation posée sur un sol bicouche non renforcé, centrifugé à 50-g).

Dans les essais présentés ici, la nappe géosynthétique n'apporte pas de résistance supplémentaire. Les charges critiques sont en effet très proches : 1,25 kN lorsque la couche de sable est renforcée pour 1,12 kN quand elle ne l'est pas.

CONCLUSION

La capacité portante d'une fondation superficielle filante posée sur un sol renforcé est mesurée lors d'essais menés à un niveau de gravité de 40-g dans la centrifugeuse géotechnique du LCPC. Trois types de sol de fondation sont comparés : argile, argile surmontée d'une couche de sable, et argile surmontée de cette même couche de sable renforcée cette fois par une nappe géosynthétique.

Les résultats montrent que la raideur verticale n'est pas modifiée de façon significative par la présence de la couche de sable (qu'elle soit ou non renforcée). Par contre, la charge critique est considérablement améliorée. Dans le cas présent, elle augmente de 62 % quand le sable n'est pas renforcé, pour 81 % lorsqu'une nappe géosynthétique est disposée à mi-hauteur dans cette couche de sol. L'ajout de la nappe géosynthétique ne modifie pas notablement la portance, mais elle empêche cependant un tassement brutal lorsque le chargement dépasse la valeur de la charge critique. Des prochaines études sur la modélisation à différents niveaux de macrogravité de structures extensibles comme les nappes géosynthétiques devraient être menées afin de quantifier plus précisément différentes lois d'échelle : sur le comportement à l'interface sol/renforcement, et sur la mobilisation de la résistance en tension d'un tel élément de renforcement. L'objectif final de ces travaux est de fournir une méthode simple de dimensionnement des fondations sur sol amélioré par substitution et inclusion d'une nappe géosynthétique.

RÉFÉRENCES

- ◆ Abduljawwad, S.N., Baymony, F., Al-Shaikh, A.M. & Al-Moudi O.B. 1994. *Influence of geotextiles on performance of saline sebkha soils*. *Journal of Geotechnical Engineering* 120 (11) : 1939-1959.
- ◆ Bourdeau, P. L & Pardi, L. 1989. Géotextiles utilisés en tant qu'armatures. Laboratoire de mécanique des sols de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. *Final report for the Swiss Department*

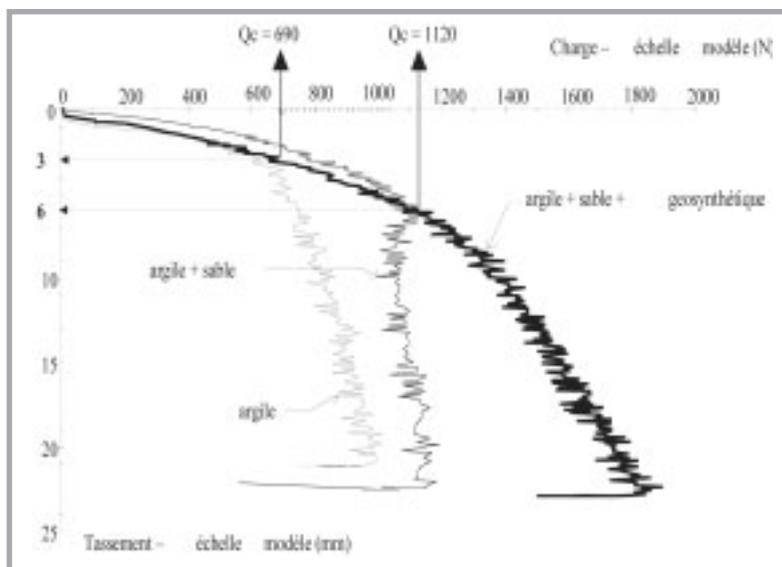


Figure 6
Courbes chargement/tassement lors des essais centrifugés à 40-g
Load/settlement curves from the 40-g centrifuge tests

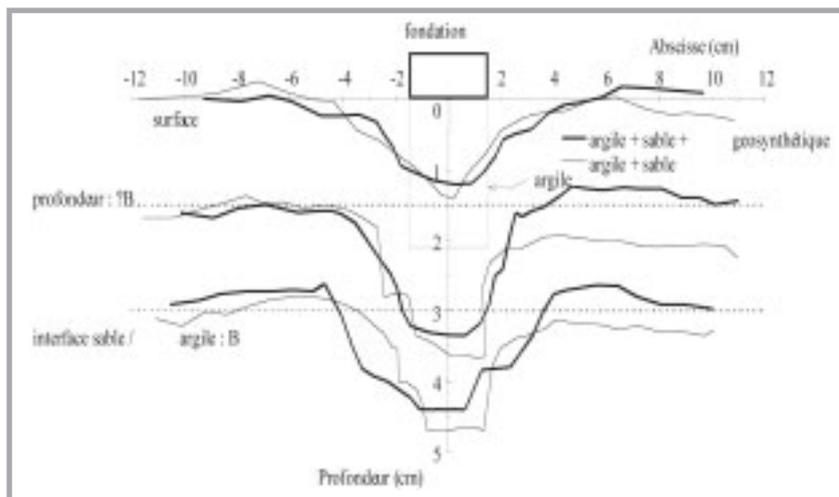


Figure 7
Déformation verticale du sol après la rupture, à trois profondeurs différentes sous la fondation
Vertical soil deformation at three different depths after failure

of Transportation, Communications and Energy - Federal Highway Office, June. 55 p.

◆ Corte, J.-F. & Garnier, J. 1986. Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées* 146 (Nov-Déc) : 5-28. LCPC.

◆ Delmas, Ph., Matichard, Y. & Gourc, J.-P. 1986. Les chaussées non revêtues renforcées par géotextiles - 7 ans d'études. *Proc. 3rd International Conference on Geotextiles*, Vienna 4 : 1015-1020.

◆ Dubreucq, Th. 1999. Renforcement des fondations superficielles par inclusions planes horizontales extensibles - Quelques effets de taille dans le frottement sable-inclusion, Ph. D thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 340 p.

◆ Dubreucq Th., Garnier, J., Favraud, C. & Noblet, S. 1995. Fondation sur sol renforcé par géotextiles : comparaison d'essais sur modèles centrifugés et modèles sous la gravité normale. *AUGC Sessions*, May 18, Ecole Centrale de Nantes : 123-128.

◆ Garnier J. 1973. Tassement et contraintes - Influence de la rigidité de la fondation et de l'anisotropie du massif. *Thèse de doctorat*, Université de Grenoble, 193 p.

◆ Garnier J. 2001. Modèles physiques en géotechnique : I - Evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application. *Revue Française de Géotechnique*, N° 97, pp. 3-29.

◆ Giroud, J.-P. & Noiray, L. 1981. Geotextile-rein-

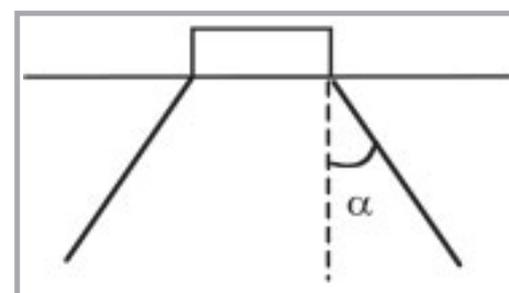


Figure 8
Hypothèse classique de diffusion des contraintes verticales
Typical assumption of vertical stresses diffusion

forced unpaved road design. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 107 (GT9) : 1223-1254.

◆ Gourc, J.-P., Matchard, Y., Perrier, H. & Delmas, Ph. 1982. Capacité portante d'un bicouche, sable sur sol mou, renforcé par géotextile. *Proc. 2th International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, Session 4B : Temporary pavements : 411-416.

◆ Ismail, I. & Raymond, G.P. 1995 a. Investigation reveals the interface is not the best place for geosynthetic reinforcement. *Geotechnical Fabrics Report* 13 (4) : 15-19.

◆ Ismail, I. & Raymond, G.P. 1995b. Investigation reveals the interface is not the best place for geosynthetic reinforcement. *Geotechnical Fabrics Report* 13 (5) : 9-14.

◆ Kenny, M.J. 1998. The bearing capacity of a reinforced sand layer overlaying a soft clay subgrade. *Proc. 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta : 901-910.

◆ Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C. & Cook, E.E. 1994. Foundation on strong sand underlain by weak clay with geogrid at the interface. *Geotextiles and Geomembranes* 13 (3) : 199-206.

◆ Milligan, G.W.E. 1983. Element tests to investigate the fundamental interaction between reinforcement and soil. *Proc. Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Speciality Session 5 : Soil reinforcement; Topic 3 : Results from model testing & open discussion 3 : 1192-1193.

◆ Milligan, G.W.E. & Love, J.-P. 1984. Model testing of geogrids under an aggregate layer on soft ground. *Proc. Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering* : 128-138. Thomas Telford London.

◆ Okumara, M., Takemura, J. & Kimura, T. 1997. Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer-overlying clay. *Soils and Foundations* 37 (1) : 73-88.

◆ Resl, S. & Werner, G. 1986. The influence of non-woven needle-punched geotextiles on the ultimate bearing capacity of the subgrade. *Proc. 3rd International Conference on Geotextiles*, Session 1C/6 : Road and Railway Applications : 1009-1013.

◆ Terzaghi, K. & Peck, R.B. 1948. *Soils Mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, Inc., New York.

◆ Watn, A., Søgne, H. & Emdal, A. 1996. Improvement of bearing capacity for traffic areas on soft subsoil : Large-scale laboratory testing. In De Groot, Den Hoedt & Termaat (Eds.), ISBN 90 5410 836 3, *Geosynthetics : Applications, Design and Construction* : 467-472. Rotterdam : Balkema.

ABSTRACT

Experimental study of a shallow foundation on soil reinforced by geotextile

E. Haza, J. Garnier, Th. Dubreucq

A layer of sand is often used as a substitute to improve the bearing capacity of a clayey soil of weak consistency. This layer of sand can itself be reinforced by a geosynthetic layer. However, the behaviour of such a structure is not yet well known. Scale models to scale 1:40 are tested in macrogravity, to comply with similarity laws, in the LCPC's geotechnical centrifuge. Three foundation soils are compared : clay only, clay with a substitute layer of sand, reinforced by a geosynthetic layer or not. The bearing capacity of the foundation soil is improved chiefly by the presence of the layer of sand. The geosynthetic layer prevents a sudden fall in the bearing capacity beyond the critical load. To ensure a satisfactory bearing capacity, a compromise can be found between the thickness of the substitute layer and the tensile strength of the geosynthetic material. This article is the reproduction of a publication due to appear in English at the next International Congress on Geosynthetics (Nice, September 2002).

RESUMEN ESPAÑOL

Estudio experimental de una cimentación superficial sobre suelo reforzado mediante material geotextil

E. Haza, J. Garnier y Th. Dubreucq

Se suele utilizar frecuentemente una capa de arena como sustitución, para mejorar la capacidad sustentadora de un suelo arcilloso de baja consistencia. Esta capa de arena puede, a su vez, estar reforzada por una capa de material geosintético. No obstante, el comportamiento de semejante estructura no es aún perfectamente conocido. Se ha procedido a pruebas de macrogravedad mediante modelos reducidos a escala 1/40, para respetar las leyes de similitudes, por medio de la centrifugadora geotécnica del LCPC (Laboratorio central de Puentes y Caminos de Francia). Se han comparado tres suelos de cimentación : arcilla únicamente, arcilla con una capa de arena

de sustitución, reforzada o no por una capa de material geosintético. La capacidad sustentadora del suelo de cimentación se ve mejorada, principalmente, por la existencia de una capa de arena. La capa de material geosintético evita una repentina disminución de la capacidad sustentadora una vez superada la carga crítica. Para obtener una capacidad sustentadora satisfactoria, se puede encontrar un compromiso entre el espesor de la capa de sustitución y la resistencia en tracción del material geosintético. Este artículo es la reproducción de una publicación en inglés que será presentada durante el próximo Congreso internacional acerca de los materiales geosintéticos (en Niza, en septiembre de 2002).

Remblai renforcé

Association des techniques Terramesh® et géosynthétiques

Aujourd'hui, le choix des systèmes de soutènement est directement lié à des exigences d'ordre esthétique, technique et économique. La conception d'ouvrages en remblai renforcé alliant géogrilles et Terramesh® a permis de réaliser des ouvrages de grande hauteur en répondant à ces exigences (culée mixte à proximité du pont sur l'Arc à Aix-en-Provence, remblai d'accès au lotissement de Valcroze à Mende).

Le Terramesh® conçu par France Gabion, est une structure en grillage double torsion, à parement végétalisable ou minéral, renforcée par des nappes de grillages en arrière. Des nappes de renforts en géogrille, de résistances diverses, disposées dans le remblai drainant assurent la stabilité générale de l'ensemble. France Gabion développe un logiciel nommé MACSTARS afin d'analyser la stabilité de ces massifs de sols renforcés.

Les techniques de renforcement des massifs de sol par géosynthétiques sont de plus en plus utilisées que ce soit pour le raidissement des talus (gain d'emprise) que pour la réalisation des murs de soutènement. Dans un souci d'allier esthétique et technique, des chantiers ont été réalisés avec l'association de structures Terramesh® pour le parement et la mise en œuvre de géogrilles de renforts. L'utilisation de renforts avec des résistances diverses (grillage et géogrilles) permet la réalisation de remblais de grande hauteur tout en limitant la longueur des nappes. Les massifs de sol renforcé se caractérisent par leur souplesse, qui leur confère le plus souvent une bonne aptitude à accepter des tassements généraux et différentiels parfois importants. De ce fait, ils sont parfaitement adaptés pour des sols de fondations de qualité moyenne à médiocre, là où, des solutions d'ouvrages rigides auraient pu justifier le recours à des solutions très coûteuses.

LOTISSEMENT VALCROZE - MENDE

Contexte

Aujourd'hui, les exigences concernant les ouvrages d'art sont de plus en plus sévères. Les systèmes de soutènement doivent s'intégrer dans le paysage tout en étant économiques, d'où le recours de plus en plus fréquent à des ouvrages en remblai renforcé à parement végétalisable.

A Mende en Lozère, la construction d'un lotissement de Valcroze sur les hauteurs de la ville – maîtrise d'ouvrage commune de Mende – a nécessité la réalisation de nouveaux accès pour la desserte du futur quartier ouvert à l'urbanisation. La mise

en œuvre d'aménagements hydrauliques est aussi nécessaire pour structurer l'exutoire d'évacuation des eaux pluviales du lotissement et des futurs secteurs urbains dépendant du bassin versant et assurer un bon raccordement de cet exutoire avec le ravin de Fontpoure existant.

Pour le remblai d'accès, la solution Terramesh® Vert constituée de renforts en grillage double torsion a été choisie par la Société civile professionnelle de géomètres-experts Christian Grégoire et Xavier Fagge à Mende – maître d'œuvre du projet – pour sa rapidité de mise en œuvre, l'esthétique de son parement végétalisable et son coût modéré. Associée à des géogrilles de renforts, cette solution a permis la réalisation d'un remblai d'une hauteur variant de 2,40 à 10,20 m sur 111 ml.

Technique et végétation

Cette technique est un grillage combiné en parement à une bionatte qui a pour rôle de protéger le remblai renforcé d'une érosion superficielle et

René Trouilhas



RESPONSABLE
TECHNICO-COMMERCIAL
SUD-EST
France Gabion



Mise en œuvre Terramesh® Vert
Application of Green Terramesh®

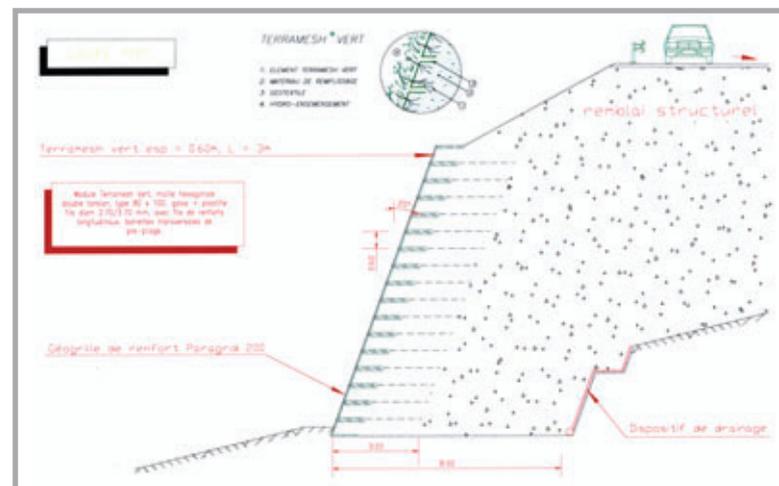


Figure 1
Coupe type
du remblai de Mende
Typical cross section
of Mende embankment

Parement
Terramesh® Vert final

Final facing
in Green Terramesh®



LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Lotissement Valcroze - Mende

Maitre d'ouvrage

Commune de Mende

Maitre d'œuvre

Société civile professionnelle de géomètres experts Christian Grégoire et Xavier Fagge

Entreprise

STPL

Fournisseur

France Gabion

Pont sur l'Arc - Culée mixte à Aix-en-Provence

Maitre d'ouvrage

Mairie d'Aix-en-Provence

Maitre d'œuvre

- Services techniques mairie d'Aix-en-Provence
- Simecsol - EEG

Entreprise

Gardiol BTP

Fournisseur

France Gabion



ce, jusqu'à la complète végétalisation du parement. Ces structures sont réalisées avec du grillage double torsion en fil galfan® (alliage eutectique 95 % zinc et 5 % aluminium dont la durabilité est 4 fois supérieure à la galvanisation standard) et revêtu de PVC (maille 80 x 100 mm, diam. 2,7/3,7 mm). Pour les plus grandes hauteurs, afin d'assurer la stabilité générale, des nappes de géogrilles avec une résistance à la rupture élevée (200 kN/m) ont été disposées entre les nappes de grillage, comme indiquée sur la figure 1. Par recouvrement des lés pour les géogrilles et par agrafage pour les éléments de Terramesh®, on obtient un renforcement en continu sur la largeur du massif.

Le chantier

La conception de l'ouvrage par France Gabion a été fortement influencée par le peu d'espace disponible pour réaliser les remblais ainsi que dans l'objectif de limiter les quantités de matériaux et de renforts à utiliser afin d'obtenir une solution techniquement et financièrement intéressante. Les nappes de grillage ont donc des longueurs de 3 m tandis que les nappes de géogrilles ont des longueurs qui varient entre 5,0 et 9,0 m (figure 1). Les caractéristiques fondamentales des Terramesh® (Vert ou System) sont leur grande flexibilité, leur monolithisme qui permet d'absorber les tassements différentiels et leur haute perméabilité qui annule les poussées hydrostatiques. Les autres avantages sont liés à l'absence de fondations spéciales (un sol support compacté suffit en général). A Mende, l'entreprise STPL (Société des Travaux Publics de la Lozère, filiale de Screg Sud-Est) a procédé aux terrassements pour réaliser une assise horizontale compactée pour, ensuite, édifier le soutènement.

Les éléments Terramesh® Vert sont ensuite dépliés et ligaturés entre eux par agrafage afin d'obtenir une structure monolithique. Le remblai est ensuite mis en œuvre par couche de 0,30 à 0,50 m en

déversant le remblai au milieu des nappes. Généralement les machines entrent d'un côté du talus et ressortent de l'autre côté, ce qui permet un travail continu. Dans ce cas particulier, comme les machines devaient entrer et sortir du même côté, elles ne pouvaient fonctionner que l'une après l'autre, ce qui diminuait le rendement.

Les nappes ont été montées au fur et à mesure jusqu'au niveau final. Pour obtenir une bonne végétalisation du parement, il est nécessaire de disposer à l'arrière du parement une fine couche de terre végétale. Le parement est ensuite végétalisé par hydro-ensemencement. Il est également possible de mettre en place des arbustes ou des boutures.

En contrebas du lotissement, des ouvrages hydrauliques aériens ont été mis en place au point bas du talweg naturel pour canaliser l'eau de ruissellement du lotissement et des futurs quartiers situés de part et d'autre du talweg et les déverser dans le ravin de Fontpoure. Tout d'abord, un seuil déversant en gradins a été réalisé afin de dissiper l'énergie de l'eau et franchir une dénivellation importante et brutale du talweg. Ce seuil, aménagé uniquement avec des gabions a une hauteur de 5 m. De plus, la jonction de l'exutoire avec le ravin de Fontpoure a été réalisée en matelas Reno et gabions pour assurer une bonne insertion des écoulements tout en dissipant l'énergie des eaux.

■ PONT SUR L'ARC - CULÉE MIXTE À AIX-EN-PROVENCE

Contexte

La nécessité d'améliorer la circulation dans Aix et de faciliter le franchissement de l'Arc, a conduit à la construction d'un nouveau pont sous la maîtrise d'œuvre des services techniques de la mairie d'Aix-en-Provence et du bureau d'études Simecsol. L'Arc est une rivière qui, lors de fortes pluies, peut passer en régime torrentiel et engendrer des crues importantes, brutales... Les culées de l'ouvrage d'art devaient donc être protégées ainsi que les berges à l'amont et à l'aval du pont.

L'ouvrage réalisé est une culée mixte en remblai renforcé de type Terramesh® System associé à des géogrilles. Il assure le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage d'art ainsi que la protection hydraulique de la culée et des berges. Cette technique est associée à une protection anti-affouillement assurée par la mise en place de matelas Reno.

Cet aménagement devait répondre à plusieurs exigences : validité technique, impact environnemental, durée du chantier et coût. La solution Terramesh® System associée à des géogrilles de renforts était alors la plus adéquate. Pour les plus faibles hauteurs, des murs poids gabions ont aussi été réalisés.

Principe du remblai renforcé minéral

Ce remblai avec un parement minéral de type gabion, est renforcé par des nappes de grillage en arrière de 4,0 m de longueur ainsi que des géogrilles d'une longueur variant entre 6 m et 15 m (figure 2).

Les structures Terramesh® System sont réalisées avec du grillage double torsion, maille 80 x 100 mm, en fil galvanisé de type galfan revêtu de PVC (diam. 2,7/3,7 mm). Cet ensemble est une structure composée d'un élément de type Gabion dont la base est prolongée par une nappe d'ancrage. L'emploi d'une seule nappe de grillage pour les cages de gabions et pour la nappe arrière assure la continuité structurelle des éléments Terramesh®, avec un ancrage parfait des renforts au parement.

Le chantier

La conception de l'ouvrage réalisée en partenariat entre France Gabion et Simecsol - EEG, a tenu compte des deux aspects de fonctionnement de l'ouvrage : rôle de protection hydraulique (berges et culées) ainsi que le soutènement du remblai d'accès et des berges en intégrant un calcul sismique (zone Ib).

Les travaux ont été entrepris à sec par l'entreprise Gardiol : il a donc fallu réaliser un batardeau et prévoir un pompage de la nappe pour travailler dans des conditions optimales. En ce qui concerne le sol d'assise, il a été débarrassé de la couche de terre végétale, aplani pour ne plus présenter d'aspérités. Les gabions ou Terramesh® ont alors été directement installés sur des matelas Reno.

Les matelas Reno sont des structures parallélépipédiques, en grillage double torsion, de grande surface et de faible épaisseur que l'on vient remplir de pierre. Le matelas Reno, conçu par France Gabion, est composé de cellules séparées par pliage d'une seule nappe de grillage constituant le fond, les côtés et les diaphragmes. Le couvercle est indépendant. Leur grande souplesse leur permet de suivre les déformations du terrain, ce qui est particulièrement utile pour les protections contre les affouillements.

Une organisation stricte du chantier devait être mise en place afin de réaliser le remblai renforcé parallèlement à la construction des fondations de l'ouvrage d'art. Compte tenu de la configuration et de la géométrie de l'ouvrage, les nappes de grillage ou de géogrille ont été découpées au droit des fondations sur pieu de la culée rive gauche.

Le remplissage a été réalisé avec des pierres de 80-150 mm de granulométrie. Les granulats ont été arrangés manuellement pour le parement, les angles et la partie supérieure afin d'assurer un remplissage optimal. Un géotextile anti-contaminant a été déposé à l'interface parement arrière gabion

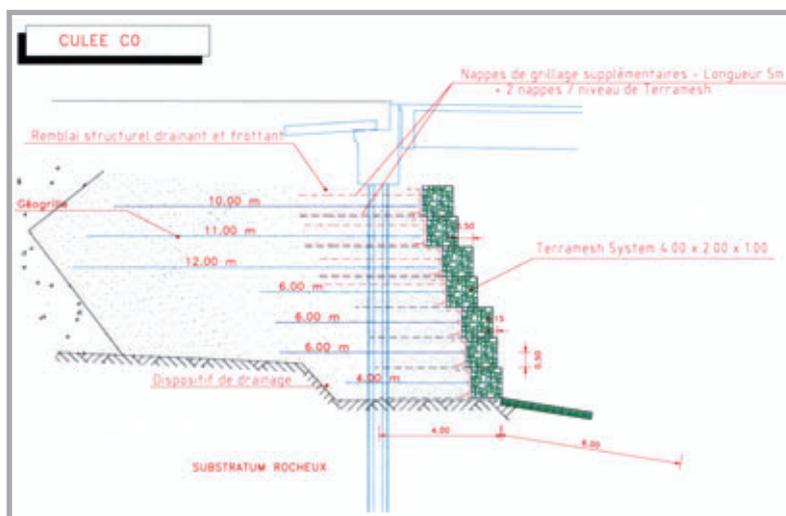


Figure 2
Coupe type
du remblai
d'Aix-en-Provence
Typical cross section
of Aix-en-Provence
embankment



Pont sur l'Arc
Bridge
over the Arc

pour éviter la fuite de fines. Le remblai technique a ensuite été réalisé.

Les nappes de géogrilles ont été disposées à l'arrière des gabions dans le remblai drainant. Deux géogrilles à résistance différente ont été utilisées pour le renforcement du massif. A la base du remblai renforcé, des nappes de géogrilles de 200 kN de résistance ont été mises en place sur des longueurs qui varient entre 5,0 et 12,0 m, associées en partie haute à des résistances moindres (100 kN/m). Etant livrées par rouleaux, leur mise en place est simple et rapide. Le déroulement et le découpage ne nécessitent aucun outillage particulier ou personnel spécialisé.

Les matériaux constituant le remblai entrent directement dans la constitution même de l'ouvrage que ce soit le Terramesh® Vert ou le Terramesh® System. Ils ont donc une influence directe sur le comportement de la structure. Les critères de choix portent sur leur constitution, leurs performances mécaniques et plus spécialement leur angle de frottement interne dont dépend le dimensionnement de l'ouvrage. La courbe granulométrique doit répondre à plusieurs critères afin d'obtenir un angle de frottement interne d'au moins 35°.

Des dispositions particulières d'exécution ont été utilisées, à chaque étape de la construction, pour s'assurer que la géométrie finale du parement était conforme à celle requise par la conception. De telles dispositions comprennent le réglage des éléments de parement selon les alignements horizontaux et verticaux, la réalisation d'une inclinaison.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Lotissement Valcroze - Mende

- 780 m² de Terramesh® Vert
- 770 m³ de gabions
- 4290 m² de Paragrid® 200/15

Pont sur l'Arc - Culée mixte à Aix-en-Provence

- 1860 m² de Terramesh® System
- 370 m³ de gabions
- 1300 m² de matelas Reno
- 350 m² de Paragrid® 200/15
- 1500 m² de géotextile non tissé

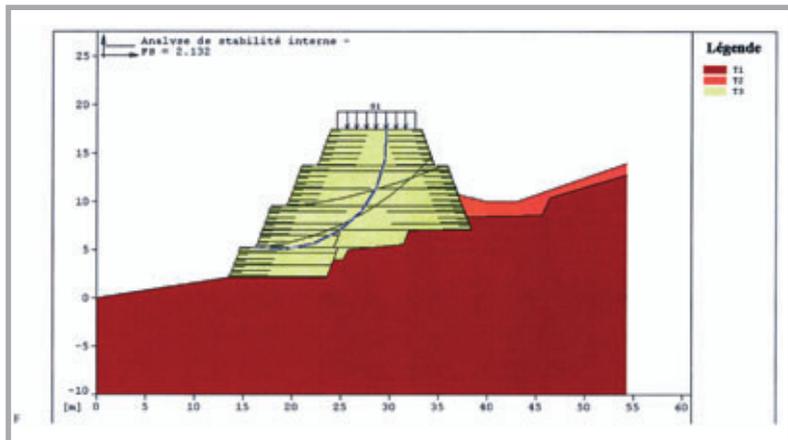


Figure 3
Exemple d'analyse de stabilité par Macstars
Example of stability analysis by Macstars

MACSTARS : UN OUTIL PERFORMANT

Développé sous environnement Windows, le logiciel MACSTARS a été développé afin d'analyser la stabilité des massifs de sol renforcé (figure 3), ouvrages dont la bonne tenue est assurée par l'insertion de renforts capables de reprendre des efforts de traction. De plus, Macstars permet d'effectuer des vérifications de stabilité par la méthode de l'équilibre limite pour des pentes naturelles ou pour des talus renforcés.

Le logiciel offre le choix entre différents types de renforts : grillage métallique, géogrilles de renforts ou géotextiles, dont il intègre les caractéristiques mécaniques intrinsèques (résistance à la traction, facteurs de sécurité, module de déformation...). Les calculs sont menés selon la méthode des tranches (Bishop ou Janbu), en considérant des modèles rigides.

L'utilisateur peut de plus, choisir d'effectuer ses calculs selon les différentes normes internationales actuellement en vigueur ou sans norme.

ABSTRACT

Reinforced embankment. Combination of Terramesh® and geosynthetic techniques

R. Trouilhas

Today, the choice of supporting systems is directly related to aesthetic, technical and economic requirements. The design of reinforced embankment structures combining geogrids and Terramesh® has made it possible to build very high structures meeting these requirements (mixed abutment near the bridge over the Arc in Aix-en-Provence, approach embankment to the Valcroze housing estate at Mende)

Terramesh®, designed by France Gabion, is a double-twist mesh structure, with a facing which can receive vegetation or minerals, reinforced by mesh bundles at the rear. Reinforcing geogrid bundles of varying strengths, placed in the draining embankment, ensure overall general stability. France Gabion is developing a software called Macstars to analyse the stability of these reinforced soil masses.

RESUMEN ESPAÑOL

Terraplén reforzado. Combinación de las técnicas Terramesh® y geosintéticas

R. Trouilhas

En la actualidad, la opción de los sistemas de sostenimiento está directamente relacionada con los requisitos de carácter estético, técnico y económico.

El concepto de las obras en terraplén reforzado que combina georrejillas y Terramesh® ha permitido ejecutar estructuras de gran altura que corresponden a tales requisitos (estribo mixto en la proximidad del puente sobre el Arc, en Aix en Provence, terraplén de acceso a la parcelación de Valcroze, en Mende). El Terramesh® diseñado por France Gabion, es una estructura en rejilla de doble torsión, en paramento vegetalizante o mineral, reforzado por capas de rejillas por la parte posterior. Las capas de refuerzos en georrejilla, de diversas resistencias, dispuestas en el terraplén drenante permiten obtener la estabilidad general del conjunto. France Gabion desarrolla un software

denominado Macstars que tiene por meta analizar la estabilidad de estos macizos de suelos reforzados.

Raidissement de talus

Limitation des poussées horizontales d'un remblai

Cet article décrit la solution utilisée, dans le cadre de la réalisation d'une rampe d'accès omise lors de la construction d'un bâtiment. La technique de renforcement par des inclusions géosynthétiques souples a été utilisée pour limiter les poussées horizontales sur le voile béton existant en maintenant un vide de 0,10 m entre ce dernier et le parement du mur renforcé.

■ CONTEXTE DE L'OUVRAGE

Lors de la conception et du dimensionnement des voiles en béton armé d'un bâtiment d'habitation, la réalisation d'une rampe d'accès au premier étage a été omise (photo 1).

Il a donc fallu trouver une solution simple pour pouvoir monter le remblai sans qu'il n'y ait de poussées horizontales sur ces voiles béton.

■ SOLUTION RETENUE

La solution proposée et retenue, consiste en la réalisation d'un mur vertical renforcé par géogridde.

La technique utilisée (en boudins), permet de monter ce remblai régulièrement à l'aide de coffrage polystyrène de 0,10 m d'épaisseur, garantissant un vide entre le parement du mur et les voiles béton après réalisation (figure 1).

La géogridde utilisée est en polyester avec une maille de 20 x 20 mm. Afin d'éviter les fuites de remblai à travers ces mailles, un géotextile non tissé est placé à chaque rang sur la face avant de la géogridde (photos 2 et 3).

Dimensionnement de l'ouvrage

Le logiciel CARTAGE, basé sur la méthode dite "méthode en déplacement" (Gourc et al., 1986) a été utilisé pour le dimensionnement de l'ouvrage. Développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) il permet de déterminer la résistance, la nature et la densité de renforts géosynthétiques nécessaires au renforcement de l'application désirée.

La "méthode en déplacement" est basée sur la prise en compte d'un champ de déplacement le long de la surface de rupture supposée. Cette rupture se caractérise par un déplacement en tête permettant la mobilisation des nappes de renfort géotextiles en prenant en compte leur raideur (résistance et déformation à la traction).



Photo 1
Vue sur le remblai à réaliser
View of embankment to be built

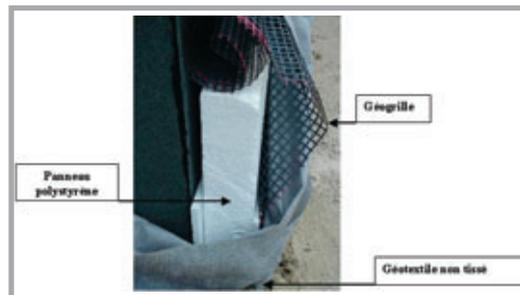


Photo 2
Mise en œuvre du géotextile
contre les fuites de sol

Application of geotextile
against soil erosion

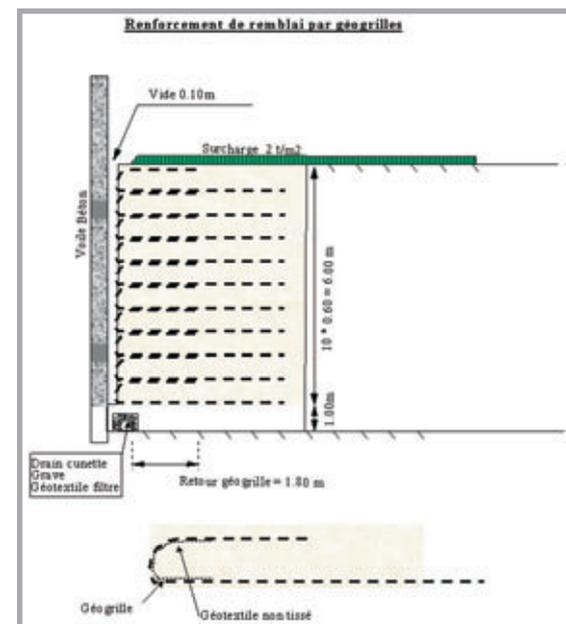


Figure 1
Renforcement de remblai par géogriddes
Embankment reinforcement by geogrids



Photo 3
Mise en œuvre de la géogridde
sur les panneaux polystyrène
Application of the geogrid
over the polystyrene panels

▶ A l'intersection entre le géotextile et la ligne de rupture supposée, on prend en compte un "effet membrane", propre aux géotextiles, associé à un comportement en ancrage de part et d'autre.

On considère pour chaque nappe, l'équilibre local couplé avec la loi de comportement du géotextile en traction, ainsi que le comportement en friction de l'interface sol/géotextile.

Cette méthode permet de déterminer les efforts mobilisés dans les nappes de renforcements en tenant compte de l'extensibilité des nappes géosynthétiques.

Quatre étapes sont à définir afin de procéder aux calculs :

1) Géométrie : définition géométrique du massif renforcé (hauteur, inclinaison du parement, redents, etc.);

2) Sols : définition des caractéristiques géotechniques des sols en place et remblais (poids volumique γ , angle de frottement interne ϕ , cohésion c). Les surcharges appliquées uniformément en tête de massif sont représentées sous forme de

couches de sols aux caractéristiques adaptées;

3) Géotextiles : raideur du géotextile de renfort, caractérisation du comportement de l'interface sol/géotextile, position et longueurs des nappes géotextiles;

4) Ruptures : définition du ou des modes de rupture (circulaire ou non circulaire) et définition géométrique de ces ruptures.

Les lignes de rupture étudiées devront être choisies afin d'étudier la stabilité interne et externe du massif renforcé. Ce dimensionnement a été précisé par la méthode des trois coefficients :

- ◆ stabilité au renversement;
- ◆ stabilité au glissement;
- ◆ stabilité au poinçonnement.

(photos 4, 5 et 6).

■ CONCLUSION

Depuis la fin de ce chantier (mars 2000), des mesures régulières ont permis de montrer que l'espace vide (0,10 m) ne variait pas.

Photo 4
Mise en œuvre
et compactage
du remblai
Application
and compacting
of the embankment



Photo 6
Fin de réalisation
de la rampe d'accès
avant relevage
des derniers panneaux
en polystyrène
End of construction
of the approach ramp
before raising the last
polystyrene panels



Photo 5
Vue de dessus du vide
de 0,10 m après finition
du remblai
Plan view
of the 0.10 m void
after finishing
the embankment

Construction d'un franchissement ferroviaire mis en danger par des cavités à Groebers (Allemagne)

Des cavités sous chaussées et voies ferroviaires peuvent causer des difficultés sérieuses dans certaines régions d'Allemagne. Le développement de géosynthétiques de haute résistance et de nouveaux polymères a permis d'offrir de nouvelles possibilités de réduire les risques liés au sous-sol. Les travaux ferroviaires actuellement en cours à l'échangeur de Groebers comprennent huit voies, sur une longueur de 800 m et une largeur de 120 m. Ces nouvelles sections de voies sont situées sur une ancienne zone minière. Deux des voies sont des voies à grande vitesse (300 km/h). Un nouveau système de franchissement sur cavité constitué d'un système d'alerte, deux couches de géogrille posées perpendiculairement (résistance à la rupture de 1200 kN/m) et une couche de matériau traitée au ciment (pour créer une voûte stable) a été construit et testé en 1998. Les résultats de cet essai à échelle réelle ont été décisifs pour obtenir l'agrément des Chemins de Fer allemands. Quelques résultats de l'essai et des calculs statiques par éléments finis effectués pour l'ouvrage définitif sont présentés dans cet article.

INTRODUCTION

Le nouvel échangeur de liaisons ferroviaires de Groebers aujourd'hui en construction est localisé sur un ancien site minier sur lequel les affaissements sont fréquents. Les huit voies sont fondées sur un remblai d'une largeur à la base d'environ 120 m et d'une hauteur de 4 à 5 m. Deux des voies sont utilisées pour des trains à grande vitesse (300 km/h).

Les diamètres observés et prévus des cavités dans cette ancienne zone minière ont été fixés pour les hypothèses de dimensionnement à 4 m. Malheureusement il était impossible de localiser toutes les cavités souterraines, celles-ci pouvant être à des profondeurs d'environ 30 m.

Pendant la première phase du projet, différentes méthodes de fondation ont été analysées (par exemple des fondations profondes sur pieux, un dallage rigide en béton armé, du compactage dynamique après terrassement profond, etc.). Toutes ces méthodes ont été jugées trop coûteuses ou techniquement irréalisables. En finalité, et spécifiquement pour ce projet, un nouveau concept a été développé.

Ce concept complexe est basé sur un radier granulaire renforcé par des géosynthétiques couplé à un effet voûte dans la couche supérieure traitée au ciment (CSTC). Le système de franchissement de l'échangeur ferroviaire de Groebers met en place deux mesures de protection :

- ◆ injection de béton dans les cavités répertoriées, par exemple les vieux puits ou les galeries (phase

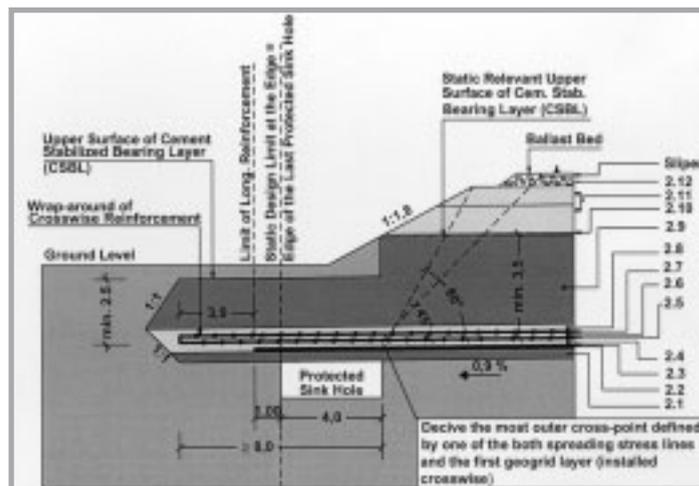


Figure 1
Système de franchissement des cavités (sens travers). Principe du système en bordure de remblai

Overbridging system in cross-section, rules of extension of the protection system at the edges of railway embankment

du projet aujourd'hui en cours d'achèvement) ;

- ◆ mise en œuvre d'un géosynthétique spécialement développé permettant le franchissement des éventuelles cavités remontantes, incluant un système d'alerte à la base et une couche portante de matériaux traités au ciment au-dessus des géosynthétiques de renforcement.

Le système a été dimensionné pour une durée de vie de 60 ans et doit être capable de franchir des cavités de diamètre jusqu'à 4 m pendant une durée de 1 mois (correspondant au temps des travaux d'injection nécessaires pour remplir la cavité). Le système d'alerte doit être capable d'indiquer la position, le diamètre des cavités et de contrôler les éventuelles propagations. La précision du système d'alerte retenu est d'un signal par mètre carré.

Le radier granulaire renforcé par géosynthétiques (posé sur le système d'alerte) fonctionne comme une poutre supportant la voûte stable de la CSTC. La déformation permise au niveau de la voie après

Wolfgang Ast

PROFESSEUR
Université de Biberach
(Allemagne)



Janusz Sobolewski

SERVICE TECHNIQUE
Huesker Synthetic GmbH
(Allemagne)



Joachim Haberland

PRÉSIDENT - DIRECTEUR
GÉNÉRAL
Glötzl (Allemagne)



Désignation	Type de sol	Paramètres					
		Densité proctor D_{PR} (%)	Masse volumique γ_k (kN/m ³)	Angle de frottement φ_k (°)	Cohésion C_k (kN/m ²)	Module d'élasticité E_k (MN/m ²)	Perméabilité à l'eau *** k_f (m/s)
Couche supérieure	KG 1*	103	≤ 23	≥ 42	-	≥ 100	≤ 1,0 · 10 ⁻⁶
Couche de protection contre le gel	KG 2*	100	≤ 23	≥ 42	-	≥ 100	≥ 1,0 · 10 ⁻⁵
Couche supérieure traitée	SU/TL** min. 4,5% Pectacrete	100	≤ 22,5	≥ 35	≥ 150	≥ 350 ± 100	
Couche support	Gravier 0/32 KG 2 ⁽¹⁾ TL 918 062	100	≤ 23	≥ 42	-	≥ 100	≥ 1,0 · 10 ⁻⁵
Couche de lestage	Gravier 0/16	100	≤ 23	≥ 42	-	≥ 100	≥ 1,0 · 10 ⁻⁵
Couche de nivellement	Gravier 0/16	100	≤ 23	≥ 42	-	≥ 100	≥ 1,0 · 10 ⁻⁵
Couche de sol stabilisé au ciment	SU/TL** min. 4,5% Pectacrete	97	≤ 22,5	≥ 35	≥ 150	≥ 200	

* TL 918 062 : conditions de livraison technique des matériaux granulaires livrés pour les Chemins de Fer (recommandations Deutsche Bahn)
 ** SU/TL : silt argileux ou argile silteuse, classification selon la norme DIN 18196
 *** k_f : selon la norme DIN A12

Tableau I
Caractéristiques des paramètres des couches de sol constituant le remblai
Requirements on parameters of soil layers of the embankment structure



l'apparition d'une cavité a été définie selon les règles de la Deutsche Bahn comme suit :

- ◆ $(\Delta s/L) \leq 1 : 500$;
- ◆ entre voie (1500 mm) $\Delta s \leq 3,0$ mm;
- ◆ différence de tassement autorisée (spécialement modifiée pour ce projet).

Les limites du système de franchissement au-dessous des cavités dans l'axe longitudinal et l'axe transversal ont été définis sur les bases de l'essai en vraie grandeur et sur les résultats des calculs statiques. Les principes aux extrémités du système perpendiculairement à l'axe du remblai ferroviaire sont présentés dans la figure 1.

■ PRINCIPE DU SYSTÈME DE FRANCHISSEMENT

Couche supérieure traitée au ciment (CSTC)

Afin d'obtenir une base stable et durable pour la construction, le système a été fondé sur une couche de matériaux d'épaisseur 0,40 m stabilisée au ciment (figure 1 et tableau I).

Les matériaux argileux tassés (semi-plastiques avec une consistance de faible à dense) ont été réutilisés avec un traitement au ciment dosé à 4,5 %. Le fond de forme ainsi stabilisé est incliné afin de drainer les eaux de pluie.

Couche de nivellement

Une couche de gravier (0/16 mm) d'une épaisseur de 0,10 m a été mise en œuvre sur la couche de matériaux traités. A côté de la fonction nivellement, cette couche sert également de couche drainante pour les eaux de pluie, particulièrement durant les travaux d'installation.

Système d'alerte

Un système d'alerte (un composite spécialement développé) sera installé sur la couche de nivellement, sous forme de panneaux (au maximum de 5 m x 40 m), assemblés *in situ*, qui couvriront l'ensemble de la zone. Ce système est constitué de deux non-tissés prenant en sandwich une grille orthogonale (0,25 m x 0,25 m) de câbles électriques (enduit PTPE).

Le système d'alerte doit être considéré comme un grand réseau dans lequel la position et le comportement de chaque point peuvent être contrôlés. Dans ce but chaque fil électrique est connecté séparément à un système de contrôle informatique. Le tout étant complété par des extensomètres (fibre de verre enduite de PP). Ce système spécial mis au point par la société Gloetzl permet d'identifier les points de déformation du remblai. Les modifications de résistance électrique des câbles et leur rupture seront détectées très précisément et indiquées sous forme graphique, similaire à une carte de relevé topographique.

Couche de lestage

Le système d'alerte sera recouvert d'une couche de gravier (0/16 mm), de 0,30 m d'épaisseur permettant sa déformation simultanément à l'apparition de la cavité et pouvant générer la rupture des câbles électriques dans les meilleurs délais.

Première couche de géogridde (installée perpendiculairement à la circulation)

La première couche de géogridde sera installée perpendiculairement à l'axe longitudinal sur la couche de lestage, avec un recouvrement de 0,25 m.

Aucune coupe ni recouvrement ne sont tolérés dans la direction du déroulement, ce qui implique que les rouleaux prédimensionnés étant déroulés sur toute la largeur, les longueurs maximales nécessaires vont jusqu'à 150 m d'un seul tenant. Les plans de calepinage ont été conçus pour optimiser les travaux d'installation et pour limiter les surfaces de géosynthétique. La configuration du remblai est également réalisée selon des coupes types préparées préalablement, par tranche de 25 m.

Selon les dimensionnements statiques, et les essais à grande échelle, les caractéristiques de la géogridde nécessaires retenues sont :

- ◆ résistance à la rupture :
 $F_k \geq 1200$ kN/m (sens production),
 $F_k \geq 100$ kN/m (sens travers);
- ◆ allongement à la rupture :
 $\epsilon_{Max} = 2,5 \pm 0,5$ % (sens production),
 $\epsilon_{Max} = 5 \pm 1,05$ % (sens travers);
- ◆ la résistance à la traction requise doit être supérieure à 500 kN/m pour un allongement glo-

bal, incluant le fluage inférieur à 1,7 % (durée $t = 1$ mois);

- ◆ augmentation de l'allongement élastique après 10^5 cycles de chargement et taux de charge de 500 ± 100 kN/m : $\Delta\epsilon \leq 0,20$ % (production);

- ◆ ouverture de maille : ≥ 10 mm.

Ces caractéristiques sont remplies par la géogridde Fortrac® R 1200/100-10 AM fabriquée en aramide en sens production et en PVA (polyvinyle alcool) en sens travers. Un produit similaire a été également utilisé en 1994 pour protéger le remblai de la route fédérale B 180 près d'Eisleben en Allemagne contre les problèmes de remontées karstiques (Alexiew 1998).

La longueur d'ancrage de la géogridde a été dimensionnée à une longueur minimum de $L_A = 7,0$ m. Cette longueur d'ancrage est nécessaire au-delà du bord de la position la plus extérieure d'une cavité potentielle, qui serait traitée par la première couche de géogridde (figure 1).

Couche support

La première couche de géogridde sera recouverte par la couche d'une épaisseur de 25 cm constituée de gravier roulé 0/32, compacté à 100 % de l'optimum proctor.

Seconde couche de géogridde (installée longitudinalement)

La seconde couche de géogridde sera installée en sens longitudinal avec un recouvrement transversal de 0,25 m. La longueur de recouvrement en sens longitudinal doit être supérieure à 11 m ($L_A = 7,0$ m, longueur d'ancrage et $D = 4,0$ m, diamètre du karst remontant). Pour obtenir un angle de frottement élevé dans la zone de recouvrement des géogriddes ($\delta_K = 37,5^\circ$) et une couche de gravier (0/32) de 10 cm d'épaisseur ont été mis en place.

Couche supérieure

La seconde couche de géogridde sera recouverte d'un gravier (0/32 mm) sur une épaisseur de 0,30 m. La surface supérieure de cette couche correspond à la surface supérieure de la RGRG. En dehors des fonctions mécaniques, cette couche sert également comme couche tampon contre l'eau alcaline, qui peut s'échapper en petites quantités de la couche la recouvrant (CSTC) (figure 2).

Couche supérieure traitée au ciment (CSTC)

Cette couche a une fonction très importante, parce qu'il est nécessaire qu'il se forme automatiquement une voûte stable à géométrie bien définie dont la durabilité sera au moins d'un mois. Les caractéristiques mécaniques de cette couche sont re-

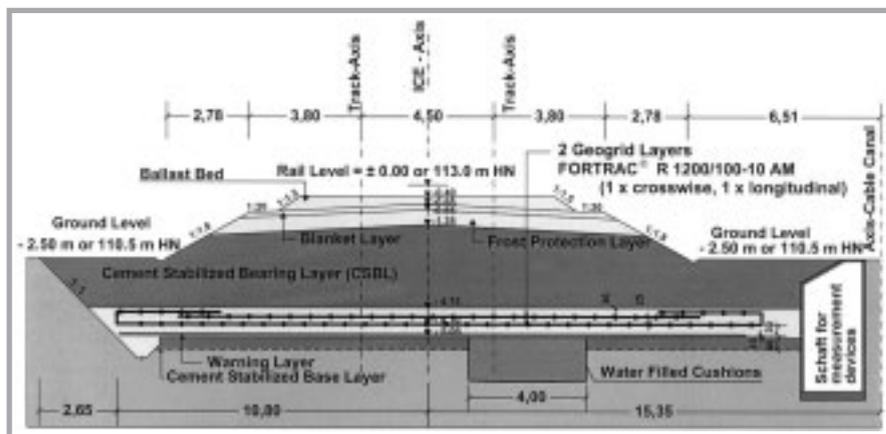


Figure 2
Coupe type de l'essai à grande échelle. Echangeur ferroviaire de Groebers 1998

Full-scale field test, "Railway Node Groebers", cross-section, 1998

portées dans le tableau I. La deuxième partie importante des besoins relatifs à la géométrie est donnée ci-dessous :

- ◆ épaisseur dans la zone de tension active sous voie : minimum 2,95 m;

- ◆ épaisseur en dehors des zones de tension active sous voie : minimum 1,95 m;

Plus de détails sont fournis sur la figure 1.

Non tissé en séparation

Sur le dessus de la couche CSTC, un non-tissé (PP 350 g/m²) sera installé pour la séparer et la protéger.

Couche antigel

Les caractéristiques nécessaires de cette couche sont basées selon les règles allemandes (tableau I et figure 3).

Voie pour les trains à grandes vitesses

Les voies incluant les voies à grandes vitesses seront construites comme des voies lestées pour des vitesses supérieures à 250 km/h. L'option avec des voies non lestées pour des vitesses de 300 km/h a également été prise en compte.

■ ESSAI À GRANDE ÉCHELLE

Les objectifs de cet essai de performance en grandeur nature étaient les suivants (Ast & Watzlaw 1999) :

- ◆ vérification de l'état de service du système après apparition de la cavité de diamètre 4,00 m;
- ◆ vérification de la capacité portante et de l'évolution de la portance du système, et plus particulièrement la géométrie de la voûte et les résistances en traction dans les géogriddes;
- ◆ vérification du système d'alerte (informatique, logiciel...).

L'essai en vraie grandeur était localisé dans l'axe de la voie à grande vitesse et a concerné les deux voies prévues (figure 2). Pour simuler la cavité, on a creusé une fosse de 4,0 m x 9,0 m x 1,50 m et on y a installé vingt et un containers caoutchouc remplis d'eau. Les espaces vides entre containers



Figure 3
Containers caoutchouc remplis d'eau simulant l'apparition de cavités : 4,0 m x 4,0 m et 4,0 m x 8,0 m

Rubber cushion filled with water to simulate the development of cavities : 4.0 m x 4.0 m and 4.0 m x 8.0 m



Figure 4
La première couche de géogrille Fortrac® R 1200/100-10 AM avec les systèmes de mesures

The first geogrid layer : Fortrac® R 1200/100-10 AM with installed measurement devices



Figure 5
Chargement dynamique avec Dystafit après apparition de la cavité de 4,0 m x 4,0 m jusqu'à 4,0 m x 9,0 m

Dynamic loading with Dystafit after simulation of the cavity with dimensions from 4,0 m x 4,0 m up to 4,0 m x 9,0 m



Figure 6
Découpe du remblai pour vérifier les paramètres et la géométrie de la voûte dans la couche CSTC

Embankment after cut trough to verification of measured parameter and arch geometry in CSBL



ont été remplis avec du gravier 0/8 mm. Finalement, les palplanches provisoires ont été supprimées (figure 3). La construction du remblai (couche par couche) fut supervisée par l'EBA (Office fédéral pour les agréments des Chemins de Fer) et tous les produits livrés furent contrôlés selon la norme DIN 18200.

Pendant la construction plusieurs appareils de mesures furent installés sur le système d'alerte, sur les deux géogrilles et dans la couche de sol traitée au ciment (CSTC) :

- ◆ 60 appareils mesurant les allongements sur la première et la deuxième couche de géogrille, destinés à la déflexion et l'allongement des couches de géogrille. La première couche de géogrille avec le système de mesure est présentée figure 4 ;
- ◆ 6 tubes plastiques pour la mesure des tassements avec des inclinomètres horizontaux. Les tubes sont positionnés dans la couche de gravier séparant les deux géogrilles, dans le corps et sur le dessus de la surface du CSTC ;
- ◆ 120 cellules de pression pour la mesure des tensions biaxiales dans les différentes couches au-dessus de la cavité ;
- ◆ 8 géophones triaxiaux installés dans les différentes couches.

Les contraintes, allongement, et tassements suivants ont été instrumentés par la société Gloetzi (Ast, non publié) :

- ◆ tassement à la surface de la couche antigel, au CSTC et entre les deux géogrilles ;
- ◆ contraintes dans la couche traitée au ciment (CSTC) sous les géogrilles ;
- ◆ contraintes au bord de la cavité ;
- ◆ résistance à la traction dans les zones d'ancrage des géogrilles en dehors de la cavité ;
- ◆ vitesse des vibrations de la couche traitée au ciment.

Dans une première phase de l'essai, une cavité de

dimension 4,0 m x 4,0 m a été créée. Sept jours après l'apparition de cette cavité, on appliqua une charge statique $q = 55 \text{ kN/m}^2$ en tête de remblai par un chargement dynamique. Cette cavité fut finalement élargie aux dimensions 4 m x 9 m et on lui appliqua les mêmes conditions.

La figure 5 présente l'utilisation de l'équipement Dystafit avec un diamètre de plaque de chargement de 2,5 m et une masse vibrante supérieure à 12000 kg (Neidhart et Watzlaw 1998). Le test de chargement dynamique a été réalisé avec des fréquences de 10 à 27,5 Hz, principalement 27,5 Hz. La mesure induite de la vitesse de vibration était supérieure à 30 mm/s. La résistance en traction dynamique maximale créée n'était pas supérieure à 464 kN/m.

Après l'agrandissement de la cavité à 4,0 m x 9,0 m, le système de protection resta stable. L'énergie transmise au remblai pendant le chargement dynamique était égale à l'ensemble de l'énergie générée par le passage des trains sur deux voies pendant un mois, ce qui était égal à l'énergie transmise au remblai pendant le temps défini d'un mois sur le système d'alerte. Après l'arrêt du test de chargement dynamique, le remblai fut coupé en sens travers jusqu'à la base pour permettre de vérifier les paramètres mesurés et pour établir la géométrie réelle de la voûte (figure 6).

Les résultats des paramètres mesurés sont reportés figure 7 et correspondent très bien aux caractéristiques des calculs théoriques.

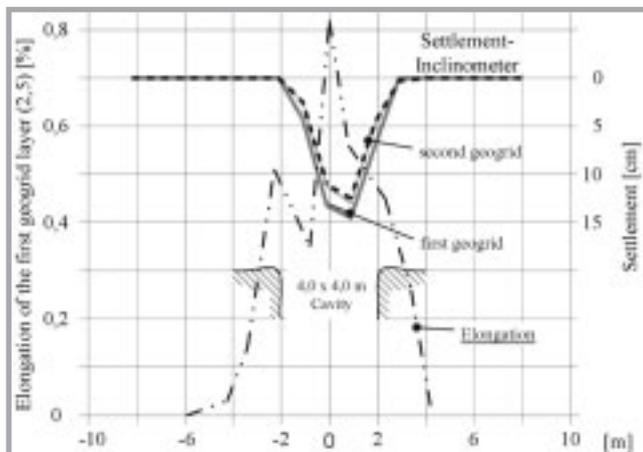
■ CERTAINS ASPECTS PRIS EN COMPTE POUR LE DIMENSIONNEMENT FINAL

Le dimensionnement final est basé à la fois sur les réglementations définies dans l'agrément EBA (Ast et al. en cours) et sur les résultats des calculs statiques de la géométrie finale du remblai ferroviaire. L'objectif principal du calcul aux éléments finis était de définir la géométrie stable de la voûte, de prévoir la déformation de compression dans la voûte et au niveau de la voie et d'estimer les caractéristiques nécessaires des renforcements. En réalité, les derniers calculs présentent une répétition plus détaillée des calculs statiques réalisés au départ du projet (Ast, non publié). Ces derniers ont été réalisés avec la version PLAXIS 7.0. Certaines sections particulières, une et deux voies, dans chaque cas pour différentes positions sélectionnées de cavité, ont été examinées. Le renforcement fut modélisé par une poutre (largeur 1,0 m) avec module :

- ◆ pour des charges à court terme, immédiatement après apparition de la cavité $J_k = 65,900 \text{ kN/m}$;
- ◆ pour des charges à long terme (dans ce cas un mois) $J_L = 29,411 \text{ kN/m}$.

La cavité a été modélisée en deux dimensions com-

Figure 7
Flèche mesurée et allongement des deux géogrilles après l'apparition de la cavité 4,0 m x 4,0 m
Measured deflection and elongation of the both geogrid layers after simulation of cavity 4,0 m x 4,0 m



me un vide de largeur 4,0 m. Ceci signifie que les calculs statiques ont été effectués. Les dimensionnements ont été principalement basés sur la DIN V 1054 - 100 (édition 1995) et les recommandations allemandes EBGeo 1997.

Les caractéristiques de traction nécessaires pour les renforcements ont été estimées pour la cavité prévue de voûte stable en utilisant les résultats des calculs aux éléments finis (figures 8 et 9). Le principe de dimensionnement de la résistance à la traction est présenté en figure 9. La valeur maximale obtenue de résistance en traction a été la suivante : $F_{Bd, K} = 489 \text{ kN/m}$ (court terme) et $F_{Bd, L} = 374 \text{ kN/m}$ (durée de vie 1 mois sous charge). Pour définir la voûte stable dans le CSTC, le système d'alerte (figure 9) a été analysé par la méthode de calcul aux éléments finis, en utilisant les paramètres de frottement des couches de sols donnés dans le tableau I, (Ast et Hubal, publication en cours).

L'inclinaison maximale des voies pour assurer la traficabilité a été estimée à $1/500^\circ$, équivalente à la valeur permise ci-dessus par le calcul.

Suite à l'examen des calculs statiques et de la documentation sur le projet par EBA (Office fédéral d'agrément des Chemins de fer), l'accord pour le démarrage de la construction de la première partie (zones 1 et 2) fut donné à la fin 2000.

Dans ce projet, près de 250 000 m² de géogrille Fortrac® R 1200/100-10 AM et environ 80 000 m² de système d'alerte, avec des caractéristiques très pointues, seront installés. Le contrôle qualité et le suivi des plannings de construction et l'utilisation des matériaux sont définis très précisément.

CONCLUSION

Le système de protection développé et vérifié par cet essai en grandeur nature présente une nouvelle méthode de fondation de remblai ferroviaire dans les zones de type karstique. Ce système combiné – une couche de matériaux granulaires renforcée par une géogrille (RGRG) et associée à une voûte stable dans une couche portante traitée au ciment (CSTC) – permet de franchir la cavité en limitant les déformations des voies à des déformations très faibles (l'inclinaison autorisée sur les voies due au tassement est limitée à une différence inférieure à $1/500^\circ$).

Le système informatique intégré dans le système d'alerte permet d'assurer le suivi du sol et de localiser la position et la géométrie de la cavité qui s'est développée.

La période d'étude, les essais en grandeur nature, et les dimensionnements finaux ont permis de développer des procédures capables de permettre la construction de remblais ferroviaires avec le système de franchissement présenté ici comme une méthode sûre et économique.

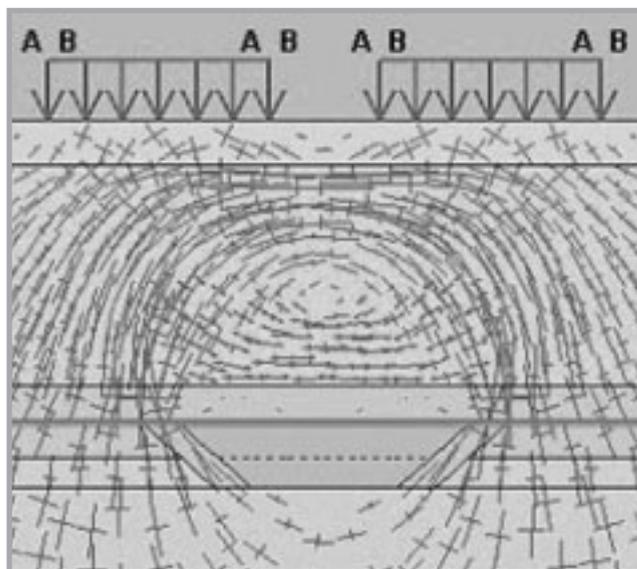


Figure 8
Coupe des contraintes dans le remblai deux voies pour une cavité de 4,00 m (PLAXIS 7.0)

Cross-section, total stress, embankment with two tracks, gap width 4,0 m, (PLAXIS 7.0)

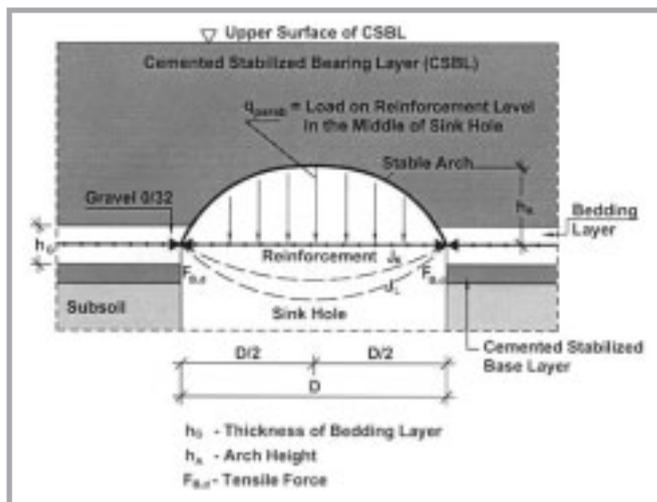


Figure 9
Principe d'estimation de la résistance en traction du géotextile de renforcement pour une géométrie de voûte donnée

Principle of estimation the tensile force in reinforcement for the known arch geometry

RÉFÉRENCES

- ◆ Alexiew, D.1997. Bridging a sink-hole by high-strength high-modulus geogrids, Geosynthetics '97, Long Beach, USA.
- ◆ Ast, W.1998a, non publié. Felderprobung Groebers, Geotechnische Stellungnahme
- ◆ Ast, W.1998b, non publié. Sicherung von Bahnanlagen im Altbergbauegebiet bei Groebers gegen Erdfaelle; Sicherheitstheoretische Analyse.
- ◆ Ast, W. & W. Watzlaw (1999). Eisenbahnbau in Altbergbauegebieten, Planungszwaenge- neue Bautechnik, 25. Lindauer Bauseminar. Hrsg. Fachhochschule Biberach, Wissenschaft und Baupraxis, Biberach/Riss.
- ◆ Ast, W. 2001, H.Hubal & P.Schollmeier, en cours de publication. Bewehrter Erdkoerper mit Erdfall Warnanlage fuer den Eisenbahnknoten Groebers, ETR, Darmstadt.
- ◆ Ast, W. W. & H.Hubal (2001), en cours de publication.

▶ Geogitterbewehrter und zementstabilisierter Eisenbahnunterbau in einem Erdfallgebiet, KGEO 2001, Muenchen.

◆ Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen- EBGEO. Dt. Ges. für Geotechnik e.V. (DGGT), Berlin : Ernst, 1997.

◆ Neidhart, T. & Watzlaw, W.1998.

Ueberpruefung der dynamischen Untergrundstabilitaet und Optimierung von Bodenverbesserungsmassnahmen, Baugrundtagung, Stuttgart.

ABSTRACT

Final design of an overbridging for railways endangered by cavities at Groebers

W. Ast, J. Sobolewski, J. Haberland

Sinkholes beneath roads and railways can cause serious difficulties in some regions in Germany. The introduction of high strength geosynthetic reinforcements and new polymers created better possibilities to reduce the foundation risk. The actually being under construction works railway node at Groebers includes 8 tracks and is about 800 m long and 120 m wide. This new railway section is situated in a post-mining area. Two of the tracks belong to the high speed line (300 km/h). A new developed overbridging system consisting of: warning layer, two orthogonal installed geogrid layers (ultimate tensile strength: 1200 kN/m) and a cement stabilized bearing layer (to achieve a stable arch) was built and tested in 1998. The results of this full-scale test were decisive for the approval by German Railways. Some results of the test and of static calculations performed by FEM for the final project will be presented in the paper.

RESUMEN ESPAÑOL

Construcción de un franqueo ferroviario amenazado por cavidades, en Groebers

W. Ast, J. Sobolewski y J. Haberland

Las cavidades existentes en ciertas regiones de Alemania, bajo el pavimento de las carreteras y las vías férreas pueden presentar importantes dificultades. El desarrollo de los materiales geosintéticos de elevada resistencia y de nuevos polímeros ha permitido obtener nuevas posibilidades para reducir los riesgos derivados del subsuelo. Las obras ferroviarias actualmente en curso en el enlace de Groebers constan de ocho vías, sobre una longitud de 800 m y una anchura de 120 m. Estas nuevas secciones de vías están ubicadas sobre una antigua zona minera. Dos de estas vías corresponden a circulaciones de trenes de alta velocidad (300 km/h). Un nuevo sistema de franqueo sobre cavidades constituido por un sistema de alerta, dos capas de georejilla tendidas perpendicularmente (resistencia de ruptura de 1.200 kN/m) y una capa de material tratado con cemento (para crear una bóveda estable) fue construido y sometido a prueba en 1998. Los resultados de estas pruebas ejecutadas a escala real han sido decisivos para obtener la acreditación de los Ferrocarriles Alemanes. Se presentan en este artículo algunos resultados de las pruebas, así como cálculos estáticos por elementos finitos, para la estructura definitiva.

Remblais ferroviaires renforcés sur pieux en Allemagne : projets phares

Les remblais sur sols compressibles renforcés par des pieux et des géogrilles à leurs sommets présentent des avantages indéniables sur des remblais "conventionnels" : indépendance vis-à-vis du temps de consolidation (le trafic peut commencer immédiatement après la construction), pas d'apport ni d'excavation de matériau supplémentaire pour accélérer la consolidation ou pour compenser les tassements, tassement secondaire pendant la période de service quasiment nul, peu d'interférences avec l'environnement, etc.

L'utilisation de ce procédé est en pleine évolution en Allemagne. Les plus importants projets existants conçus pour les Chemins de fer allemands avec des géogrilles de haute résistance sont présentés dans cet article qui illustre les différentes évolutions, les matériaux et les agréments.

Les résultats de mesure à long terme sur le "plus ancien" projet sont également développés.

■ INTRODUCTION

Les remblais sur sols compressibles reposant sur des inclusions rigides présentent des avantages importants par rapport à ceux qui sont directement posés sur sols mous (aujourd'hui, les remblais sont traditionnellement mis en œuvre sur des géosynthétiques de renforcement assurant la stabilité interne et externe, avec ou sans drainages verticaux pour accélérer la consolidation). Du fait du transfert via les pieux/inclusions rigides dans les couches de sous-sols inférieures, le sol compressible ne doit reprendre que des surcharges additionnelles marginales. La construction est alors indépendante du temps de consolidation (le trafic peut débuter immédiatement après la construction), il n'est pas nécessaire d'apporter et de redéplacer des remblais supplémentaires accélérant la consolidation ou compensant les tassements, les tassements issus du trafic sont pratiquement nuls si le système est correctement dimensionné, les interférences avec l'environnement sont minimisées, etc.

Lorsque l'on réalise un remblai sur pieux différentes alternatives sont envisageables dont la plus ancienne consiste à réaliser une dalle en béton. Cependant une analyse des coûts aboutit, dans la plupart des cas, non pas à l'utilisation de dalle en béton armé, mais à un radier renforcé par une ou deux couches de géogrilles de haute résistance posées sur les pieux (c'est-à-dire à la base du remblai) dont l'espacement entre axe peut être important et sur lesquels peuvent être disposés ou non des dalettes.

L'utilisation de cette dernière solution connaît une importante expansion en Allemagne. Les premiers

concepts ont été analysés en 1993 et un tel système a été dimensionné et mis en œuvre pour la première fois par les Chemins de Fer allemands (Deutsche Bahn) pour des charges lourdes et des trains à très grande vitesse, il y a environ 7 ans. Des géogrilles à haute résistance biaxiale et uniaxiale de 150 à 800 kN/m en résistance à la rupture ont été utilisées avec succès. Des programmes de surveillance à court et à long terme ont été installés et continuent de donner des résultats encourageants.

Les plus importants projets ferroviaires de renforcement sur pieux associés à des géogrilles de haute résistance sont présentés successivement, illustrant le développement des systèmes, des matériaux, des technologies, et des agréments. La Deutsche Bahn, en tant que propriétaire, a des exigences très élevées concernant la sûreté et le niveau service de son réseau. Toutes les solutions ont été finalement agréées par les autorités de contrôle allemandes.

Les analyses de mesure à long terme les plus importantes pour l'ouvrage "le plus vieux" (5 ans sous trafic) sont également présentées, confirmant la stabilité à long terme et le niveau de service du système.

■ PRINCIPES GÉNÉRAUX

Le principe de fonctionnement et de dimensionnement est basé sur le fait que, après redistribution des contraintes (similaires à une voûte en 3D) dans le corps de remblai, la plus grande partie des contraintes est transférée directement sur la tête des pieux, alors que le reste des contraintes (qui

Dimiter Alexiew

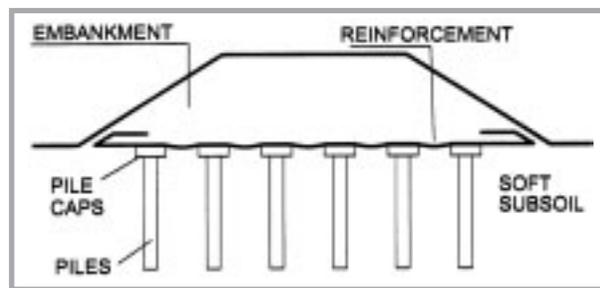


RESPONSABLE SERVICE
TECHNIQUE
Huesker Synthetic GmbH

Wolfgang Vogel

Deutsche Bahn AG

Figure 1
Principes généraux de remblais renforcés sur pieux
General principles of geosynthetic reinforced embankment on piles/columns



► aurait dû s'appliquer sur le sol compressible entre les pieux entraînant des instabilités locales ou globales, ou des tassements différentiels inacceptables) est repris par l'effet membrane du renforcement horizontal (figure 1).

La méthode de dimensionnement analytique appliquée avec quelques modifications durant les dernières années en Allemagne est décrite par Kempfert et al (1997). Elle considère une redistribution des contraintes (effet voûte) selon Hewlett & Randolph (1988); celle-ci dépend de la géométrie du remblai, de l'implantation des pieux et des propriétés du sol. Ceci est la plus grande différence avec le code classique : le British Standards Institution (BSI) BS 8006 : 1995, qui, de manière surprenante, ne tient pas compte du frottement (φ) du sol de remblai. Une autre différence avec le code du BS 8006 : 1995 est qu'une partie des contraintes de réaction du sol entre pieux peut être incluse dans l'équation finale pour le calcul du renforcement permettant ainsi de réduire les forces de traction nécessaires. Pour cette raison, une partie de la cohésion non drainée C_u (ou S_u) du sol support compressible peut être prise en considération comme le décrivent Kempfert et al (1997).

Nota : prendre en compte cette réaction du sol compressible pour la durée globale de l'ouvrage (qui est en général supérieure à 100 ans pour les structures permanentes en Allemagne) c'est-à-dire réduire la force calculée dans la géogrille, peut être très risqué. Par exemple, une baisse de la nappe phréatique après la construction pourrait éliminer cette réaction due au tassement du sol. Certaines géogrilles flexibles pourraient suivre ces déformations jusqu'à un certain seuil en "gardant le contact" (ce qui est dans ce cas une différence importante par rapport à une dalle en béton armé), mais cela reste difficile à analyser. En conséquence, cette hypothèse de réaction du sol compressible a été analysée et jugée ou non réaliste par la Deutsche Bahn pour chaque cas au niveau de l'avant-projet. L'allongement autorisé (court terme et fluage) du géosynthétique de renforcement pour la durée de vie de l'ouvrage (supérieur à 100 ans) a été limité par la Deutsche Bahn à un maximum de 3 % pour des voies ferroviaires, ce qui est très sécuritaire. (par exemple : la BS 8006 (1995) autorise 6 %). Les efforts horizontaux développés (force H) perpendiculairement à l'axe du remblai au niveau des talus doivent être repris par le géosynthétique de renforcement et non par des pieux inclinés. Ces forces peuvent être calculées selon la méthode simplifiée mais sécuritaire du British Standard Ins-

titution (BSI) BS 8006 (1995). La poussée active de terre entre la crête et la base du remblai doit être reprise par la couche de géosynthétique perpendiculaire à l'axe du remblai, celle-ci générant des efforts horizontaux importants. D'autres méthodes plus précises aboutissent à des résistances à la traction plus faibles.

Dans le chapitre suivant, cinq projets phares conçus pour la DB seront présentés brièvement en insistant sur les points les plus importants. Cependant, pour limiter la longueur de l'article, certaines différences dans les procédures de dimensionnement et les hypothèses dans les projets ne seront pas relatées en détail. En général, "les méthodes de dimensionnement allemandes" mentionnées ci-dessous ont été utilisées, car se sont les seules acceptées par la Deutsche Bahn et FRA (Office Fédéral d'Agrément Ferroviaire) à ce jour. La recherche et le développement existent et se poursuivent en Allemagne, basés sur des analyses mathématiques (par exemple Alexiew 1996), sur les expériences actuelles incluant le monitoring (par exemple Alexiew & Gartung 1999) et un grand nombre d'essais en grandeur réelle (Kempfer et al 1999). Ces travaux génèrent jour après jour une meilleure compréhension du comportement de la structure et permettent une optimisation des projets.

■ PROJET WERDER-BRANDEBOURG PRÈS DE BERLIN

Ce projet n'a pas été le premier discuté et développé pour et avec la Deutsche Bahn (les analyses pour le contournement de Stendal ont débuté plutôt) mais il fut le premier à être construit et mis en service. Durant les années 1994 et 1995, la ligne vieille de 100 ans reliant Berlin à Magdebourg a été réaménagée pour circuler à 160 km/h sous des charges élevées. Certaines parties du tronçon entre Werder et Brandebourg se trouvaient sur des sols organiques. Afin d'assurer la portance du remblai ferroviaire, une substitution conventionnelle du sol compressible a été réalisée sur une épaisseur mince (jusqu'à 2 m de profondeur). Dans des sections où le sol tourbeux était plus épais, une solution géogrille de renforcement sur pieux pour porter le remblai fut proposée.

A ce moment, la Deutsche Bahn n'avait pas encore d'expérience sur ce genre d'ouvrage, tout au moins comme solution permanente. Le sol compressible est constitué d'un sol organique sur une profondeur allant de 2 m à plus de 20 m avec des valeurs moyennes de C_u oscillant entre 10 kPa à 25 kPa. En dessous, se trouve uniformément un sable dense se mélangeant avec une couche d'argile dense, en fonction de la profondeur, ceux-ci pouvant servir de sol de fondation pour les charges verticales transmises par les pieux.

La nappe phréatique se situe à une profondeur de 2 m (Brandl 1994). Le sol organique a une perméabilité faible et un faible coefficient de consolidation. Des pieux minces en fonte ductile sur lesquels sont posés des dalettes en BA de 1,0 m x 1,0 m ont été disposés selon un maillage de 1,9 m, avec des longueurs variant de 10 à 30 m, alors que l'épaisseur de sol compressible variait de 4 à 20 m. Chacune des voies a été traitée séparément afin d'assurer la continuité du trafic. La voie sur laquelle les travaux sont réalisés a été sécurisée par un rideau temporaire de palplanches au milieu du remblai (figure 2). Trois nappes de 5 m de large de géogrilles biaxiales ont été installées pour assurer le transfert des charges sur les dalettes de couverture des pieux dans les deux directions. Les géogrilles flexibles (Fortrac R 150/150-30) sont fabriquées avec des fibres en polyester haute ténacité à faible fluage (ce qui est important du fait de la limitation des déformations à long terme), et sont enduites d'une couche de protection. La résistance à la rupture à court terme (NF EN ISO 10319) vaut 150 kN/m dans les deux directions et l'allongement à la rupture vaut environ 13 %. Certaines des nappes ont été liaisonnées par couture à haute résistance. En 1993-1994, les performances de capacité portante de cette solution ne pouvaient être validées sans aucune crainte de manière mathématique. Par ailleurs, pour ce projet, un allongement maximum de 3 % (incluant allongement initial allongement dû au fluage) avait été autorisé pour une durée de vie de 120 ans.

Un point important était l'assurance qualité des géogrilles (contrôle des caractéristiques mécaniques prescrites, précision de l'installation, etc.) et l'assurance qualité concernant la mise en œuvre des matériaux. Cette section renforcée est en service depuis 6 ans, et sous contrôle permanent (cf. infra "Suivi du plus ancien ouvrage en service") se comporte mieux (moins d'entretien) que les sections où les remblais ont été reconstitués. L'ensemble des matériaux et la structure ont été approuvés par le FRA.

PROJET : CONTOURNEMENT SUD DE STENDAL

La nouvelle voie ferrée à grande vitesse Hanovre-Berlin pour l'ICE (Inter City Express, vitesse jusqu'à 300 km/h), devait contourner la ville de Stendal par le sud et devait traverser des zones de sol compressible sur deux sections (désignées PfA 4.3 et PfA 4.6) de quelques centaines de mètres.

Les couches d'argile peu compressibles ont une épaisseur moyenne de 6 à 8 m et reposent sur des couches sablo-graveleuses/gravelo-sableuses. Les caractéristiques des couches d'argile (C_u) se situent en moyenne entre 15 et 25 kPa.

Les premières études et analyses incluant des ren-

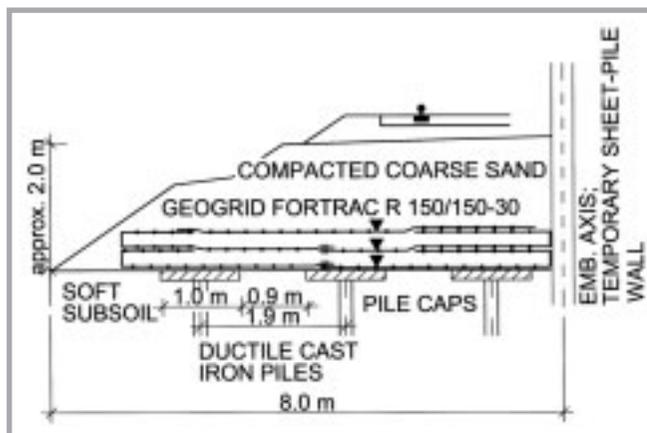


Figure 2
Projet Werder-Brandebourg
coupe transversale
Project Werder-Brandebourg
typical cross section

forcements géosynthétiques associés à des pieux ont débuté au début des années 1990. Elle apparut rapidement comme étant la solution optimale. Les études finales ont été réalisées à peu près en même temps que le projet Werder-Brandebourg par différentes équipes, mais la construction démarra plus tard. Ce projet était un pas supplémentaire pour l'application d'un tel système utilisé comme fondation d'une voie à grande vitesse (300 km/h au lieu de 160 km/h pour Werder-Brandebourg). Les voies devaient être posées sur un lit de ballast. Les inclusions verticales étaient constituées par des pieux en béton de 0,60 m de diamètre sans dalette disposées en quinconce avec une distance entre axe d'environ 1,8 m, et fondées sur les couches portantes. La distance entre axe fut optimisée pour utiliser la capacité portante maximum des pieux et pour économiser les coûts. Les différences les plus importantes entre les sections PfA 4.3 et PfA 4.6 étaient la hauteur de remblai, de 2,5 m pour la PfA 4.3 et d'environ 1,5 m (seulement!) pour la PfA 4.6 ainsi que des conditions de sol meilleures pour la PfA 4.3 en dépit des dispersions de la valeur du C_u .

L'allongement maximal autorisé dans la géogrille fut également limité à 3 % (allongement initial plus fluage) pour 100 ans (cf. Werder-Brandebourg), mais dans ce cas, cette exigence semble être nécessaire (train à grande vitesse). Pour la section PfA 4.3, des géogrilles haute résistance monodirectionnelles Fortrac® R 200/30-30, ayant une résistance à la rupture de 200 kN/m dans le sens longitudinal (sens production) et un allongement à la rupture d'environ 12 % furent utilisées. Pour la section PfA 4.6 les résultats de l'étude aboutirent à deux nappes de géogrilles d'un produit spécifique semi-biaxiales Fortrac® R 400/200-100 (respectivement 400 kN/m et 200 kN/m de résistance à la rupture en sens production et en sens travers) (figures 3 et 4).

La raison principale pour une résistance aussi élevée en double couche sur la section PfA 4.6 était la faible hauteur de remblai, ayant comme conséquence une transmission des contraintes défavorables. C'est-à-dire une faible "efficacité des pieux" (Hewlet & Randolph 1988) : une grande partie des contraintes n'est pas transmise directement aux colonnes, mais doit être reprise d'abord par les géogrilles couvrant les colonnes. D'autres facteurs

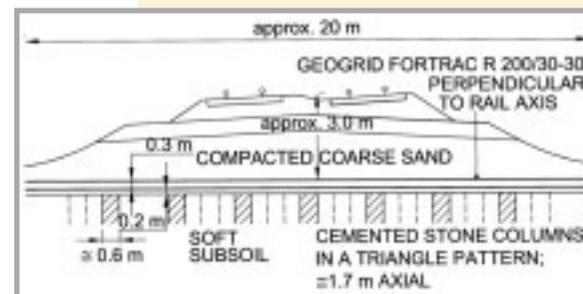


Figure 3
Contournement de Stendal,
section "PfA 4.3"
Project Southern bypass Stendal,
segment "PfA 4.3"

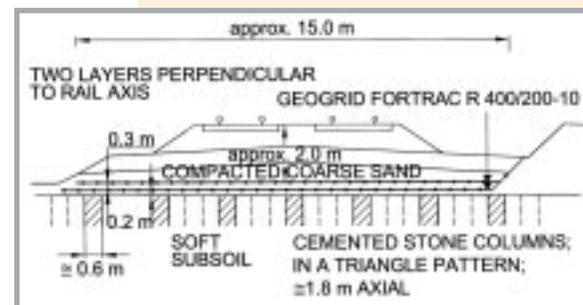
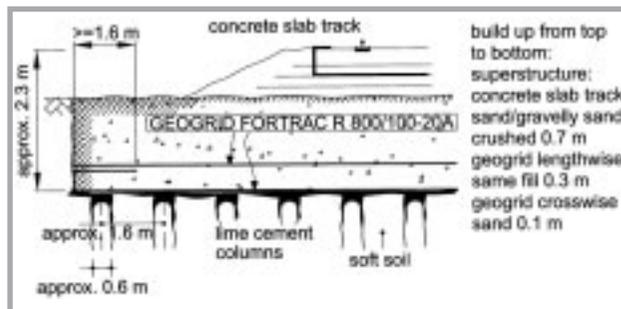


Figure 4
Contournement de Stendal,
section "PfA 4.6"
Project Southern bypass Stendal,
segment "PfA 4.6"

Figure 5
Projet Körgraben
(Rathenow station) :
coupe en travers
Project Körgraben
(Rathenow station)
cross section



► tels que les paramètres défavorables du sol compressible, la philosophie généralement sécuritaire de la Deutsche Bahn, particulièrement pour les trains à grande vitesse (ICE), enfin et surtout, le manque d'expérience réelle (les études étaient réalisées en 1994-1995 ; le monitoring sur Werder-Brandebourg venait juste de démarrer, cf. ci-dessus). Ces deux sections ont été instrumentées avec des inclinomètres flexibles horizontaux au niveau de la tête des colonnes et des géogrilles de renforcement, et des géophones (jauges d'accélération) pour mesurer le comportement statique et dynamique de la structure. En été 1998, après achèvement de la voie ICE Hanovre-Berlin, les performances des deux systèmes étaient validées sous circulation et avec des vitesses supérieures à 330 km/h.

Les déformations, les allongements dans les géogrilles (issus des résultats des inclinomètres horizontaux) et la vitesse des vibrations étaient bien inférieurs aux valeurs tolérées. Les dernières mesures après plus de 2 ans de trafic indiquaient des déformations et des allongements très faibles dans les géogrilles (en général < 1 %). Il semble (malheureusement) que l'hétérogénéité des paramètres du sol de fondation citée plus haut donne un bilan des analyses pour Pfa 4.3 et Pfa 4.6 peu réaliste. En général, les systèmes semblent avoir fonctionné de manière remarquable pour ces deux sections. Les deux structures ont été agréées par FRA.

■ PROJET KÖRGRABEN (STATION RATHENOW)

Dans le cas présent, la ligne à grande vitesse Hanovre-Berlin traverse dans la région de la gare de Rathenow une longue zone de sol compressible d'une épaisseur variant de 0,5 m à 6,0 m (ancien bras de rivière rempli par des sédiments mous). Le niveau de la nappe se situe entre 2 et 3 m sous la surface. La couche de matériaux fermes en profondeur est constituée d'un sable graveleux.

Les voies devaient être installées dans cette zone sur une dalle en BA "infinie" (dalle ferroviaire en BA), qui reste le concept le plus actuel de la DB pour les trains ICE. Toutes les structures de ce type sont beaucoup plus sensibles aux tassements que les systèmes de structures classiques en ballast :

dans ce cas les déformations de remblais et des fondations sont très limitées.

Un autre problème était le fait que le niveau de la voie soit identique à celle du terrain, dictant avec le haut niveau de nappe phréatique l'épaisseur de la structure portante. En conséquence, le système choisi comprend un renforcement de remblai par géogridde relativement peu épais (pas vraiment un remblai, mais un bloc fondé dans le sol) posé sur des pieux en béton utilisés comme éléments porteurs fondés dans les sables graveleux (figure 5). Les pieux sont disposés selon un modèle semi-triangular avec un entre axe d'environ 1,6 m et un diamètre de pieux de 0,60 m. Les résultats des études aboutirent, du fait d'une extrême restriction de déformation, à une géogridde dont l'allongement total serait < 1,5 % pour une durée de vie de 100 ans. Une géogridde uniaxiale spécialement produite Fortrac®, R 800/100-20 A, avec une résistance à la rupture de 800 kN/m en sens production et un allongement à la rupture de seulement 3 % fut installée en deux couches respectivement parallèle et perpendiculaire à l'axe des voies (figure 5). Dans cette configuration, aucune force additionnelle pour les forces latérales ne fut nécessaire, le système étant entièrement fondé dans le sol environnant. La structure fut instrumentée de la même manière que le contournement de Stendal. Immédiatement après l'achèvement en 1997, des essais furent réalisés à l'aide d'un simulateur de train pendant plusieurs jours, en variant les fréquences et les amplitudes dues au caractère critique de la structure (sol support mou à différentes profondeurs, faible épaisseur de sol renforcé, vitesses élevées et dallage béton sensible). Ni les déformations ni les accélérations n'ont atteint les valeurs limites. De plus, un remblai complémentaire temporaire fut construit sur le système pendant 3 mois simulant la surcharge équivalente à un train. La déformation maximale de la géogridde entre les colonnes fut inférieure à 10 mm, et aucune flèche en surface ne put être mesurée. A l'été 1998, la structure subit les mêmes procédures de passages réels que le projet Stendal. Les matériaux et le système furent finalement agréés par la Deutsche Bahn et FRA et furent mis en service.

■ PROJET HARPER MÜHLENBACH

En 1998, la Deutsche Bahn décida de prolonger l'axe important ouest-est reliant Uelzen et Stendal (ancienne frontière entre l'Allemagne de l'Ouest et l'Allemagne de l'Est). Cette voie ferroviaire fut mise en service en 1873 sur une seule voie et passa à deux voies entre 1900 et 1906. En 1945, le trafic fut suspendu dans cette région frontalière occupée.

La section 51 à "Harper Mühlenbach" d'une longueur de 500 m se situe sur un remblai de plus de

6,5 m de hauteur et de 10 m de largeur en tête. Il n'y avait pas eu de trafic et de travaux de maintenance depuis plus de 50 ans. Ce remblai était constitué de sable insuffisamment compacté avec des éléments limoneux sur un sol support compressible, le niveau de la nappe aquifère atteignant régulièrement le pied du remblai. Les coefficients de sécurité de la stabilité interne et externe étaient insuffisants et la capacité portante douteuse.

Les travaux suivants durent être réalisés. Premièrement élargir la crête du remblai de 10 à 11,3 m pour répondre au nouveau profil standard correspondant à la double voie, et deuxièmement, augmenter la stabilité du remblai et de ses fondations en prenant en compte les nouvelles vitesses de circulation à 160 km/h.

Pour des raisons écologiques, l'élargissement en base du remblai ne fut pas autorisé. La solution jugée la plus optimale est décrite figure 6. Elle comprend un remblai partiellement reconstitué posé sur géogridle reposant sur des pieux en béton (augmentant la stabilité globale) et en même temps, en partie haute, des géogridles pour renforcer le talus végétalisé (élargissant l'emprise de la crête sans élargir la base).

Pour le renforcement en tête des pieux, des géogridles monodirectionnelles haute résistance Fortrac® R 400/50-30 T (avec une traction à la rupture de 400 kN/m) et Fortrac® R 150/30-30 T (avec une traction à la rupture de 150 kN/m) posées perpendiculairement et parallèlement à l'axe du remblai furent utilisées (les géogridles posées perpendiculairement sont plus résistantes du fait des forces transversales H, voir précédemment "Principes généraux"). Du fait de l'existence de l'ancien remblai sous le niveau de renforcement et de la préconsolidation, certaines contre pressions verticales furent considérées sur les géogridles entre pieux, réduisant les résistances à la traction requises (cf. "Principes généraux").

Le renforcement du talus consiste en différentes couches de Fortrac® moins résistant. Conformément à EBGeo (1997), le dimensionnement fut réalisé selon la méthode de Bishop et la méthode des blocs. La construction fut achevée durant l'été 1999, des tests de circulation de trains lourds furent réalisés à l'automne 1999, et le trafic régulier débuta en décembre 1999.

Les déformations verticales, horizontales et les allongements ont été mesurés. Après trois campagnes de mesure, les valeurs enregistrées furent considérées comme négligeables (figures 6 et 7).

C'est le premier projet de la Deutsche Bahn combinant un renforcement de remblai associé à des pieux et des géogridles renforçant un talus. Des détails sur les hypothèses, les procédures de dimensionnement et les méthodes de mise en œuvre sont décrites dans Alexiew et al (2000).

La structure combinée a été agréée par la Deutsche Bahn et FRA.

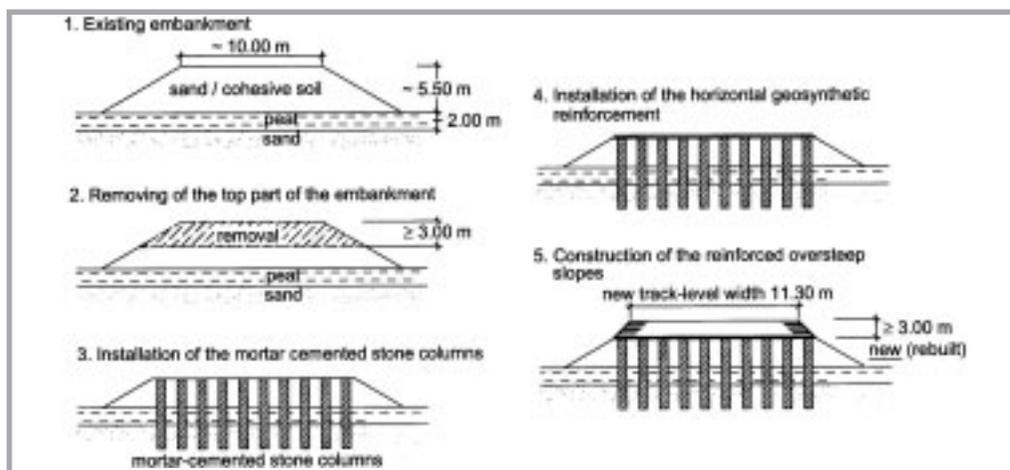


Figure 6
Project Harper Mühlenbach : concept, étapes, composants

Project Harper Mühlenbach :
concept, stages, components

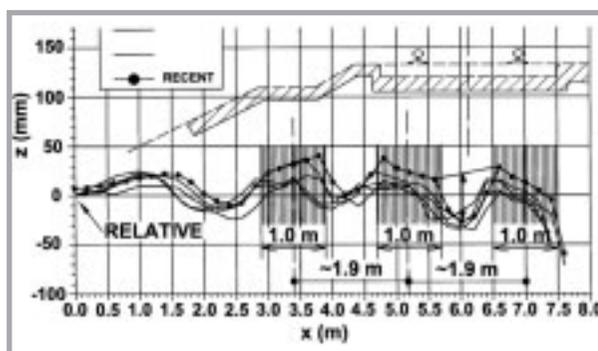


Figure 7
Werder-Brandebourg : déformations récentes enregistrées sur la première géogridle posée en tête de pieux

Werder-Brandebourg : recent deformations of 1st geogrid just on top of pile caps

■ WERDER-BRANDEBOURG : SUIVI DU "PLUS ANCIEN" OUVRAGE EN SERVICE

Au moment d'accepter les remblais renforcés par géogridles associées à des pieux pour le projet de 1994, la Deutsche Bahn n'avait pas encore d'expérience de ce type de solution. Avec FRA elle décida, pour s'assurer du concept et valider la stabilité et le niveau de service, de mettre en place un programme de contrôle. Cela a entraîné la mise en place de systèmes d'instrumentation scientifiques de mesure sur deux sections. Le comportement de la structure a été régulièrement et systématiquement observé depuis 1994. Une grande quantité d'inclinomètres verticaux et horizontaux, de deflectomètres et jauges d'allongement sur les géogridles, ont été installés. C'est le programme de mesure au plan mondial, le plus détaillé, le plus précis, et significatif dans la durée. Il a été mis au point par le LGA Geotechnical Institute de Nuremberg. Depuis plus de 6 ans, les mesures sous trafic sont stockées puis analysées. Les allongements dans les géogridles sont au maximum de $\approx 1,5\%$ tendant asymptotiquement vers des valeurs inférieures à 2% , l'allongement dynamique maximal étant inférieur à $0,02\%$.

Des informations plus détaillées incluant des phases préalables peuvent être retrouvées par exemple dans Alexiew et Gartung (1999). Le suivi des me-

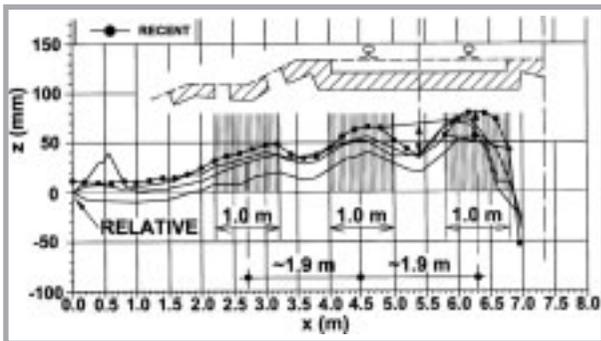


Figure 8
Werder-Brandebourg déformations récentes dans la troisième géogrid 0,50 m au-dessus des dalettes (à noter les contours lisses)

Werder-Brandebourg recent deformations of 3rd geogrid 0.5 m above caps (note the smoothed cap contours)

► mesures à long terme a confirmé la stabilité et le niveau de service de la structure.

Les figures 7 et 8 (source LGA) illustrent les résultats standards des tassements pour deux niveaux différents de géogrids (figure 2 également), et retracent en fait la forme actuelle des géogrids et de quelques inclinaisons des dalettes.

Nota : les échelles horizontales et verticales sont très différentes.

ABSTRACT

Railroads on piled embankments in Germany : Milestone projects

D. Alexiew, W. Vogel

Embankments on soft subsoil supported by piles and geogrid reinforcement on top of them have important advantages compared to "conventional" embankment foundation : no consolidation time is required (traffic can start immediately after construction), there is no import/export of additional embankment soil to accelerate consolidation or to compensate the settlement, practically no additional settlement, occurs under traffic, the interference with the environment is minimized, etc. The application of such solutions is growing recently in Germany. The most important projects of this type being "milestones" for the German Railways (Deutsche Bahn, DB) with high-strength geogrids are presented, demonstrating the development of experience, materials and acceptance. All structures have been approved by the German Supervising Authorities. Long-term measurement results for the "oldest" project are presented also.

RESUMEN ESPAÑOL

Terraplenes ferroviarios reforzados mediante pilotes, en Alemania : proyectos faro

D. Alexiew y W. Vogel

Los terraplenes sobre suelos comprensibles reforzados mediante pilotes y georrejillas por su parte superior, presentan ventajas indiscutibles por comparación con los terraplenes "convencionales" : independencia con respecto al tiempo de consolidación (el tráfico puede recomenzar inmediatamente después de la construcción), ninguna necesidad de aportación ni de excavación de material suplementario para acelerar la consolidación o para compensar los asentamientos, asentamiento secundario durante el período de servicio casi nulo, pocas interferencias con respecto al medio ambiente, etc.

La utilización de este procedimiento se encuentra en plena evolución en Alemania. Los proyectos más importantes existentes diseñados por parte de los Ferrocarriles Alemanes, con georrejillas

de alta resistencia, se presentan en este artículo que ilustra las diversas evoluciones, los materiales y las acreditaciones.

Los resultados evaluados a largo plazo, mediante el "proyecto más antiguo", se han desarrollado también en este artículo.

L'utilisation des géonattes tridimensionnelles sur l'autoroute A66 entre Toulouse et Pamiers

L'autoroute A66, maillon du réseau de la société Autoroutes du Sud de la France, a été mise en service le 27 février 2002, afin de relier Toulouse à Pamiers, en direction de l'Espagne et l'Andorre. D'une longueur de 40 km, elle s'inscrit sur 20 km dans les reliefs vallonnés du Lauragais et sur 20 km dans la plaine de l'Ariège.

La géonatte tridimensionnelle se distingue des bionattes¹ (par ailleurs abondamment utilisées sur A66 dans la lutte contre l'érosion des talus), par son caractère pérenne. La grande résistance de ce matériau et sa structure tridimensionnelle ont permis, sur proposition de Scetauroute, son utilisation en grande masse pour la lutte contre l'érosion et le drainage sur le chantier de l'autoroute A66.

■ L'UTILISATION DES GÉONATTES POUR UN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT AUTOROUTIER "ALTERNATIF"

Le réseau de collecte des eaux alternatif

Dans le cadre de l'application de la loi sur l'eau, des dispositifs de collecte et de traitement des eaux issues de la plate-forme autoroutière ont été mis en place. Le concept général qui a prévalu dans la conception du réseau de collecte est une recherche de végétalisation maximale. Les règles classiques de conception de réseau de collecte autoroutière se traduisent, dans la plupart des cas, par des cunettes et caniveaux en béton du fait de la nécessité :

- ◆ d'évacuer le plus vite possible les eaux de pluie de la plate-forme autoroutière pour des raisons de sécurité, notamment lorsque les pentes sont faibles;
- ◆ de lutter contre l'érosion dans les cunettes et fossés en pente forte;
- ◆ d'étanchéifier des réseaux vis-à-vis de la sensibilité des milieux traversés face au risque de pollution.

Cependant, l'usage massif du béton dans les réseaux de collecte, malgré ses avantages (facilité de mise en œuvre et d'entretien), présente un certain nombre d'inconvénients, notamment vis-à-vis de la protection de l'eau et du milieu aquatique :

- ◆ accélération des écoulements et concentration des débits;
- ◆ pas de rétention de la pollution chronique autoroutière ni de ralentissement de la pollution accidentelle;
- ◆ coût relativement élevé;
- ◆ aspect esthétique peu agréable pour l'utilisateur notamment après vieillissement;

- ◆ apparition de fissuration parfois significative rompant l'étanchéité du réseau.

Le réseau végétalisé permet un ralentissement des écoulements, un prétraitement de la pollution chronique (un simple fossé enherbé permet un abattement de 60 à 70 % de la pollution chronique²), un ralentissement de la pollution accidentelle (vitesse de propagation de 3 fois inférieure à celle d'un réseau bétonné), son coût est bien moins élevé et l'aspect indéniablement plus esthétique pour l'utilisateur.

La recherche de la végétalisation maximale du réseau de collecte des eaux sur A66 (qui a conduit à enherber plus de 90 % du réseau) a nécessité les moyens suivants :

- ◆ dans les secteurs de remblais, mise en place de banquettes en pied en remplacement des caniveaux, pour le maintien des fils d'eau, permettant d'acheminer les eaux vers les dispositifs de traitement;
- ◆ dans les secteurs en déblais, où la pente était trop forte et présentant des risques d'érosion (vitesse d'écoulement supérieure à 2 m/s), mise en place d'une géonatte tridimensionnelle chargée de gravillons-bitume; le cas des déblais en pente trop faible n'a pas été rencontré sur A66;
- ◆ dans les sites sensibles au risque de pollution, imperméabilisation du réseau de collecte par des matériaux fins de très faible perméabilité (argiles);
- ◆ enfin, dans les fossés extérieurs en crête de déblai en pente très forte, constituant le réseau séparatif, mise en place de fossés protégés par des petits enrochements liaisonnés ou des géonattes tridimensionnelles.

1. Bionattes : il s'agit de nattes bidimensionnelles antiérosion biodégradables en toiles de jute, coco, etc.

2. Source : Guide l'Eau et la Route - Setra

Robert Hornung
DIRECTEUR OPÉRATIONNEL
DE TOULOUSE
Autoroutes du Sud de la France

Gilles Habasque
DÉPARTEMENT ENVIRONNEMENT
Scetauroute

Alain Hérault
SERVICE TECHNIQUE
Colbond Geosynthetics



Mise en place de la géonatte tridimensionnelle chargée de gravillons-bitume dans les cunettes de déblais en pente forte

Six mille mètres carrés d'Enkamat® A20 ont été appliqués en cunettes sur les profils les plus pentus pour garantir une végétalisation totale de l'ouvrage tout en garantissant sa bonne tenue sous fortes sollicitations hydrauliques. L'Enkamat® A20 est une géonatte tridimensionnelle pérenne, préchargée en usine de gravillons calibrés et enrobés d'un liant bitume. Le produit fini conserve un pourcentage de vide suffisant (de l'ordre de 60 %) pour permettre aux végétaux de le traverser. Aucun apport de terre sur le produit n'est nécessaire, il est posé sur le sol support préalablement réglé, fertilisé et ensemencé. Le choix des semences fut effectué par un bureau d'études spécialisé (Carex Environnement) en fonction des contraintes du site et de l'ouvrage. La géonatte, grâce à son liant bitume, absorbe

la chaleur, maintient de l'humidité, libère des éléments fertilisants (issus du bitume) et crée un microclimat favorable à la germination. Quelques semaines ont suffi au développement de la végétation et à une intégration paysagère totale de l'ouvrage. L'intérêt majeur de cette technique de végétalisation d'ouvrages de ruissellement routier, outre l'intégration environnementale qui en découle, réside dans sa capacité à réduire les vitesses d'écoulement. Il s'agit là d'un point essentiel pour la gestion des pluies d'orages ou des pollutions accidentelles (photos 1 et 2).

Les contraintes à respecter pour la mise en place de ce dispositif concernent la nécessité de programmer l'ensemencement préalable avec la réalisation des cunettes et leur recouvrement par la géonatte en période biologique favorable (printemps - automne).

Le coût d'un mètre linéaire de cunettes avec géonattes tridimensionnelles est équivalent à celui d'une cunette bétonnée. En terme d'exploitation, la présence d'une géonatte dans le réseau ne pose pas de difficultés particulières de fauchage (figure 1).

Photo 1
Chantier A66.
Pose de la géonatte en cunette

*A66 project.
Laying geomat
in the gutter*



Photo 2
Aspect de la cunette
quelques semaines
après la mise en service

*Appearance of the gutter
a few weeks
after commissioning*



L'utilisation des géonattes pour la protection des berges des cours d'eau

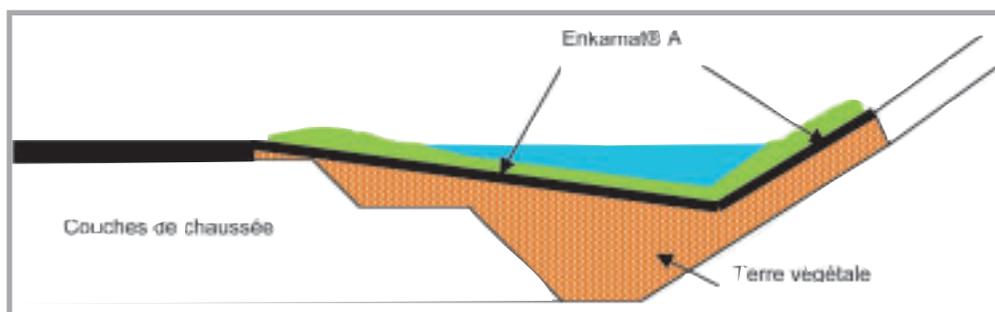
Compte tenu de la résistance très importante de ce matériau, son utilisation en protection de berges de cours d'eau a également été effectuée sur le chantier A66 (photo 3).

Le franchissement par l'autoroute A66 de la rivière du Crieu (Ariège), a entraîné la dérivation du lit de la rivière sur 500 m. Les exigences découlant de la loi sur l'eau ont nécessité la recherche d'une solution de génie mixte civil/végétal pour la protection des berges du cours d'eau. En effet, ce cours d'eau est tout à fait particulier : son fil d'eau est situé au niveau du terrain naturel, ses berges sont entièrement constituées de digue, et ses écoulements de type semi-torrentiel (avec des vitesses de l'ordre de 3 - 4 m/s), et un débit d'étiage nul une grande partie de l'année.

La résistance des digues nouvelles du rescindement végétalisé était un enjeu fort de ce chantier, car une rupture accidentelle de la digue déclencherait une inondation de la plaine, dans laquelle se trouvent des habitations. La géonatte avec gravillon bitume offre une résistance aux vi-

Figure 1
Mise en place de la géonatte tridimensionnelle recouverte de gravillons-bitume en cunette de déblais

Laying of three-dimensional geomat covered with bituminous-bound gravel in excavated gutter



tesses érosives de l'ordre de 3 m/s pour le produit nu, et de l'ordre de 7 m/s pour le produit avec une végétation stabilisée. Il convient de noter que 3 mois après sa mise en place, le chantier a été soumis à une crue débordante (fréquence supérieure à décennale) avec des vitesses d'écoulement maximales, sans dommage pour les berges.

L'utilisation des géonattes dans les dispositifs drainants

A l'instar des géocomposites de lutte contre l'érosion cités précédemment, les géocomposites de drainage ont permis d'apporter des solutions économiques et fiables aux problèmes géotechniques rencontrés sur ce tronçon autoroutier : 1 million de ml de mèches drainantes (type Colbondrain® CX1000) ont été utilisées pour la consolidation de sols sous remblai de préchargement, ainsi que 175 000 m² de base drainante géosynthétique (type Enkadrain® E) sous 20 m de remblai.

A coût équivalent, recourir à des produits géosynthétiques chaque fois que cela est possible pour limiter le nombre de transports par camions et économiser les ressources en matériau de carrière en les réservant à des applications nobles, participe à la préservation de l'environnement.

En conclusion, les géonattes tridimensionnelles offrent de larges possibilités d'utilisation sur les chantiers d'infrastructures et leur fiabilité répond aujourd'hui aux exigeantes demandes de protection de l'environnement.



Photo 3
Les protections de berges du Criou par géonatte, 2 ans après mise en place

Protection of banks of the Criou by geomat, 2 years after laying

ABSTRACT

Use of three-dimensional geomats on the A66 motorway between Toulouse and Pamiers

R. Hornung, G. Habasque, A. Hérault

The A66 motorway, a link in the network of motorway operating company Autoroutes du Sud de la France, was commissioned on 27 February 2002, to link Toulouse with Pamiers, in the direction of Spain and Andorra. 40 km long, the motorway runs for 20 km through the undulating landscape of the Lauragais region and for 20 km across the Ariège plain.

The three-dimensional geomat is different from biomat (also used abundantly on the A66 to combat slope erosion) due to its permanent nature. The high strength of this material and its three-dimensional structure made it possible, upon the proposal of Sceaurooute, to use it in mass earthworks to combat erosion and for drainage purposes on the A66 motorway project.

RESUMEN ESPAÑOL

Utilización de las geotrenzas tridimensionales en la autopista A66, entre Toulouse y Pamiers

R. Hornung, G. Habasque y A. Hérault

La autopista A66, eslabón de la red de la sociedad Autoroutes du Sud de la France, ha entrado en servicio el 27 de febrero de 2002, con objeto de poner en comunicación Toulouse con Pamiers, en dirección de España y de Andorra. De 40 kilómetros de longitud, esta autopista atraviesa durante 20 km los relieves sinuosos del Lauragais y sobre 20 km la planicie del Ariège.

La geotrenza tridimensional se distingue de las biotrenzas (que se utilizan profusamente en la A66 para la lucha contra la erosión de los taludes), por su carácter perenne. La gran resistencia de este material y su estructura tridimensional han permitido, previa propuesta de Sceaurooute, su aplicación en grandes volúmenes para la lucha contra la erosión y el drenaje en las propias obras de la autopista A66.

Revêtement par géomembranes en béton

Endommagement par nettoyage

L'étude expérimentale a consisté à soumettre à un jet haute pression, des échantillons de différentes natures (composition, épaisseurs), assemblés manuellement, ou mécaniquement. Les essais sont conduits pour différentes plages de température et de pression et avec deux types de buse (jet plat et rotobuse), les échantillons sont disposés, à l'horizontale, en vertical, ou en angle droit, sur un support béton sans l'intermédiaire d'un géotextile. Cette étude a pour but de définir les procédures de nettoyage des géomembranes par lance à haute pression, mettre en évidence les risques d'endommagement, et définir les limites pratiques d'emploi et les fausses manœuvres à éviter. Cette contribution expérimentale peut permettre d'améliorer les conditions réglementaires de maintenance qui sont actuellement très conservatoires, du fait de l'absence de résultats probants.

Mots clés : durabilité, étanchéité, endommagement, haute pression, entretien, maintenance.

Tableau I
Caractéristiques
des géomembranes testées
*Characteristics
of the geomembranes tested*

Géomembranes N°	Type de produits	Identification	Épaisseurs
1	Chlorure de polyvinyle	PVC 1	1,0 mm
2	"	PVC 2	1,2 mm
3	"	PVC 3	1,5 mm
4	Polyéthylène haute densité	PEHD 1	2,0 mm
5	Polypropylène	PP 1	1,0 mm
6	Bitume élastomère	BE1	4,0 mm
7	Bitume oxydé	BO1	-
8	Copolymère éthylène propylène	EPDM1	1,1 mm
9	Polyoléfine	PF1	2,0 mm

INTRODUCTION

Les géomembranes présentent lors de la réalisation de l'étanchéité d'ouvrages en béton de stockage ou de transport de liquides de nombreux avantages, en particulier dans les cas suivants : maintien en fonction des ouvrages en zone sismique, ouvrages non étanches dans la masse, réhabilitation d'ouvrages existants présentant une fissuration active.

Le nouveau fascicule 74 du *Cahier des Clauses Techniques Générales*, intitulé "Construction des réservoirs en béton" publié en 1998 propose que les utilisateurs des ouvrages précisent les objectifs qu'ils souhaitent atteindre.

Les quatre objectifs suivants doivent être pris en considération et faire l'objet d'un choix précis pour chacun d'entre eux :

- ◆ étanchéité des ouvrages ;
- ◆ compatibilité avec les liquides contenus ;
- ◆ résistance - durabilité - longévité ;
- ◆ entretien.

La qualité et les performances des parties courantes de feuilles préfabriquées ne sont plus à démontrer. Il en est de même pour les assemblages réalisés en usine ou sur chantier qui font l'objet de procédures, certification ASQUAL et de contrôles précis. Par contre, en ce qui concerne les procédures d'entretien et de maintenance des ouvrages, généralement les prescriptions sont adoptées par défaut du fait de l'absence de résultats probants. En l'absence d'essais et d'études approfondies, notamment en ce qui concerne les revêtements à base de polymère de synthèse, on constate que la norme NF EN 1508 est très vague et que le *fascicule 74* du CCTG peut être considéré comme très pénalisant ou conservatoire avec l'énoncé de conditions concernant les pressions, le pH, la tempéra-

ture de l'eau ou la nature des produits de nettoyage, permettant d'assurer le maximum de fiabilité et durabilité des ouvrages et revêtements.

PRODUITS, ÉCHANTILLONS, PROGRAMME ET MÉTHODE

Produits testés

Dans le cadre de ces tests, neuf géomembranes ont fait l'objet de tests sous l'action d'un nettoyage par lance haute pression. Aucune d'entre elles n'est posée sur le support béton par l'intermédiaire d'une protection par géotextile.

Le tableau I nous indique les géomembranes testées, le type de produits, leur identification ainsi que les épaisseurs correspondantes.

Nota : les échantillons mis à disposition par de nombreux fournisseurs sont numérotés pour tenir compte d'essais ultérieurs sur des membranes et types de produits différents (épaisseur, fourniture).

Echantillons testés

L'ensemble des neuf géomembranes a été testé d'une part dans les parties courantes, disposées horizontalement ou en angle avec ou sans congé préfigurant l'étanchéité voile-radier, et d'autre part dans des parties assemblées par soudage. Les procédures d'assemblage par soudures manuelles, soudures machine, doubles soudures machine, avec ou sans défauts, soudures par extrusion, mais aussi joints collés, joints usines ou "assemblage tape" ont été examinées. Certaines particularités telles que défauts volontairement réalisés ont été testés. Le tableau II indique pour l'ensemble des produits testés les échantillons examinés.

Programme d'essais

Première campagne (19 juin 2000)

Echantillons : chlorure de polyvinyle PVC1; (1 mm); PVC2 (1,2 mm) et PVC3 (1,5 mm); polyéthylène haute densité PEHD1 (2 mm); bitume élastomère BE1 (4 mm); polypropylène PP1 (1 mm).

Les essais portent sur l'endommagement :

◆ en partie horizontale, les échantillons étant cloués à l'envers sur des bastaings pour un maintien optimal (figure 1);

◆ d'échantillons avec soudures manuelles ou automatiques et un défaut de soudure en ce qui concerne le bitume élastomère;

des ouvrages hydrauliques

haute pression

◆ par utilisation d'une buse à jet plat, $80 \leq P, \leq 160$ bars et EF (température ambiante) $\leq T^\circ \leq 110$ °C.

Deuxième campagne (13 et 14 juin 2001)

Echantillons nouveaux : copolymère éthylène propylène EPDM1 (1,1 mm); bitume oxydé B01; polyoléfines PF1 (2 mm) :

- ◆ en partie horizontale, d'échantillons non testés en 2000 à savoir (EPDM, bitume oxydé, polyoléfines);
- ◆ en angle, de la totalité des échantillons testés à l'horizontal en 2000 et des nouveaux échantillons désignés ci-dessus (figure 1);
- ◆ par utilisation de deux types de buses (jet plat et rotobuse) avec $P = 100$ et 160 bars et (température ambiante) $\leq T^\circ \leq 110$ °C.

Conditions de réalisation de l'étude

Lieu

Les essais ont eu lieu aux ateliers municipaux de la ville de Thiers dans le Puy-de-Dôme (63) le 19 juin 2000 (après-midi) et les 13 (matin + après-midi) et 14 juin (matin) 2001. Remerciements chaleureux à la municipalité et plus particulièrement à MM. Caillet et Bayle (services techniques) qui se sont fortement impliqués dans ces essais. Ceux-ci se sont déroulés sur une aire de lavage des véhicules constituée par une dalle de béton pratiquement horizontale, lissée à la règle, présentant par endroits quelques traces d'usure (légères aspérités) et bordée d'un côté par un mur d'enceinte en maçonnerie revêtu d'un enduit taloché fin en parfait état formant avec le radier un angle tantôt à 90° et tantôt présentant un congé à 45°.

La météo a été relativement favorable pendant ces

journées (temps ensoleillé, température ambiante de 25 °C à 30 °C).

Appareillage

Le nettoyeur haute pression est de marque Sirio, modèle V200 MD. La pression est réglable de 40 à 160 bars avec un manomètre gradué tous les 20 bars. La température est réglable de température ambiante à 150 °C. L'appareillage prend place avec une citerne d'approvisionnement sur un petit camion plateau. Les caractéristiques des buses (jet plat et rotobuse) ne sont pas spécifiées.

Le jet a été appliqué par un seul et même applicateur, qui est l'utilisateur exclusif de l'appareillage pour la commune et qui procède quotidiennement au nettoyage des sanitaires communaux et du mobilier urbain.

Denis Savoye
INGÉNIEUR EAU, ASSAINISSEMENT
GÉNIE CIVIL
DDAF du Puy-de-Dôme

Daniel Fayoux
RESPONSABLE GÉNIE CIVIL
Alkor Draka

Gérard Mathieu
CHARGÉ DE RECHERCHE DIVISION
OUVRAGE HYDRAULIQUE
Cemagref Aix-en-Provence

Florence Comte
DIRECTION TECHNIQUE
Sarnafil

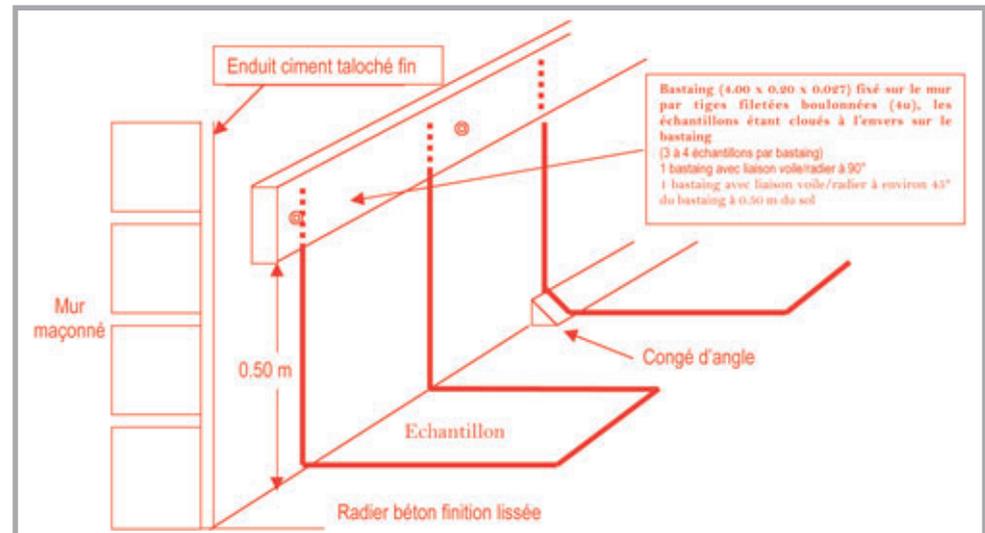


Figure 1
Schéma de principe du support
Schematic diagram of the substrate

N° géomembranes et type de produits	Epaisseurs	Campagne d'essais	Parties courantes		Parties assemblées								
			Horizontale	Angle	Sm	SM	DSM	Sc	JC	JU	AT	Déf	
1 PVC1	1 mm	1 ^{ère}	x	x		x							
2 PVC2	1,2 mm	1 ^{ère}	x	x	x		x						
3 PVC3	1,5 mm	1 ^{ère}	x	x	x		x						
4 PEHD1	2 mm	1 ^{ère}	x	x			x	x					
5 PP1	1 mm	1 ^{ère}	x	x	x		x						
6 Bitume E1	4 mm	1 ^{ère}	x	x									x
7 Bitume 01		2 ^{ème}	x	x									
8 EPDM1	1,1 mm	2 ^{ème}	x	x						x	x	x	
9 Polyoléfine PF1		2 ^{ème}	x	x	x	x							x

Tableau II
Répartition des échantillons par campagne d'essais et modes d'assemblage

Breakdown of samples by test campaign and assembly methods

Sm	Soudure manuelle
SM	Soudure Machine
DSM	Double soudure machine
Sc	Soudure par extrusion
JC	Joint collé
JU	Joint usine
AT	Assemblage Tape
ART	Joint conforme aux règles de l'art
Def	Défaut de réalisation

Figure 2
Tenue des parties courantes. Schéma de principe
Resistance of continuous sections. Schematic diagram

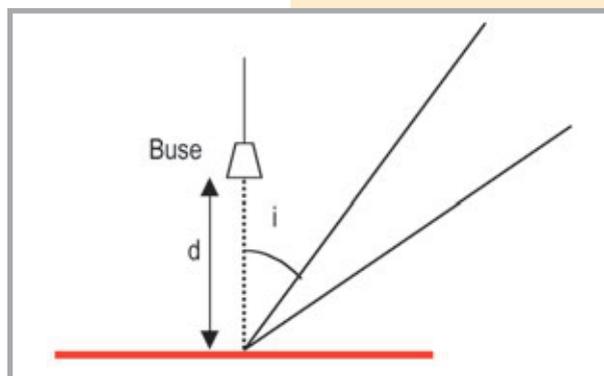
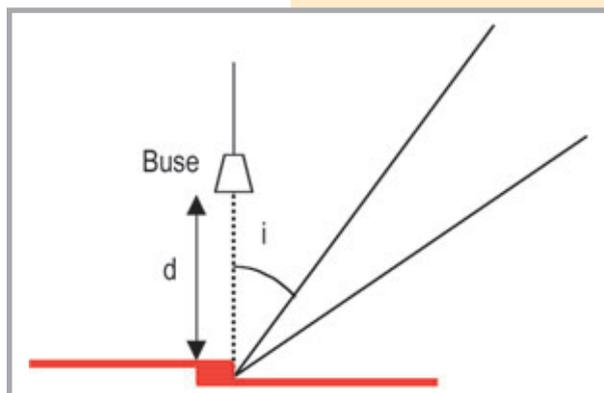


Figure 3
Tenue des soudures. Schéma de principe
Weld resistance. Schematic diagram



Dispositif en partie verticale avec congé d'angle
System in vertical part with fillet

Essai pelage soudure polyoléfine
Polyolefin weld peeling test



Modalités d'application du jet

Il est décidé de procéder aux essais en tenant compte :

- ◆ de l'incidence du jet ;
- ◆ de la distance à l'échantillon ;
- ◆ de la température ;
- ◆ du type de buse ;
- ◆ de l'orientation du support, horizontal ou vertical ;
- ◆ de la présence ou non de congé en angle voile/radier.

On teste non seulement les parties courantes mais également les soudures afin d'évaluer le risque de pelage (figures 2 et 3).

Déroulement des essais

Les échantillons ont une dimension approximative de 1 m² (1 x 1 m). Ils sont fixés par clouage sous des bastaings de 0,28 x 0,07 x 4 m, sauf les membranes de PEHD qui sont clouées par-dessus les bastaings. Les éprouvettes sont disposées sur une aire bétonnée préalablement lavée au jet. Les éprouvettes sont toutes exposées de façon identique en plein soleil pendant toute la durée des essais. Température ambiante de 25 °C à 30 °C.

Les pressions d'essais qui ont été employées sont : 80, 100, 125 et 150 bars. La lance projette soit deux jets plats perpendiculairement entre eux soit un jet creux. Type de buse : jet plat et rotobuse. Les températures de l'eau ont été : température de l'eau dans le réservoir (environ 15 à 20°), 40, 50, 60, 90, 110 °C. La distance entre buse et géomembranes était soit 5 à 10 cm (recherche des li-

mites d'emploi), 20 à 30 cm ou 30 à 50 cm, (procédure normale d'emploi). Les essais ont été effectués aussi bien sur les parties courantes que sur les soudures.

Schéma de principe du support

Cf. figure 1.

Tenue des parties courantes (figure 2)

Deux procédures sont adoptées afin d'évaluer les conditions d'endommagement ;

◆ procédure normale d'emploi :

- soit une distance entre buse et géomembrane comprise entre 30 et 50 cm,
- lance utilisée uniquement en balayage latéral (et non pas d'avant en arrière), sans laisser le jet statique, et avec un angle d'incidence de l'ordre de 45° et surtout toujours supérieur à 30°,
- le nettoyage se fait en procédant par des balayages successifs, éventuellement à températures croissantes ;

◆ procédure exceptionnelle hors conditions habituelles d'emploi :

- soit une distance correspondant à la recherche des limites d'emploi entre buse et géomembrane comprise entre 5 à 10 cm,
- lance utilisée d'avant en arrière et quelquefois en balayage latéral,
- un angle d'incidence compris entre 45° et la verticale (0°).

Tenue des soudures (figure 3)

Les soudures ont été testées par passage du jet le long de la soudure à une distance de 5 à 10 cm et une incidence du jet de 60 à 45° par rapport à la verticale et perpendiculairement à la ligne de soudure.

■ RÉSULTATS DES ESSAIS D'ENDOMMAGEMENT

Tenue des parties courantes sur support horizontal

Influence de l'incidence du jet

Elle joue un rôle très important avec un jet plat statique. Dans le cas d'un jet en balayage et une incidence comprise entre 45° et 60°, le jet plat et la rotobuse provoquent des endommagements au-delà de 100 bars avec pour certains revêtements des valeurs supérieures à 150 bars.

Influence de la distance à l'échantillon

La distance d'application du jet plat ou de la rotobuse est un facteur important pour l'observation du seuil d'endommagement. Dès que l'on augmente la distance, on repousse le seuil d'endommagement. A partir d'une distance de 20 à 30 cm, une eau à température ambiante, un jet plat ou une ro-

tobuse, une action statique ou un balayage aucune dégradation n'est observée à 160 bars.

Influence de la température

Dans des conditions identiques, lorsqu'on fait croître la température de l'eau à la sortie de la buse, on observe l'influence de cet accroissement par une baisse de la pression provoquant le début de l'endommagement.

La température a pour effet de diminuer les limites pratiques d'emploi.

Influence de la pression à la sortie de la buse

La pression est un facteur important sur la rapidité de nettoyage mais aussi sur l'endommagement. La pression à considérer est en fait celle obtenue au contact de la membrane, valeur qui diminue avec l'accroissement de distance de la buse à l'échantillon. A seuil d'endommagement et incidence identique la pression d'endommagement augmente avec la distance.

Influence du type de buse

Sauf cas particuliers (bitume oxydé), la rotobuse avec jet statique ne produit pas plus d'endommagement qu'un jet plat statique.

Influence du balayage

D'une manière générale, et dans des conditions de nettoyage identique, on observe qu'une opération de balayage (par rapport au jet statique), permet d'obtenir une amélioration importante du seuil d'endommagement.

Tenue des soudures sur parties courantes et support horizontal

Les soudures testées ont une résistance au pelage supérieure à 4 N/mm dans le cas des soudures nouvelles sur PVC et PP et 2,5 à 3,5 N/mm pour les membranes bitumineuses élastomère. Ces valeurs conventionnelles sont à confirmer par la mesure des valeurs réelles.

Première campagne expérimentale

Toutes les soudures à l'air chaud manuelles ou à l'automate, résistent au décollement, pelage ou perforation pour des pressions allant jusqu'à 125 bars et une température de l'eau de 110 °C. Des défauts volontaires dans les soudures entraînent pour certains produits une diminution des performances.

Deuxième campagne expérimentale

Les assemblages réalisés en usine et les soudures manuelles à l'air chaud se comportent très bien et ceci malgré la réalisation volontaire de défauts. Il n'en est pas de même pour les joints collés ou "assemblage tape", beaucoup plus vulnérable sous l'action d'un jet plat ou d'une rotobuse malgré le balayage.



Tenue des parties courantes disposées en angle droit

Influence de la présence d'un angle à 90°

Dans des conditions identiques, à l'expérimentation réalisée sur support horizontal, on n'observe pas avec un jet plat appliqué par balayage une diminution significative du seuil d'endommagement. Cependant la rotobuse appliquée par balayage semble être plus défavorable pour certains matériaux (BE1 et PE1).

Influence d'un congé d'angle

Une configuration avec un congé d'angle ou gousset à 45° (figure 1) semble être une disposition constructive très favorable, qui permet d'obtenir des seuils d'endommagement conformes à ceux obtenus pour un support horizontal.

CONCLUSION

Considérations générales

L'expérimentation réalisée montre qu'une membrane peut très bien résister au nettoyage par lance à haute pression, et une eau à température ambiante ou pouvant varier de tiède à chaude (110 °C), avec des niveaux pouvant atteindre 160 bars pour autant que la distance entre la buse et la géomembrane soit suffisante (> 20 à 30 cm) et l'angle d'incidence de l'ordre de 45 à 60°.

Les dispositions particulières telles qu'une jonction radier paroi verticale sans soudure ni géosynthétique peut fort bien résister, malgré une configuration en angle plus défavorable qu'un gousset à 45°.

Les assemblages réalisés en usine et les soudures manuelles à l'air chaud, se comportent très bien et ceci malgré la réalisation volontaire de défauts. Il n'en est pas de même pour les joints collés ou "assemblage tape", beaucoup plus vulnérable sous l'action d'un jet plat ou d'une rotobuse malgré le balayage.

Polypropylène 1 mm - Jet plat - Sans congé d'angle

1 mm polypropylene - Flat tip nozzle - Without fillet



Perforation polypropylène 1 mm - Sans congé d'angle

Hole in 1 mm polypropylene - Without fillet



PVC 1,5 mm - Rotobuse - Sans congé d'angle

1.5 mm PVC - Rotary nozzle - Without fillet

**Pelage soudure polyoléfine
défaut volontaire**

**Polyolefin weld peeling,
deliberate defect**



**Copolymère éthylène propylène (EPDM1) -
Essai pelage joint**

**Ethylene propylene copolymer (EPDM1) -
Joint peeling test**



**Copolymère éthylène propylène (EPDM1) -
Perforation**

**Ethylene propylene copolymer (EPDM1) -
Perforation**



La rotobuse ne produit pas des défauts plus dévastateurs que le jet plat. D'autres facteurs sont plus prépondérants pour la détermination du seuil d'endommagement (distance, incidence, etc.).

La distance réduite entre la buse et la géomembrane est un facteur très défavorable. Il en est de même pour l'angle d'incidence surtout s'il est nul ou faible (proche de la verticalité avec la géomembrane). Avec l'augmentation de la température de l'eau projetée pouvant atteindre 110 °C, il est fréquent d'obtenir une baisse des performances d'endommagement. Le balayage du jet est très important en terme de durabilité et d'endommagement. En effet, un jet statique avec une incidence faible ou nulle et une distance très défavorable peut conduire très rapidement à un début d'endommagement, du pelage, voire même un début ou une perforation.

Pour les membranes préfabriquées à base de hauts polymères, l'épaisseur minimale garantissant un seuil acceptable d'endommagement semble se situer aux environs de 1,2 mm. Les membranes bitumineuses semblent plus vulnérables que les membranes constituées de hauts polymères. En effet, dans des conditions identiques, le seuil de l'endommagement semble un peu plus faible. D'une façon générale cette expérimentation nous indique que l'ensemble des modes opératoires, consignes particulières, recommandations, textes réglementaires et normatifs ont adopté en absence d'essais probants une démarche conservatoire. Nous pensons que cette étude expérimentale peut contribuer à mieux définir et optimiser les conditions d'entretien et maintenance par nettoyage à la lance haute pression mais aussi aider la rédaction des recommandations CFG en cours d'élaboration.

Propositions de procédure

Lors du nettoyage d'une géomembrane par nettoyeur haute pression, il faut éviter de mettre la buse très proche de la géomembrane, avec une incidence faible ou nulle, et ne pas laisser le jet agir au même endroit, même sur un temps de quelques secondes. Il faut aussi éviter l'application du jet, à courte distance, sur une géomembrane décollée du support ou disposée en angle, surtout si ce dernier ne comporte pas une disposition constructive avec gousset à 45° ou congé de 4 ou 5 cm de rayon.

A courte distance, le jet statique déforme la géomembrane et peut la perforer.

Cette expérimentation nous permet d'explicitier une procédure normale, les limites d'emploi et les fausses manœuvres à éviter.

Le nettoyage se fait de la façon suivante :

- ◆ distance entre buse et géomembrane : 30 à 50 cm ;
- ◆ la lance est utilisée uniquement par balayage latéral (et non pas d'avant en arrière), sans laisser le jet statique, et avec un angle d'incidence de l'ordre de 45° et toujours supérieur à 30° ;
- ◆ le nettoyage se fait en procédant à des balayages successifs, éventuellement à températures croissantes.

La rotobuse ne nécessite pas une adaptation de la procédure. Les limites pratiques d'emplois peuvent être les suivantes :

- ◆ dans les conditions mentionnées ci-dessus, on peut utiliser des pressions de 100 bars et des températures élevées de 80 °C quel que soit le type de revêtement pour l'eau projetée ;
- ◆ pour certains revêtements, on peut utiliser des pressions de 150 bars à des températures élevées ;
- ◆ les soudures à l'air chaud manuelles ou à l'automate, donnent des résultats satisfaisants dans les conditions ci-dessus ;
- ◆ les soudures mises en œuvre selon des procédés différents que ceux énoncés ci-dessus sont à proscrire.

Les conditions de non-endommagement

Il convient de sensibiliser le personnel en charge de ces opérations aux risques d'endommagement si ces conditions ne sont pas respectées.

La procédure énoncée ci-dessus constitue la procédure dite normale permettant de réduire au maximum le risque d'endommagement. Le risque zéro n'existant pas, lorsqu'une blessure, perforation... de la géomembrane survient, il convient de mettre en œuvre une procédure de localisation et de réparation.

Les opérations de maintenance

Les opérateurs de maintenance veilleront à ne pas causer de dommage à l'étanchéité (poinçonnement par chute d'outils, brûlures de cigarettes...). Pour éliminer les dépôts solides en fond de cuves ou d'ouvrages tels que aqueducs ou siphons, la brosse plastique sera utilisée (jamais de brosse métallique). En cas d'endommagement accidentel, la membrane peut être facilement réparée par soudure d'une pièce après préparation adéquate de la surface, contrôle du revêtement d'étanchéité et ou de l'étanchéité.

Après toute opération de maintenance (nettoyage



Bitume oxydé
(B01) - Perforation

Oxidised bitumen
(B01) - Perforation

annuel), il est souhaitable de contrôler le revêtement d'étanchéité avant toute nouvelle mise en service. Après cette mise en service, un contrôle de l'étanchéité de l'ouvrage peut être effectué.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Fascicule 74 du CCTG – Construction des réservoirs en béton (décret n° 98-28 du 8/1/1998).
- [2] Annales du BTP – Avril et juin 1999 – L'étanchéité des ouvrages en béton de stockage et de transport de l'eau. B. Ducrot, B. Fargeot, G. Mathieu.
- [3] Recommandations professionnelles mai 1990 – Calcul, réalisation et étanchéité des réservoirs, cuves, bassins, châteaux d'eau enterrés, semi-enterrés, aériens, ouverts ou fermés – Annales ITBTP – n° 496 – Septembre 1990. B. Ducrot, B. Fargeot, G. Mathieu.
- [4] Géomembranes et étanchéité des ouvrages en béton sont destinés au stockage et au transport des liquides. Rencontres 93 – D. Fayoux, G. Mathieu.
- [5] Bilan d'application de membranes d'étanchéité dans les ouvrages hydrauliques en béton. Rencontres 95 - D. Fayoux, G. Mathieu.
- [6] Waterproofing of Concrete Structures for Storage and Transport of Liquids – First international on Geotextiles, Geomembranes – Singapour – Septembre 1994 - D. Fayoux, G. Mathieu.
- [7] Norme NF EN 1508 de novembre 1998. Alimentation en eau – Prescriptions pour les systèmes et les composants pour le stockage de l'eau.
- [8] Application des géomembranes aux ouvrages hydrauliques – Rencontres géosynthétiques 1999 – G. Dubart, D. Fayoux, G. Mathieu, D. Savoye.



Copolymère
éthylène propylène
(EPDM1) -
Essai pelage
joint collé

Ethylene propylene
copolymer
(EPDM1) - Bonded
joint peeling test

ABSTRACT

Geomembrane surfacing for concrete hydraulic structures : damage by high-pressure cleaning

D. Savoye, D. Fayoux, G. Mathieu, Fl. Comte

The experimental research involved subjecting to a high-pressure jet samples of various types (composition, thickness), assembled manually or mechanically. The tests are conducted for various temperature and pressure ranges and with two types of nozzle (flat tip and rotary nozzle), and the samples are placed horizontally, vertically or at right angles on a concrete substrate without an intermediate geotextile.

The purpose of this research is to define procedures for cleaning geomembranes with a high-pressure lance, identify the risks of damage, and define the practical limits of use and wrong manoeuvres to be avoided.

This experimental contribution can make it possible to improve the regulatory maintenance conditions, which are currently very conservative due to the absence of conclusive results.

RESUMEN ESPAÑOL

Revestimiento mediante geomembranas de las estructuras hidráulicas de hormigón : daños derivados de la limpieza por alta presión

D. Savoye, D. Fayoux, G. Mathieu y Fl. Comte

El estudio experimental ha consistido en someter mediante un chorro de alta presión, diversas muestras de distinto género (composición, espesores) ensambladas manual o mecánicamente. Las pruebas se han llevado a cabo según distintos grados de temperatura y de presión y mediante dos tipos de boquillas (chorro plano y chorro giratorio), disponiendo las muestras horizontal y verticalmente o en ángulo recto, sobre un soporte de hormigón, sin intermedio de un geotextil.

Este estudio tiene por objeto definir los procedimientos de limpieza de las geomembranas por lanza de alta presión, evidenciar los riesgos de los daños causados y, finalmente, definir los límites

prácticos de empleo y las falsas maniobras que es preciso evitar.

Esta contribución experimental puede permitir mejorar las condiciones reglamentarias de mantenimiento, que actualmente son sumamente conservadoras, debido a la inexistencia de resultados probatorios.

Emploi des géomembranes hydrauliques

Spécialisé dans l'étanchéité par géomembrane depuis plus de 20 ans, Alkor Draka (groupe Solvay) présente une large gamme de géomembranes : PVC, PEHD, PEBD, PPF. Cette démarche ne répond pas uniquement au souci de pouvoir répondre à des spécifications exigeant tel ou tel type de matériau. Elle est le résultat logique de la connaissance que possède l'entreprise, des produits et de leur utilisation.

Celle-ci considère en effet qu'il n'y a pas de produit universel (les produits ne sont pas interchangeables, mais complémentaires), et qu'il est donc nécessaire d'avoir une gamme de géomembranes suffisamment large pour répondre aux besoins techniques.



Photo 1
Barrage de Codole (1983)
Codole Dam (1983)

Le PVC possède des atouts indéniables pour les applications hydrauliques pour les raisons suivantes :

- ◆ excellente adaptation aux irrégularités du support (une membrane de 1 mm placée sur un caillou isolé de 2,5 cm résiste à une pression d'eau de plus de 60 m) ;
- ◆ soudure facile à exécuter et fiable (large plage de soudabilité, pas d'altération des soudures sous tensions permanentes, possibilité de reprendre une soudure au même endroit) ;
- ◆ soudure des points de détails facile (pistolet à air chaud) ;
- ◆ réparabilité facile : nettoyage à l'eau savonneuse, dégraissage à l'acétate d'éthyle et soudure de la pièce par les moyens classiques ;
- ◆ les plis permanents n'affectent pas la durabilité (point vérifié par des mesures faites sur des membranes prélevées en partie courante et sur des plis permanents exposés en permanence, dans des bassins âgés de 8 ans en Espagne) ;
- ◆ bonne tenue aux U.V. si la formulation est adaptée (cf. paragraphe ci-dessus) ;
- ◆ résistance chimique adaptée aux travaux hydrauliques : il résiste aux bases et acides dilués, (pH compris entre 3 et 12), aux hydrocarbures à faible concentration et aux solvants dilués avec une concentration inférieure à 0,1 % (bassins autoroutiers, bassins de lagunages, stations d'épuration) ;
- ◆ coefficient de frottement nettement plus élevé que le PEHD par rapport au sol ou à un géotextile (frottement PVC/géotextile de l'ordre de 26°, contre 11 à 15° pour le frottement PEHD/géotextile).

Cet article présente une partie de l'expérience d'Alkor Draka dans les géomembranes PVC en travaux hydrauliques.

■ BARRAGE DE CODOLE (CORSE)

Ce barrage, de 29 m de haut, est destiné à l'irrigation. Il a été réalisé en 1981. Il s'agit d'un barrage en enrochement dont l'étanchéité est assurée par une géomembrane en PVC placée sur le parement amont. La pente du parement amont, classique pour ce type d'ouvrage, est de 1,7 horizontal pour 1 vertical. Dans ces conditions, une couche support de l'étanchéité en sable ou graviers non liés, ne serait pas stable. L'Office d'équipement hydraulique de la Corse a retenu de stabiliser cette couche support au bitume plutôt qu'au ciment, à cause des tassements importants qui se produisent généralement dans les structures en enrochements, et des risques de fissuration ou de rupture que cela entraînerait dans une structure rigide.

La géomembrane est composite, constituée par un PVC de 2 mm, associée à un géotextile non tissé de 400 g/m².

La protection est assurée par des dalles de béton coulé en place de 4 m x 5 m, de 0,14 m d'épaisseur, sur un géotextile de 400 g/m² (épaisseur déterminée sur modèle réduit au Cemagref pour une hauteur des vagues de projet : Hs = 1,25 m). Des joints vifs sont laissés entre les dalles pour assurer une évacuation des sous-pressions. Il a été vérifié que l'ensemble géotextile non tissé de 400 g/m² et joints drainants tous les 4 m permettait d'assurer une bonne stabilité, sous l'action des vagues de projet, de dalles d'épaisseur 14 cm (photo 1).

■ CUVETTE DU BARRAGE DE CASTRECCIONI (ITALIE)

Cette étanchéité a été réalisée en 1985-1986 à l'amont d'un barrage en béton, de 55 m de haut, destiné à l'irrigation. Pour limiter les infiltrations sous le barrage, dont les fondations sont constituées par des marnes calcaires relativement perméables, le rideau d'injection est complété par un tapis d'étanchéité amont, disposé sur le fond et les talus de la cuvette et remontant jusqu'à 300 m à l'amont du barrage. Le fond a été réalisé à l'aide d'un tapis d'argile de 3 à 4 m d'épaisseur. Sur les talus, un tel tapis n'aurait pas été stable, les pentes allant de 4/1 (4 horizontal pour 1 vertical) à 1,5/1. L'étanchéité a donc été réalisée sur les talus par une géomembrane en PVC de 1,2 mm, qui descend jusqu'à 30 m au-dessous du niveau maximal de l'eau. La géomembrane, disposée entre

PVC dans les travaux

Daniel Fayoux



INGÉNIEUR ETP
RESPONSABLE ACTIVITÉ
GÉOMEMBRANE
Alkor Draka (groupe Solvay)

deux géotextiles aiguilletés de 400 g/m², est placée sur une couche support en gravillon concassé 4/7 mm. Le raccordement entre la géomembrane et le tapis d'argile est fait sur une risberme située à une cote - 30 m par rapport au niveau des plus hautes eaux. A ce niveau, la membrane est disposée sur une couche d'argile compactée de 1 m et recouverte par 3 m d'argile compactée. Le raccordement à l'extrémité amont du tapis se fait dans une tranchée de plus de 6 m de large et de 3 à 4 m de profondeur.

La protection se présente comme suit :

- ◆ à proximité du barrage (pente comprise entre 1,5/1 et 2,5/1), par dalles de béton reposant sur un géotextile de 400 g/m² ;

- ◆ sur la majeure partie, (pente comprise entre 2,5/1 et 4/1) :

- géotextile de 400 g/m²,

- couche de matériaux alluvionnaires roulés 0/80 mm de 0,5 m d'épaisseur, mise en place à l'avancement, les engins roulant sur une couche d'au moins l'épaisseur finale,

- couche d'enrochements 100/400 mm de 0,65 m d'épaisseur.

Une risberme intermédiaire est située à 15 m en dessous du niveau des plus hautes eaux, pour faciliter l'approvisionnement des matériaux de protection et assurer une meilleure stabilité de cette couche (photo 2).

■ BASSIN DE BARLOVENTO (CANARIES)

Ce bassin est situé dans l'île de la Palma, en bordure de mer, à 700 m d'altitude. Il est destiné à l'irrigation. L'étanchéité de l'ouvrage, initialement réalisée par des matériaux naturels en 1976, n'a jamais fonctionné. En effet, l'étanchéité des 6 m d'argile volcanique compactée était profondément altérée par des fissures de retrait. Ces fissures ne pouvaient pas se refermer lors d'une mise en eau, l'écoulement de celle-ci les maintenant ouvertes.

Toutes les tentatives pour restaurer l'étanchéité de cette couche d'argile ont échoué. L'étanchéité a donc été refaite en 1991/1992 à l'aide d'une géomembrane en PVC.

Les caractéristiques principales de l'ouvrage sont :

- ◆ capacité : 5,5 millions de m³ ;

- ◆ superficie : 250 000 m² (fond : 80 000 m² ; talus : 170 000 m²) ;

- ◆ profondeur maximale étanchée : 27 m.



Structure en fond de bassin

Géomembrane PVC homogène 1,5 mm, non protégée, disposée sur un géotextile aiguilleté de 280 g/m², une couche support de sable compactable de 0,1 m, un géotextile aiguilleté de 500 g/m², une couche drainante de 0,4 m, complétée par un réseau de collecteur et exutoires, et un géotextile aiguilleté de 500 g/m², imprégné d'une émulsion de bitume pour respecter les conditions de filtre par rapport au support argileux. Cette structure a été étudiée en prévision de tassements différentiels pouvant atteindre 1 m.

Une auscultation du fond de bassin est assurée par une série de tassomètres et de piézomètres.

■ Structure sur talus (pente : 2,75/1)

Les talus sont revêtus sur une hauteur de 20 m par une géomembrane non protégée en PVC armé 1,5 mm, placée sur un géotextile aiguilleté de 500 g/m² et une couche de béton poreux. Celle-ci assure, outre le drainage sous la membrane, la résistance mécanique du support à l'action des vagues (fetch de l'ordre de 600 m). La stabilité au vent est obtenue par des ancrages en tranchée : ancrage en tête, ancrage en pied, et trois à quatre ancrages intermédiaires sur talus. L'ouvrage a subi de fortes tempêtes avec des vents de plus de 140 km/h, sans dommage (photo 3).

La géomembrane fait l'objet d'un suivi régulier par l'administration espagnole et se comporte de façon très satisfaisante. Les résultats sont reportés ci-après dans le paragraphe relatif au comportement à long terme des géomembranes PVC.

■ BARRAGE DE L'ÉCHAPRE À FIRMINY (LOIRE)

Ce barrage est un barrage poids en maçonnerie légèrement arqué construit en 1895 pour l'alimentation en eau de la ville de Firminy. Sa hauteur

Photo 2
Cuvette du barrage de Castreccioni

Reservoir basin of the Castreccioni Dam

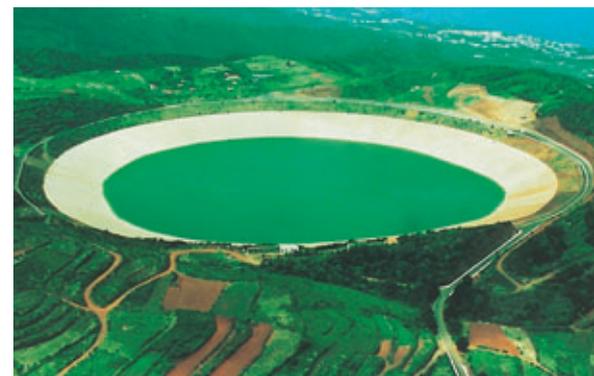


Photo 3
Bassin de Barlovento ; vue de l'ouvrage terminé

Barlovento Basin ; view of the completed structure

► au-dessus du terrain naturel est de 34,1 m, la longueur du couronnement est de 160 m et son rayon de courbure 350 m. Des infiltrations dans la maçonnerie et les fondations pouvaient altérer à terme la sécurité de l'ouvrage. L'étanchéité a été reprise en 1997 de la façon suivante :

- ◆ dans les fondations : par un voile d'injection et un rideau de drainage à l'aval de celui-ci;
- ◆ sur le parement amont, par une géomembrane PVC de 2 mm d'épaisseur, armée par une grille polyester 3 x 3, et associée à chaud à un géotextile non tissé de polyester de 500 g/m². Un drainage est assuré derrière cette géomembrane par une géogrille en PEHD. L'ensemble est fixé par des plats verticaux en résine 59 x 8 mm répartis tous les 2 m. L'étanchéité de la fixation est assurée par une bande de membranes soudée en couvre-joint. La géomembrane est ancrée en pied sur une plinthe en béton armé (photo 4).

Photo 4
Barrage de l'Echappre.
Vue du chantier
pendant la pose
de la géomembrane

Echappre Dam. View of the site during laying of the geomembrane



■ COMPORTEMENT À LONG TERME DES GÉOMEMBRANES PVC

La tenue aux U.V. des géomembranes PVC peut varier très largement en fonction de la formulation des géomembranes.

D. Cazzuffi a publié les résultats de l'auscultation des géomembranes en PVC exposées sur des barrages en Italie, depuis parfois plus de 20 ans, et qui continuent à assurer leur fonction sans problème.

Auscultation de l'ouvrage de Barlovento

Sur l'ouvrage de Barlovento, situé pratiquement sous les tropiques, des prélèvements sont effectués régulièrement sur les parties exposées aux U.V. de la géomembrane et soumis à différentes analyses, les plus parlantes étant les pertes en plastifiant. La teneur initiale en plastifiant était de 35 % du poids total. On considère que la géomembrane remplit sa fonction dans un bassin jusqu'à une teneur en plastifiant de 20 %. Dans ce

cas entre 1991 et 2000, la teneur a donc varié de façon sensiblement linéaire avec le temps. La teneur en plastifiant en 2000, sur la zone la plus exposée située sur le couronnement, est de 29,4, ce qui assure encore une longue durée de vie.

Un autre point est à souligner : la géomembrane est ancrée sur talus, dont le rampant fait 70 m, sur quatre tranchées d'ancrages subhorizontales destinées à reprendre les efforts dus au vent. La géomembrane est donc coupée et soudée sur ces quatre lignes d'ancrages. Ces soudures se comportent bien à long terme, même pendant les épisodes de tempête où le bassin n'est pas rempli.

Autre ouvrage

Il faut également ajouter à ces références un ouvrage modeste, récemment contrôlé de 18 ans d'âge : une fosse à lisier sur la commune de Marcay (près de Poitiers) :

- ◆ taille : 2 000 m²;
- ◆ profondeur : 6 m;
- ◆ géomembrane PVC 1 mm, placée directement sur le support;
- ◆ année de construction : fin 1981 - début 1982.

Support et mise en œuvre

Le bassin a été construit de façon rustique comme la plupart des ouvrages similaires construits à cette époque ; la finition du support est sommaire, quelques cailloux font saillie et aucun géotextile n'a été interposé entre le sol et la géomembrane.

La géomembrane a été mise en place sous forme de panneaux préfabriqués, ce qui entraîne la présence de soudures parallèles aux lignes de niveau sur talus (photo 5).

Constatations, aspect de la géomembrane

Globalement, après 18 ans, l'examen du bassin démontre l'excellente tenue de la géomembrane PVC aux rayonnements U.V., ainsi qu'aux effets de traction, déformation et poinçonnement permanent :

- ◆ la géomembrane ne présente aucune perforation ni rupture fragile;
- ◆ les soudures parallèles aux lignes de niveau ne présentent aucune altération, même en haut de talus, ce qui découle des caractéristiques rhéologiques du PVC-P;
- ◆ les zones mises en tension au niveau des cailloux en saillie ne sont pas perforées, même après 18 ans;
- ◆ température lors des visites : environ 0 °C le 22 janvier 1999 et 5 °C le 29 janvier 1999.

■ CONCLUSIONS

Les caractéristiques des géomembranes PVC sont très appréciées lors de la mise en œuvre, en par-



Photo 5
Fosse à lisier de Marçay équipée de la géomembrane PVC

Marcay slurry pit fitted with the PVC geomembrane

ticulier pour les ouvrages hydrauliques. Les points forts de ce matériau sont :

- ◆ sa déformabilité, permettant une bonne adaptation aux irrégularités support sous l'effet de la pression de l'eau ;
- ◆ une bonne résistance au poinçonnement lors du remblaiement d'une couche de protection ;
- ◆ son excellente soudabilité et la facilité d'exécution des détails ;
- ◆ la résistance des parties courantes et des soudures sous déformation ou efforts permanents et le bon comportement à long terme des soudures horizontales sur talus ;
- ◆ un coefficient de frottement élevé (26° sur un géotextile humide en contact avec des matériaux fins) permettant une bonne tenue des couches de protection granulaires sur talus.

L'examen des ouvrages décrits ci-dessus montre que, lorsque leur formulation est adaptée à l'ouvrage, ces géomembranes ont aussi une bonne durabilité dans des conditions d'environnement (U.V., actions mécaniques ou hydrauliques) sévères.

ABSTRACT

Use of PVC geomembranes in hydraulic works

D. Fayoux

A specialist in geomembrane waterproofing for more than 20 years, Alkor Draka (Solvay group) has a broad range of geomembranes : in PVC, HDPE, LDPE and PPF. This policy is not merely due to a concern for being able to meet specifications demanding such or such a type of material. It is the logical result of the firm's knowledge of the products and their use. This is because the firm considers that there is no universal product (products are not interchangeable, but complementary), and that it is therefore necessary to have a sufficiently broad range of geomembranes to meet technical requirements.

RESUMEN ESPAÑOL

Utilización de las geomembranas de PVC en las obras hidráulicas

D. Fayoux

Empresa especializada en la impermeabilización por geomembranas desde hace más de veinte años, Alkor Draka (grupo Solvay) presenta una amplia línea de geomembranas : PVC, PEHD, PEBD y PPF. Este enfoque no sólo corresponde al afán de poder respetar a las especificaciones que exigen uno u otro tipo de material, puesto que constituye el resultado lógico del conocimiento que la empresa posee, tanto de los productos como de su empleo. Efectivamente, esta empresa considera que no existe ningún producto universal (los productos no son intercambiables, sino, mejor aún, complementarios) y que, por consiguiente, es preciso disponer de una línea de geomembranas suficientemente amplia para responder a las necesidades técnicas.

Géomembrane bitumineuse

Une solution adaptée à des

Dans les réhabilitations de décharges ou alvéoles de stockage définitif de déchets, les couvertures étanches doivent non seulement être très durables mais aussi résister à des sollicitations mécaniques importantes dues au tassement différentiel des matières stockées. Quand ces matières sont de plus constituées de boues instables par nature, le choix du dispositif d'étanchéité par géomembrane mérite une attention particulière et les entreprises doivent faire face à des conditions de chantier difficiles.

L'utilisation de dispositifs d'étanchéité par géomembranes est désormais courant dans le domaine des travaux publics : pas de nouvelles alvéoles de centres de stockages de déchets sans étanchéité, pas d'aménagements routiers sans bassins et fossés étanches... La loi sur l'eau est systématiquement prise en compte dans les nouveaux projets.

L'expérience acquise est maintenant grande quant à l'utilisation des géosynthétiques, leur assemblage complexe réalisé en usine ou in situ et l'incorporation de ces "sandwiches" constitués de géotextiles, géomembranes et couches de drainage dans une structure de chaussée, par exemple.

Il reste pourtant un domaine dans lequel la connaissance imparfaite des données géotechniques et chimiques du site rend difficile la conception du dispositif d'étanchéité par géomembrane : il s'agit des couvertures de stockage de déchets ou des réhabilitations de sites pollués.



En effet, en l'absence de données précises sur les matériaux stockés et sur la façon dont ils ont été mis en place, il est parfois difficile d'appréhender les risques de tassements différentiels et les contraintes mécaniques auxquelles seront soumis les géosynthétiques, tout en sachant que ces contraintes sont le plus souvent importantes.

Destiné à limiter les échanges entre les produits stockés et l'environnement, en maîtrisant les infiltrations des eaux météoriques et les émissions de gaz, le dispositif de couverture doit également permettre un réaménagement du site pouvant aller d'une simple végétalisation jusqu'à l'implantation de nouvelles activités (infrastructures, bâtiments...).

Cela justifie donc un soin particulier dans le choix des matériaux employés et leur capacité à satisfaire à un cahier des charges exigeant, prenant généralement en compte pour le dimensionnement du dispositif d'étanchéité par géomembranes des critères :

- ◆ d'étanchéité à l'eau : il s'agit bien entendu de la fonction essentielle ;
- ◆ d'étanchéité aux gaz pour la maîtrise des flux de biogaz ;
- ◆ de résistance aux sollicitations mécaniques globales ou localisées, en particulier les effets des tassements différentiels ;
- ◆ de stabilité sur pente, notamment sur celles prévues pour le réaménagement du site ;
- ◆ de durabilité puisqu'il s'agit d'ouvrages définitifs.

C'est à ce type de problématique qu'a été confrontée la société Tredi à son usine de Hombourg (Haut-Rhin). En effet cette société dont l'activité consiste à regrouper et traiter des DIS (déchets industriels spéciaux acides, alcalins, chromatés, cyanurés...) reçoit chaque année 36 000 t de déchets en vue de leur traitement physico-chimique dans l'usine ou de leur élimination sur des filières externes par incinération ou enfouissement profond. Le process mis en œuvre par la société Tredi la conduit à générer des boues d'hydroxydes métalliques inertes qu'elle doit isoler et stocker dans des "lagunes" ou alvéoles, équipées de dispositifs équivalents à ceux des décharges de classe 1.

L'alvéole faisant l'objet de cet article étant totalement remplie, il a été décidé de la réhabiliter en la couvrant d'un dispositif d'étanchéité et de terre végétale, et en enfouissant ainsi les boues de façon définitive. Constituées de matériaux très fins gorgés d'eau, ces boues ont formé avec le temps une croûte de surface solidifiée reposant sur une masse déformable et de faible portance.

De plus, le choix a été fait lors de la conception de l'ouvrage de constituer un fossé périphérique sur la zone de stockage elle-même, d'un volume suffisant pour collecter les eaux de ruissellement en cas d'épisode orageux, et les stocker temporairement avant de les envoyer dans un bassin tampon selon un débit maîtrisé, afin ne pas engorger le système de traitement des eaux de l'usine.

On comprend que pour la réalisation des 17 000 m² de couverture de ce stockage, le choix du dispositif d'étanchéité par géomembrane a été précédé d'un examen attentif de ses performances.

■ UNE GÉOMÉMBRANE BITUMÉ-ÉLASTOMÈRE-SBS – UN CHOIX RÉFLÉCHI

C'est sur ce type de matériaux, et en particulier le Teranap GTX 300 de Siplast-Icopal, réalisé par

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Société Tredi à Hombourg

Entreprise d'étanchéité

Galopin EGC à Wittenheim (Haut-Rhin)

Fabricant

Siplast-Icopal à Paris

Usine de Mondoubleau (Loir-et-Cher)

en couverture de stockage conditions difficiles

Benoît Steiner
RESPONSABLE
DU DÉPARTEMENT
GÉNIE CIVIL
Siplast-Icopal



contre-collage en usine de la géomembrane Teranap 331 TP de 3,5 mm d'épaisseur et d'un géotextile anti-poinçonnant de 300 g/m², que la société Tredi et l'entreprise Galopin EGC ont arrêté leur choix.

Étanchéité à l'eau

Les essais réalisés sur la géomembrane en bitume élastomère Teranap 431 TP conduisent à des perméabilités de l'ordre de 5.10^{-14} m/s. En prenant en compte des conditions de gradient de pression identique (200 kPa), il est possible d'apprécier l'efficacité de l'étanchéité de cette géomembrane en comparant les flux d'eau par unité de surface au travers de la géomembrane et au travers d'une couche d'argile caractérisée par une conductivité hydraulique $k = 10^{-9}$ m/s. Le calcul donne une valeur de flux de 5.10^{-10} m³/(m².s) pour le Teranap TP et 4.10^{-9} m³/(m².s) pour une couche d'argile de 5 m d'épaisseur.

La géomembrane bitumineuse présente donc un flux d'eau environ dix fois plus faible qu'une couche de 5 m d'épaisseur d'argile.

Étanchéité aux gaz

Les tests réalisés au laboratoire Betec, St-Paul (USA) – selon norme ASTM D1434, procédure 5 – ont montré que la géomembrane bitumineuse est une barrière très efficace contre le passage des principaux constituants gazeux du biogaz émis par les déchets ménagers (CO₂, N₂ et CH₄).

Résistance aux sollicitations mécaniques

Le trait caractéristique des géomembranes bitumineuses c'est leur armature (généralement, un géotextile non tissé en polyester), apportant les performances mécaniques, imprégnée à cœur et enduite d'un liant élastique en bitume élastomère-SBS qui confère à la géomembrane son étanchéité et en assure le maintien durable même en cas de forte déformation permanente sous contrainte. De nombreuses études ont permis de valider la déformabilité, la résistance aux tassements différentiels et la tenue à long terme des géomembranes sous contraintes ; citons en particulier celle réalisée en 1992 par le CEBTP à la demande de l'Andra, l'une des plus significatives (essai réalisé avec prétension de 14 % d'allongement et vieillissement accéléré pendant un an en enceinte à 60 °C – ce



Vue aérienne
du chantier
Aerial view
of the site



qui équivaut à 40 ans sur site), qui confirme qu'une géomembrane Teranap TP évolue peu sous tension permanente.

De même des essais d'éclatométrie réalisés selon le standard américain montrent qu'un échantillon de géomembrane bitume élastomère-SBS, pris dans un mors de 50 cm de diamètre et soumis à une pression en sous-face le déformant de 25 %, conserve ses propriétés d'étanchéité.

Stabilité sur pente

Les géomembranes bitumineuses présentent des angles de frottement d'interface très favorables qui permettent de travailler sans dispositifs spéciaux pour maintenir les terres jusqu'à des pentes de 2/1 (26°) avec des hauteurs de talus allant jusqu'à 10 m de hauteur.

Durabilité

Les qualités des membranes d'étanchéité manufacturées à base de bitume élastomère-SBS sont connues depuis plusieurs décennies et ont été mises en valeur en particulier dans des applica-



tions d'étanchéité de toiture, de barrages ou d'ouvrages d'art routiers et rail. Les données qui continuent encore aujourd'hui d'être accumulées, confortées par les nombreuses études de vieillissement accéléré, confirment l'excellent comportement à long terme des géomembranes bitumineuses.

Des conditions de chantier difficiles

Au-delà du choix du dispositif d'étanchéité par géomembrane, les travaux de mise en œuvre ont dû être effectués pendant l'hiver 2001-2002, dans des conditions climatiques particulièrement défavorables : froid, vent et pluie.

L'entreprise qui a réalisé le reprofilage du site a dû utiliser une pelle spéciale, équipée de façon à présenter une portance suffisante pour ne pas s'enfoncer dans la boue. On imagine aisément que la création du fossé périphérique dans la zone d'emprise du stockage a nettement compliqué le terrassement d'un matériau déjà déformable en lui-même.

L'entreprise Galopin EGC qui a ensuite mis en œuvre la géomembrane Teranap GTX 300 a été contrainte, pour permettre l'approche des rouleaux d'étanchéité – 1,3 t chacun en 4 m de laize – d'établir, en tête de tout le talus périphérique, une piste de roulement en déroulant une géomembrane PEHD (Geonap de Siplast-Icopal) de 5 m de largeur, et d'utiliser des engins chenillés pour l'approvisionnement. Les lés de géomembrane ont ainsi pu être disposés en ménageant des joints de recouvrements de 20 cm que l'entreprise Galopin EGC a soudés avec un chalumeau à gaz.

Malgré les conditions climatiques difficiles, les travaux ont pu être réalisés en quinze jours.

Les fossés sont ainsi prêts à être comblés avec des matériaux drainants qui serviront également de butée en pied pour la terre végétale devant être in fine mise en œuvre sur la couverture.

ABSTRACT

**Bituminous geomembrane as roofing for storage area
An appropriate solution for difficult conditions**

B. Steiner

When performing rehabilitation of dumps or cells for final storage of wastes, the sealed covers must not only be very durable but also resist major mechanical loading due to differential subsidence of the materials stored. When these materials, moreover, consist of sludges which are unstable by nature, the choice of a geomembrane sealing system deserves special attention and the contractors have to cope with difficult site conditions.

RESUMEN ESPAÑOL

**Geomembrana bituminosa como cubierta de productos almacenados
Una solución adaptada a condiciones difíciles**

B. Steiner

Al proceder a las rehabilitaciones de vertederos o alvéolos de almacenamiento definitivo de residuos, las cubiertas impermeables no sólo deben ser sumamente duraderas, sino también resistir a importantes solicitaciones mecánicas derivadas del asentamiento diferencial de las materias almacenadas. Además, cuando estas materias están compuestas por lodos inestables por su propia naturaleza, la opción del dispositivo de impermeabilización por geomembrana merece poner particular atención ya que las empresas tienen que hacer frente a condiciones de obra difíciles.

Couvertures flottantes

Applications en réservoirs d'eau potable et bassins industriels

Les géomembranes sont couramment utilisées en étanchéité en fond de bassin et de réservoirs. Mais on peut aussi les employer pour recouvrir ces bassins, soit pour protéger le contenu contre l'évaporation et la pénétration d'impuretés ou d'eau de pluie, soit pour éviter la diffusion de gaz ou d'odeurs. La géomembrane assurant cette couverture flotte à la surface du bassin. Sa surface va donc être variable en fonction du niveau de l'eau dans le bassin, ce qui implique de localiser la surface en excédent dans des plis. On emploie donc des membranes spécifiques qui doivent être souples et susceptibles d'être pliées et dépliées. C'est le cas notamment des géomembranes en PVC Alkorplan®, armées de grilles polyester. L'article présente en détail cette technique ainsi que des chantiers réalisés par Griltex, concernant des bassins d'eau potable ou des bassins industriels.

■ PRÉSENTATION

Les géomembranes sont utilisées de façon habituelle pour assurer l'étanchéité des bassins et réservoirs. Une couverture étanche de ces bassins peut s'avérer utile ou nécessaire dans un certain nombre de cas :

- ◆ stockage d'eau potable : la couverture permet de maintenir la propreté de l'eau et d'éviter toute pollution ;
- ◆ stockage de saumure concentrée ou de solutions chimiques ou salines, pour éviter leur dilution par l'eau de pluie ;
- ◆ protection de l'environnement contre des émissions de gaz ou de mauvaises odeurs. Dans ce cas un dispositif spécial de drainage et de récupération des gaz doit compléter le dispositif de couverture.

Une couverture flottante est constituée par une géomembrane souple de même dimension que la géomembrane d'étanchéité. Elle est disposée en fond de l'ouvrage. Le liquide est introduit entre les deux membranes. La couverture flotte alors à la surface du liquide. Du fait de sa variation de géométrie lors du remplissage, la couverture présente une surface en excès qui s'accroît au fur et à mesure du remplissage. Cette surface en excès est localisée dans des plis, dont l'emplacement est fixé par des lignes de lests et de flotteurs. Ces dispositions peuvent varier d'un ouvrage à l'autre. La géomembrane est fixée en crête pour résister aux sollicitations dues au vent. La couverture peut en outre être recouverte par une lame d'eau. Un dispositif doit être prévu pour permettre l'évacuation des eaux de pluie en excédent sur la couverture, soit par pompage, soit par écoulement gravitaire. Des dispositifs d'évacuation des gaz qui peuvent s'accumuler sous la couverture, par désaération de l'eau par exemple,

doivent aussi être prévus. Enfin, une trappe d'accès permettant d'aller entre la couverture et la géomembrane d'étanchéité en fond de bassin peut être prévue pour la maintenance.

Cet article présente un certain nombre de couvertures flottantes réalisées avec des géomembranes PVC Alkorplan® fabriquées par Alkor Draka et mises en œuvre par la société Griltex.

Alkor Draka, filiale du groupe Solvay, produit et distribue une gamme complète de géomembranes PVC, PEHD, PEBD et PP. La société Griltex qui comprend un département "Etanchéité" – et qui est un des leaders français dans cette activité – (bassins, réservoirs, centre de stockage de déchets) a développé un savoir-faire particulier en matière de couvertures flottantes.

■ RÉSERVOIRS D'EAU POTABLES

Deux réservoirs d'eau potable ont été réalisés en Corse à l'aide de géomembrane et de couverture flottante. L'un a une surface de 10 000 m² soit une capacité de 60 000 m³ (réalisation 1994) à Rogliano, l'autre de 6 000 m², soit une capacité d'environ 30 000 m³ (réalisation 2001) à Ersa.

Ces réservoirs sont situés dans le Cap Corse. Cette région est sèche en été, à une période où les touristes et les Corses vivant habituellement sur le continent viennent en grand nombre. L'alimentation en eau potable se fait essentiellement par stockage des eaux recueillies en hiver, en particulier en décembre et janvier. Le principe consiste à traiter l'eau immédiatement et à la stocker jusqu'à la saison touristique estivale. L'eau qui doit conserver toutes ses qualités, bactériologiques et gustatives, doit être protégée de toute dégradation (poussière, débris végétaux et animaux divers), pro-

Daniel Fayoux



INGÉNIEUR ETP
RESPONSABLE ACTIVITÉ
GÉOMEMBRANE
Alkor Draka (Groupe Solvay)

Faust Ferand

RESPONSABLE DU DÉPARTEMENT
ETANCHÉITÉ
Griltex

Photo 1

Bassin de Rogliano (Corse). Vue de la couverture en fin de chantier. En sombre, les lignes de lest bordées par deux lignes de flotteurs. On distingue aussi les lignes de lestages provisoires sur les talus. Elles sont enlevées au moment de la mise en service

Rogliano Basin (Corsica). View of the cover at the end of the project. The dark areas are the ballast lines bordered by two lines of floats. One can also make out the provisional ballast lines on the slopes. They are removed at the time of commissioning



Photo 2

Réservoir vide d'eau potable à Ersa (Corse). Ici, la couverture repose sur la membrane d'étanchéité en fond de bassin

Empty drinking water reservoir in Ersa (Corsica). Here, the cover rests on the waterproofing membrane at the bottom of the basin



Photo 3

Réservoir plein d'eau potable à Ersa (Corse). On observe les lignes de flotteurs correspondant aux pieds de talus et celles correspondant aux angles du bassin. Dans le fond, les trappes de visite

Reservoir full of drinking water in Ersa (Corsica). One observes the float lines corresponding to the bases of slopes and those corresponding to the basin corners. In the background, the inspection manholes



Photo 4

Couverture du bassin de Caresse. Si la saumure est diluée, la cavité s'agrandit progressivement par dissolution du sel, avec risque d'effondrement

Cover of Caresse Basin. If the brine is diluted, the cavity is gradually enlarged by dissolution of the salt, with a risk of collapse



lification d'algues et micro-organismes, développement de goûts indésirables, et évaporation. L'eau est livrée à la consommation, après 6 à 8 mois de stockage, après un traitement léger (ozonation-chloration).

La solution traditionnelle, très onéreuse pour les communes concernées, consiste à faire des réservoirs en béton armé ou précontraint, avec une couverture de même type, reposant sur des poteaux dès que la surface est importante.

Une autre solution plus économique a été mise en œuvre à l'initiative de l'Office d'équipement hydraulique de la Corse. Elle consiste à réaliser des bassins en terre étanchés par une géomembrane PVC de 1,5 mm, de formulation agréée pour l'eau potable, et à les recouvrir d'une géomem-

brane Alkorplan® en PVC armée d'épaisseur 1,2 mm, spécialement formulée à cet effet.

Cette technique ayant démontré sa fiabilité sur le bassin de Rogliano, il a été décidé de réaliser le deuxième ouvrage d'Ersa suivant le même principe. Le coût de la couverture flottante de Rogliano (10 000 m²) s'établit à 1 360 000 F HT (valeur 1994) soit environ 7 % du prix de la couverture lourde en béton réalisée sur un ouvrage similaire en 1980. Sur le plan pratique, les gorges de mise en tension (plis) sont matérialisées par des lignes de lest (boudins souples en membrane remplis de sable) disposées en rectangle légèrement en retrait des pieds de talus. Ce dispositif est complété par deux rangées de flotteurs parallèles au lest (photo 1). Ces flotteurs ne sont utiles qu'en cas de forte submersion de la couverture par les eaux de pluie. Pour ces bassins corses, un système de vidange gravitaire évite a priori ce phénomène. Des trappes de visites pour la maintenance ont été prévues sur les deux ouvrages. Elles sont bien visibles en particulier sur les photos d'Ersa (photos 2 et 3).

■ BASSINS INDUSTRIELS

Bassin de Caresse

Ce bassin est associé à un stockage de gaz liquéfié dans une cavité creusée dans une couche de sel. Lorsqu'il est prélevé, le gaz est remplacé par un volume égal de saumure à saturation. Si la saumure n'est pas saturée, par suite de dilution par la pluie par exemple, il y aura dissolution du sel de la cavité, et par suite son agrandissement suivant une forme non contrôlée, avec, à terme risque de perte de stabilité. Si la saumure est stockée à l'air libre, un dispositif de reconcentration, consommateur d'énergie, est nécessaire. Une couverture flottante permet de maintenir la concentration du sel sans consommation d'énergie. La photo 4 montre un bassin couvrant 7 000 m² sur 5 m de profondeur réalisé en 2000 pour cette application. La couverture flottante, constituée d'une géomembrane en PVC 1,2 mm armée, présente la même structure générale que celle qui équipe les bassins d'eau potable en Corse; ici toutefois, elle est volontairement placée sous un film d'eau de 10 à 20 cm, ce qui assure une parfaite stabilité au vent ainsi que la protection de la géomembrane. Les excédents d'eau sont évacués par pompage.

Bassin Comurhex près de Narbonne

L'entreprise Comurhex stocke des sels minéraux qu'elle concentre avant élimination. Là encore, toute contamination par l'eau de pluie doit être évitée. Patrick Grias, chargé d'affaires, expose le choix de Griltext pour cette application :

"Sur cette surface de 30 000 m² nous avons choisi une membrane PVC Alkor Draka 12/10^e armée pour deux raisons : d'abord le PVC est suffisamment souple pour accepter les déformations et monter de 0 à 1,5 m en gardant une surface plane, à l'inverse du polyéthylène ; ensuite, il s'agit d'une membrane armée, ce qui assure sa résistance aux nombreuses sollicitations mécaniques auxquelles elle est soumise ; enfin elle présente une résistance chimique satisfaisante par rapport au produit stocké".

Ce bassin a également été réalisé en 2000. Malgré une surface quatre fois plus importante, la conception et les dispositions de la couverture flottante sont les mêmes que pour le bassin de la Carresse y compris sa protection par une faible épaisseur d'eau (photo 5).



Photo 5
Bassin Comurhex. Protection des sels minéraux.
Une mince couche d'eau recouvre la membrane et apporte une protection complémentaire

Comurhex Basin. Protection of mineral salts.
A thin coat of water covers the membrane, providing additional protection

■ CONCLUSIONS

La réalisation de couvertures flottantes par géomembranes PVC armées s'avère fiable et économique. Elle permet de résoudre un certain nombre de problèmes comme l'évaporation par exemple. Par ailleurs, elle est bien adaptée pour :

- ◆ maintenir propre une eau potable stockée, même sur une longue période de l'ordre de 8 mois ;
- ◆ maintenir la concentration de solutions salines ;
- ◆ récupérer des gaz et des odeurs (dans ce cas, des dispositifs spéciaux de collecte et d'évacuation des gaz doivent être prévus).

ABSTRACT

Floating covers. Applications in drinking water reservoirs and industrial basins

D. Fayoux, F. Ferrand

Geomembranes are commonly used as waterproofing at the bottom of basins and reservoirs. But they can also be used to cover these basins, either to protect the contents against evaporation and penetration of impurities or rainwater, or to prevent the dissemination of gases or smells. The geomembrane ensuring this coverage floats on the surface of the basin. Its surface area will therefore vary according to the level of the water in the basin, which implies localising the excess surface area in folds. Special membranes are used, therefore, which must be flexible and capable of being folded and unfolded. This is the case in particular for Alkorplan[®] PVC geomembranes, reinforced with polyester grids. The article describes in detail this technique and the projects performed by Griltex, concerning drinking water reservoirs or industrial basins.

RESUMEN ESPAÑOL

Cubiertas flotantes. Aplicaciones para depósitos de agua potable y balsas industriales

D. Fayoux y F. Ferrand

Las geomembranas se emplean corrientemente para obtener la impermeabilización del fondo de balsas y de depósitos. Pero, también se pueden utilizar para recubrir estas balsas, ya sea para proteger su contenido contra la evaporación y la penetración de impurezas o del agua de lluvia, e incluso, para evitar la dispersión de gases o de olores. La geomembrana que permite obtener esta cubierta flota en la superficie de la balsa. Por consiguiente, su superficie habrá de ser variable acorde al nivel del agua en la balsa, lo que impide localizar la superficie sobrante en los pliegues. Por consiguiente, se hace uso de membranas específicas que deben ser flexibles y capaces de ser plegadas y desplegadas. Así ocurre, fundamentalmente, con las geomembranas de PVC Alkorplan[®] armadas

mediante rejillas de poliéster. El artículo presenta detalladamente esta técnica, así como las obras ejecutadas por Griltex, relativas a las balsas de agua potable o las balsas industriales.

Trois nouveaux barrages de filtration géotextile

Le premier barrage en terre équipé de géotextiles de filtration a été construit en France en 1970. Cet ouvrage de référence a permis d'analyser le comportement à long terme des géotextiles. Les règles de dimensionnement ont été améliorées et des systèmes de filtration plus fiables ont été développés. Ces produits ont été utilisés dans la construction de trois barrages récents et dans la réhabilitation d'un ancien ouvrage.

■ BARRAGE DE SIDI M'HAMED BEN TAIBA (ALGERIE)

L'agence nationale des barrages algérienne (ANB) a décidé la construction de ce grand barrage pour l'alimentation en eau et l'irrigation de la région de Ain Defla, à environ 150 km au sud-ouest d'Alger. Le centre d'ingénierie hydraulique (CIH) d'EDF est

en charge des études d'exécution et du contrôle sur site. L'entreprise Cosider a débuté les travaux en 1998, pour une fin prévue en 2003.

Le barrage d'une hauteur de 64 m, correspondant à un volume de remblai d'environ 2,5 millions de m³, aura une capacité de stockage totale de 75 millions de m³. La géologie du sous-sol est très complexe, avec notamment des passes de matériaux fins et des zones fissurées.

La coupe générale du barrage est indiquée sur la figure 1. Le barrage principal est construit autour d'un noyau argileux central de 64 m de haut, adossé de part et d'autre à deux remblais en gravier et en enrochements (le d₅₀ du remblai varie entre 5 et 100 mm). Un revêtement externe en gros enrochements protège le parement amont du barrage.

Le pied du remblai amont s'appuie sur un batardeau de 22,5 m de haut réalisé avec le même matériau de remblai. Un écran d'étanchéité argileux est placé en masque amont sous le revêtement externe réalisé en enrochements de 500 kg environ maximum.

Le système de drainage du barrage consiste en :

- ◆ un tapis drainant sous le remblai aval du barrage principal ;
- ◆ des cheminées drainantes verticales de part et d'autre du noyau argileux ;
- ◆ des tranchées de drainage horizontales placées à deux niveaux à l'intérieur du remblai amont du barrage principal.

Des systèmes de filtration géotextile bicouche bidim F70 (GT3 du tableau I) ont été installés de part et d'autre de l'écran argileux. Leurs caractéristiques de filtration et de résistance à l'endommagement

Figure 1
Coupe schématique du barrage de Sidi M'Hamed Ben Taiba (en haut) et du batardeau amont (en bas)
Schematic cross section of Sidi M'Hamed Ben Taiba Dam (top) and the upstream cofferdam (bottom)

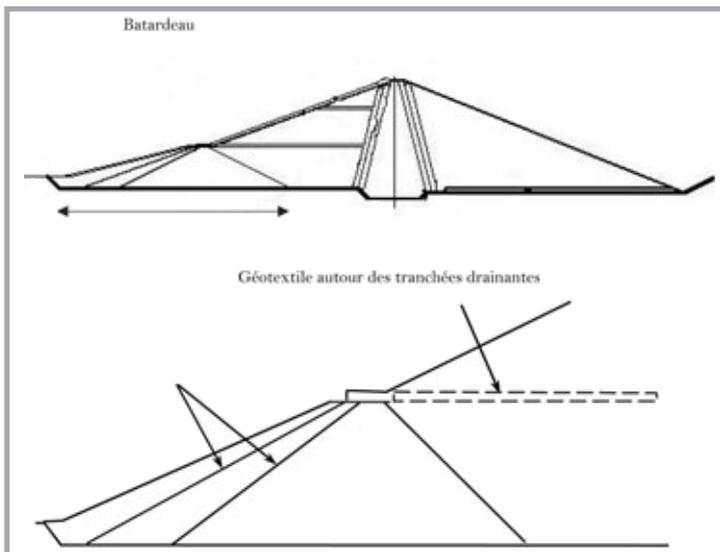


Figure 2
Vue aérienne du barrage de Dzoumogné en cours de construction. Au premier plan, le parement amont et la mise en place du système de filtration géotextile (en clair) sous le revêtement en enrochements

Aerial view of Dzoumogné Dam undergoing construction. In the foreground, the upstream facing and laying of the geotextile filtration system (light-coloured) under the rockfill surfacing



Figure 3
Coupe schématique du barrage de Dzoumogné
Schematic cross section of Dzoumogné Dam

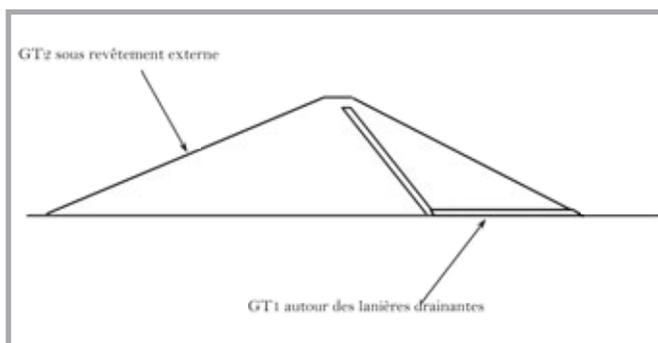


Figure 4
Construction d'une lanière drainante sous le barrage de Dzoumogné avec système de filtration en pourtour (en clair)

Construction of a draining strip under Dzoumogné Dam with peripheral filtration system (light-coloured)



équipés de systèmes bicouche

ont été définies à partir des caractéristiques des enrochements de la couche de revêtement externe. Un second système de filtration Bidim a été utilisé autour des tranchées drainantes horizontales : les contraintes de mise en place étant moins fortes, il s'agit d'un système monocouche non protégé dont les caractéristiques de résistance au poinçonnement ont été jugées suffisantes.

Ces systèmes de filtration non-tissés ont été choisis car ils apportent des réponses pragmatiques au concepteur et à l'entreprise : en particulier, ils offrent à la fois une solution économique au problème de filtration dans cette zone géographique, ainsi que l'assurance de caractéristiques produit homogènes, constantes et certifiées.

■ BARRAGE DE DZOUMOUGNE (ILE DE MAYOTTE)

Ce barrage en terre a été construit en 2000 par l'entreprise Colas Océan Indien pour le compte de la collectivité territoriale de Mayotte. Il est utilisé pour l'alimentation en eau de l'île. Sa capacité de stockage maximum est de 2,8 millions de m³, correspondant à un volume de remblai d'environ 250 000 m³, à une hauteur totale de 24,5 m et une longueur en crête de 300 m (figure 2). Le bureau d'études Stucky Ingénieurs Conseils S.A. missionné dans le cadre d'une maîtrise d'œuvre complète, et en association avec le bureau d'études Mécasol, a dimensionné cet ouvrage avec dans sa partie centrale un évacuateur de crues déversant dans un coursier sur digue en perré réalisé avec des enrochements de 200 à 400 kg liés par du mastic bitumineux. Une épaisse couche d'enrochements sépare le remblai du coursier. Des deux côtés du déversoir, les sections du barrage sont réalisées avec du sol argileux (d₈₅ < 80 µm) de grande plasticité (IP de l'ordre de 45 à 50).

Le parement amont est protégé par un revêtement en enrochements de 60 cm d'épaisseur, comprenant une couche d'enrochements secondaire de 0/100 kg surmontée d'une couche d'enrochements primaire de 150 à 500 kg. Un système de filtration géotextile bicouche Bidim F60 (GT2 tableau I) a été placé entre le remblai et le revêtement en enrochements (figure 3).

Le système de drainage du barrage consiste en :

- ◆ un tapis drainant dans la partie aval du remblai penté à 1v/1h pour intercepter les lignes de courant dans le corps de la digue ;
- ◆ des tranchées et des lanières drainantes sur

	Norme	Unité	GT1	GT2	GT3
Couche de protection (bicouche)			Non	Oui	Oui
Ouverture de filtration	NF EN ISO 12956	µm	100	80	80
Nombre de constrictions	-	-	25-40	25-40	25-40
Indice de vitesse (perméabilité)	NF EN ISO 11058	mm/s	85	60	45
Résistance au poinçonnement statique	NF G 38019	kN	0,9	2	3
Allongement	NF EN ISO 10319	%	80/70	85/85	85/85

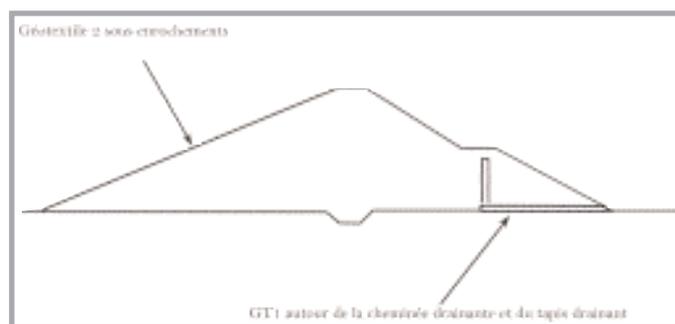


Tableau I
Caractéristiques principales
des systèmes de filtration
géotextile utilisés

*Main characteristics
of the geotextile filtration
systems used*

Figure 5
Coupe schématique du barrage
de Samira

*Schematic cross section
of Samira Dam*

le fond et sur les côtés pour collecter et diriger l'eau drainée vers un caniveau longeant le pied aval (figure 4).

Cette conception permet de contrôler le comportement de l'ouvrage et de vérifier l'évolution quantitative (débit) et qualitative (couleur) des eaux drainées, signe de problèmes de colmatage des drains ou d'érosion interne du remblai.

Les systèmes de drainage réalisés avec du gravier sont protégés par un système de filtration. Ce système de filtration monocouche GT1 (tableau I) ne nécessitait pas de couche de protection supplémentaire puisque les propriétés mécaniques de la couche filtrante seules étaient suffisantes pour résister aux contraintes de mise en œuvre.

■ BARRAGE DE SAMIRA (NIGER)

Ce barrage en terre homogène a été construit entre les mois d'octobre 2000 et de mai 2001 par l'entreprise DTP Terrassements pour alimenter en eau une mine d'or. Sa capacité de stockage est d'environ 4 millions de m³, correspondant à un volume de remblais de 370 000 m³, une hauteur totale de 18 m et une longueur totale de 1 000 m.

Le matériau de remblai de ce barrage est composé d'un sol latéritique très fin, ce qui nécessite des systèmes de filtration très performants autour des structures de drainage, combinant à la fois petite ouverture de filtration et perméabilité élevée. La cheminée drainante verticale (figures 5 et 6) et le tapis drainant horizontal en sable a été dimensionné par le bureau d'études sud-africain MDM avec un



Figure 6
Réalisation de la cheminée
drainante du barrage de Samira
avec système de filtration
géotextile périphérique

*Construction of the Samira Dam
chimney drain with peripheral
geotextile filtration system*

Figure 7
Pose des enrochements sur le système de filtration bicouche posé sur le parement amont du barrage de Samira

Laying of rockfills on the two-layer filtration system placed on the upstream facing of Samira Dam



Figure 8
Couture de géotextile sur le barrage de Samira

Geotextile seam on Samira Dam



système de filtration monocouche GT1 (tableau I), qui a les caractéristiques fonctionnelles voulues. Le parement amont est protégé sur 30 cm d'épaisseur par une couche d'enrochements de 200 mm maximum. Le système de filtration interposé entre le remblai et le revêtement est le non-tissé aiguilleté bicouche Bidim F60 (GT2 tableau I), dont la couche de protection procure une résistance au poinçonnement suffisante pour éviter l'endommagement de la couche de filtration lors de la mise en place des enrochements (figure 7).

Les lés des géotextiles ont été assemblés sur site par couture pour garantir la continuité des caractéristiques de la structure de filtration sur toute la surface (figure 8).

■ UN OUVRAGE DE RÉFÉRENCE : LE BARRAGE DE VALCROS

Cet ouvrage, construit en 1970 à Valcros dans le Var, est le premier barrage utilisant des géotextiles pour la fonction filtration. Ces géotextiles non-tissés aiguilletés de filaments continus ont été utilisés à la fois autour des tranchées drainantes à la base du remblai (figure 12), mais aussi sous la couche d'enrochements anti-batillage disposés sur le parement amont (figure 13).

Le barrage est suivi depuis sa construction concluant à un comportement général tout à fait normal : le débit d'eau drainé est notamment stable, ce qui indique que le système de drainage fonctionne parfaitement. Par ailleurs, des échantillons des deux types de géotextile ont été prélevés en 1977 et 1992 par le LIRIGM de l'université de Grenoble, soit respectivement après 6 et 21 années de service. Au cours de la dernière campagne de prélèvements, des coupes et des lames minces des échantillons ont été analysées au microscope à transmission.

La figure 14 montre un exemple de ces coupes : les particules de sol du barrage à filtrer (taches blanches) sont stabilisées à l'intérieur des premières couches de filaments du non-tissé (points noirs). Ces particules de sol ne peuvent pas bouger car elles sont confinées proches de l'interface par la couche de sol sus-jacente et les filaments du non-tissé en aval.

A l'intérieur de cette zone d'interface, entre le sol et le géotextile, le LIRIGM a observé qu'il y avait moins de particules fines que dans le sol naturel : une structure très perméable correspondant à un filtre granulaire a été créée. Malgré les écoulements alternés, on peut observer un pontage des particules de sol entre les filaments : le squelette du sol (les particules du sol les plus grosses qui sont en contact les unes avec les autres) forment des ponts entre les constriction délimitées par les filaments et maintiennent le sol au-dessus. Les particules de sol les plus fines proches du système

UNE RÉNOVATION – LE BARRAGE DE MONTAUBRY (SAÔNE-ET-LOIRE)

Ce barrage en terre a été construit au milieu du XIX^e siècle en Saône-et-Loire, près du Creusot, pour alimenter le canal du Centre, reliant la Loire à la Saône. Il possède un parement amont en maçonnerie (figure 9). Les Voies Navigables de France (VNF) ont décidé de le renforcer. Le bureau d'études Safège a dimensionné une butée de pied aval réalisée en granulat de 0/63 mm, au-dessus d'un tapis drainant en gravier protégé par un système de filtration bicouche Bidim F60 (figures 10 et 11). L'entreprise Pélichet S.A. a commencé les travaux en 2001 sous le contrôle de la subdivision DDE de Montceau-les-Mines.



Figure 9
Parement amont maçonné du barrage de Montaubry

Bricked upstream facing of Montaubry Dam



Figure 11
Construction de la recharge du barrage de Montaubry sur tapis drainant granulaire protégé par le système de filtration bicouche

Construction of the shoulder of Montaubry Dam on granular draining mat protected by the two-layer filtration system

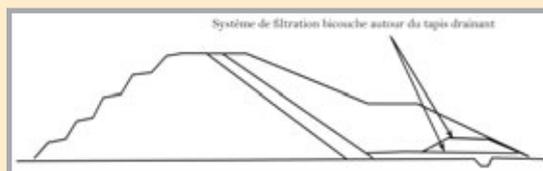


Figure 10
Coupe schématique du barrage de Montaubry

Schematic cross section of Montaubry Dam



Figure 12
Réalisation des tranchées drainantes en fond du barrage de Valcros et pose du géotextile de filtration

Construction of draining trenches at the bottom of Valcros Dam and laying of filtration geotextile



Figure 13
Pose du revêtement du parement amont du barrage de Valcros réalisé en enrochements sur géotextile de filtration

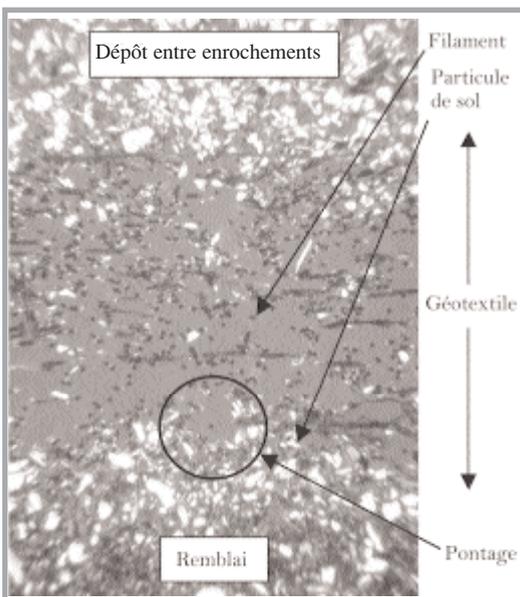
Laying of surfacing for the upstream facing of Valcros Dam made of rockfill on filtration geotextile

de filtration ont été érodées et entraînées par l'écoulement en dehors du géotextile.

La zone de transition, dans laquelle se produit la stabilisation des particules, correspond à une faible épaisseur de géotextile : de l'ordre de 1 mm dans cet exemple, correspondant aux caractéristiques structurales (taille des filaments, porosité) du géotextile échantillonné. Par ailleurs, l'épaisseur de géotextile en aval de cette zone de transition, exempte de particules de sol, n'intervient pas dans le mécanisme de filtration et n'est donc pas utile. A contrario, elle présente les inconvénients de réduire d'une part la perméabilité globale du système de filtration, et d'autre part, d'augmenter le risque de blocage de particules de sol en mouvement et donc le risque de colmatage interne du filtre.

Figure 14
Coupe du géotextile non tissé aiguilleté prélevé sur le parement amont du barrage de Valcros après 22 années de service

Cross section of needle-point non-woven geotextile taken on the upstream facing of Valcros Dam after 22 years' service



PRINCIPE DES SYSTÈMES DE FILTRATION NON TISSÉS AIGUILLETÉS BICOUCHE

Le système de filtration bicouche est composé (figure 15) :

- ◆ d'une couche de filtration en contact avec le sol à filtrer dont les caractéristiques (ouverture de filtration, nombre de constriction, perméabilité) sont optimisées pour filtrer les sols courants ;

- ◆ d'une couche de protection qui a pour rôle de protéger la couche de filtration des agressions des granulats ou des enrochements sans modifier les caractéristiques de la couche de filtration. Plusieurs épaisseurs correspondant à différents produits de la gamme permettent d'ajuster leur caractéristiques mécaniques (allongement, résistance au poinçonnement) aux contraintes de mise en œuvre (énergie de chute des enrochements, rigidité et nature de la surface du sol, etc.).

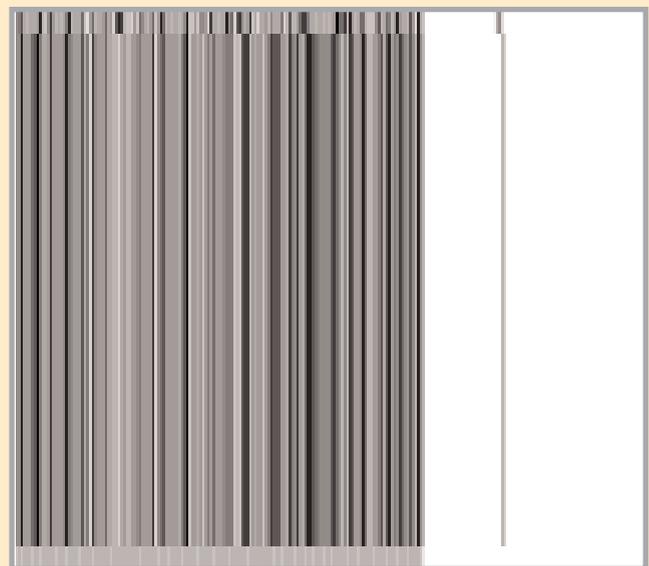


Figure 15
Principe schématique du système de filtration bicouche
Schematic diagram of the two-layer filtration system

► Ce barrage, considéré comme un ouvrage de référence par son ancienneté et par le suivi qui en est fait, a permis de mieux comprendre les mécanismes d'interactions entre particules de sols et filaments d'un géotextile non-tissé, d'améliorer les critères de dimensionnement des systèmes de filtration géotextile. Pour plus de détails, le lecteur intéressé pourra se référer à la publication du même auteur qui sera présentée lors de la prochaine conférence internationale sur les géosynthétiques qui se déroulera du 22 au 26 septembre 2002 à Nice. Ces informations ont également permis de développer de nouveaux produits adaptés à cette fonction pour offrir à la fois plus de tolérance vis-à-vis des hétérogénéités de terrain, un dimensionnement plus facile, et une meilleure sécurité à ces ouvrages sensibles. C'est le cas de la gamme de systèmes de filtration "Bidim F" qui a été notamment utilisée dans plusieurs barrages.

ABSTRACT

Three new dams equipped with two-layer geotextile filtration systems

O. Artières

The first earth dam equipped with filtration geotextile was built in France in 1970. This benchmark structure has made it possible to analyse the long-term behaviour of geotextiles. The sizing rules have been improved and more reliable filtration systems developed. These products were used in the construction of three recent dams and in rehabilitation of an old structure.

RESUMEN ESPAÑOL

Tres nuevas presas dotadas de sistemas de filtración mediante geotextil en doble capa

O. Artières

La primera presa de tierra dotada de geotextiles de filtración fue construida en Francia en 1970. Esta estructura de referencia ha permitido analizar el comportamiento a largo plazo de los materiales geotextiles. Las reglas de cálculo dimensional se han mejorado y al mismo tiempo, se han desarrollado sistemas de filtración más seguros. Estos productos se han utilizado para la construcción de tres presas recientes y, asimismo, para la rehabilitación de una antigua estructura similar.

Réhabilitation de réseaux en terre sans tranchée

Les polymères une solution pour la réhabilitation

Les travaux sans tranchées sont de plus en plus utilisés dans le cadre de la réhabilitation de réseaux en milieu urbain. Le chemisage continu polymérisé en place est devenu grâce à l'évolution des matériaux une technique incontournable. TDR a su améliorer cette technique en incluant des chemises à revêtement intérieur et extérieur.

L'entreprise TDR (Technique De Réhabilitation), filiale de Montcocol, est spécialisée dans la réhabilitation de réseaux non visibles. Le chemisage continu polymérisé en place constitue la part la plus importante de son activité. Cette technique utilisée depuis plusieurs années dans les pays anglo-saxons et germaniques est une réponse adaptée aux problèmes rencontrés lors de la remise en état de réseaux en milieu urbain ou site protégé.

En effet les techniques traditionnelles de réhabilitation nécessitent l'ouverture de tranchées sous chaussées ou trottoirs pendant une durée assez longue occasionnant :

- ◆ des risques de détérioration de réseaux voisins (EDF, eau potable, gaz, téléphone, chauffage urbain...);
- ◆ des problèmes de circulation dus aux rétrécissements de chaussées;
- ◆ des difficultés d'accès (commerces, riverains...) et des risques d'accidents.

Les excellents résultats obtenus en terme de résistance et d'écoulement des conduites rénovées par "gainage", la faible emprise nécessaire lors de l'exécution des travaux et le délai d'intervention réduit font de cette technique une solution de plus en plus appréciée pour la réhabilitation de réseaux en site urbain.

A titre d'exemple, le groupement d'entreprises DEHE TP, TP 2000, Sogea, vient de confier à TDR la rénovation du collecteur eaux usées Cours Mirabeau à Aix-en-Provence. Une nuit, c'est à peu près le temps qui a été nécessaire à la réhabilitation des 226 m de canalisations.

Lors de la première phase de travaux le remplacement d'une conduite identique à ciel ouvert sur le même site avait pris plusieurs semaines avec les gênes déjà citées ci-dessus.

La réussite d'une telle intervention est conditionnée par trois facteurs :

- ◆ la préparation et l'organisation;
- ◆ la technique;
- ◆ le matériau.



Photo 1
Chemise principale
Main sleeve

■ ORGANISATION D'UN CHANTIER

Un chantier de chemisage se déroule toujours de la façon suivante :

- ◆ stocker ou dériver les effluents en amont;
- ◆ découper les obstacles dans la canalisation (branchements pénétrants, racines, laitance...);
- ◆ curer et retirer les dépôts;
- ◆ contrôler l'état d'accueil initial de la canalisation et repérer les branchements (nouvelle inspection);
- ◆ chemisage;
- ◆ essais d'étanchéité;
- ◆ ouverture des extrémités et branchements éventuels.

■ MISE EN ŒUVRE SUR CHANTIER

TDR a opté pour le principe dit "de polymérisation par eau chaude". L'introduction de la chemise principale est effectuée depuis le véhicule réfrigéré par tractage à partir de l'un des regards de visite. La chemise principale est ainsi disposée sur toute sa longueur sur le radier de la canalisation existante (photo 1).

La chemise d'inversion est introduite depuis une tour érigée au droit du regard de visite de départ. Sous l'effet de la mise en eau la chemise d'inversion plaque la chemise principale sur la paroi de

Figure 1
Schéma
de principe
Schematic
diagram

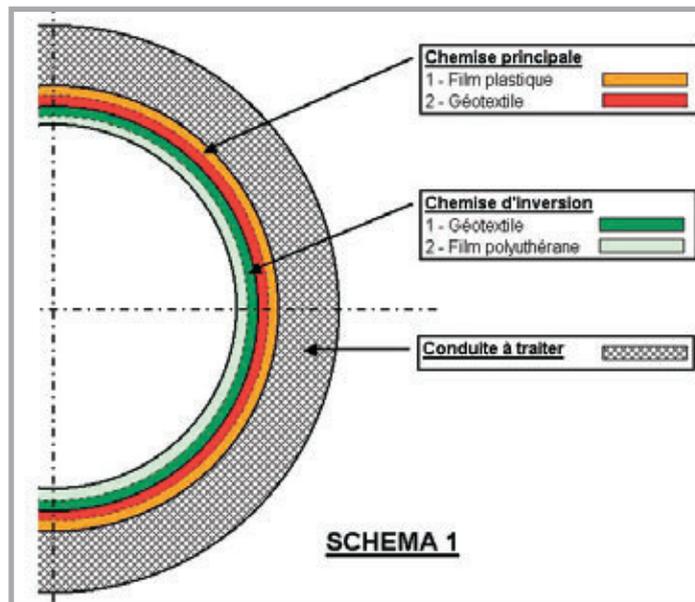


Photo 2
Mise en œuvre
de la chemise
d'inversion
Application of
the repair sleeve



Photo 3
Centrale
de chauffage
Heating plant



la canalisation existante au fur et à mesure de son avancement (photo 2).

Les tuyaux de refoulement et d'aspiration d'eau chaude sont accrochés à mi-longueur et entraînés jusqu'à l'extrémité de la chemise d'inversion (photo 3), la pression de la colonne d'eau atteint 0,6 à 0,7 bar.

Les tuyaux de refoulement et d'aspiration sont ensuite reliés à une station de chauffage en poste dans un camion atelier. La température de l'eau est élevée graduellement jusqu'à 90 °C environ. Celle-ci est contrôlée et régulée par des capteurs jusqu'à complète polymérisation. Le produit fini, composé des deux chemises (principale et inversion), constitue le chemisage.

Matériau utilisé

La matrice est composée de quatre couches, décrites ci-après en partant de l'extérieur du chemisage vers l'intérieur (figure 1) :

◆ chemise principale :

- (1) une enveloppe en film plastique constitué en

structure sandwich de polyéthylène basse densité et de polyamide,

- (2) une chemise principale proprement dite, constituée d'un géotextile aiguilleté de fibres en polyester (l'épaisseur de 6 mm à 32 mm est déterminée lors de l'étude par une note de calcul) ;

◆ chemise d'inversion :

- (3) elle est constituée d'un géotextile aiguilleté en fibres de polyester de 1 mm d'épaisseur,

- (4) un film en polyuréthane calandré sur la chemise d'inversion.

Enveloppe extérieure

Le film extérieur (1) protège le chemisage proprement dit pendant la mise en œuvre et l'isole des éventuelles pollutions extérieures. Dans l'autre sens, cette enveloppe isole la résine du contact éventuel avec la nappe phréatique.

Membrane intérieure

Laissé à l'intérieur de la canalisation rénovée, le film intérieur (4) assure l'étanchéité et améliore la débitance de 20 à 30 %. L'étanchéité est vérifiée en usine.

Dans le cas d'effluents particulièrement agressifs un géotextile en fibres de polyester peut être intégré à la surface intérieure du chemisage constituant une véritable barrière chimique.

Les résines

La résine utilisée le plus souvent appartient à la famille des résines polyesters insaturées. D'autres résines peuvent être employées pour des applications spécifiques sur demande.

L'imprégnation

Les chemises proposées sont pré-imprégnées sous vide en usine ce qui permet d'assurer un produit standard de qualité constante. Toute la chaîne d'imprégnation est soumise à contrôles (certification ISO 9001). L'approvisionnement du chantier est assuré par des véhicules réfrigérés.

La qualité du produit final est obtenue grâce à l'homogénéité de la polymérisation.

Cette technique brevetée et dont TDR détient l'exclusivité en France permet de repousser les limites du chemisage.

Il est par exemple courant de chemiser sur de grandes longueurs (200 à 300 m) en une seule fois. La section de la canalisation n'est plus un obstacle. La réalisation d'un T130 à Croissy-sur-Seine sur 350 m nous conforte dans l'idée que le chemisage peut être une solution variante à la réhabilitation de collecteurs semi-visibles.

Montant estimé de l'ouvrage : 35 000 euros pour 226 m de diamètre nominal 250 millimètres.

Réhabilitation de la piste de l'aéroport international de Mazatlan au Mexique



Photo 1
Piste de l'aéroport de Mazatlan
Runway of Mazatlan Airport

Vinci Concessions est partenaire du groupe aéroportuaire Centre Nord du Mexique. C'est dans ce cadre que Bitunova, filiale d'Eurovia a été adjudicataire, en groupement avec l'entreprise mexicaine ICA, du marché pour la réfection de la piste d'atterrissage de l'aéroport international de Mazatlan située sur la côte ouest du Mexique (photo 1).

Les travaux comprennent le relevé topographique de la piste, le diagnostic de la chaussée, des propositions de solutions de réhabilitation et les travaux.

La chaussée est constituée de dalles de béton de ciment 5 m x 5 m (construites dans les années 1970) et d'un renforcement de 8 cm d'enrobé avec interposition d'un géotextile imprégné au bitume pur (1986). L'état structurel est bon mais il y a systématiquement des fissures au droit des joints avec une ouverture plus marquée dans les zones d'atterrissage.

La solution proposée et réalisée comprend la mise en place par bandes de 60 cm d'un géotextile imprégné de bitume pur (complexe Miratak) sur toute la zone médiane (10 m de part et d'autre de l'axe de la piste). En dehors de cette zone centrale, le géotextile est appliqué sur une bande de 30 cm au droit des remontées des joints transversaux et longitudinaux (photos 2 et 3).

L'ensemble est recouvert d'une couche de 6 cm d'enrobé (photo 4). Sur la zone d'impact des atterrisseurs, le bitume pur AC 20 est remplacé par un bitume modifié par Bitunova à raison de 2,5 % d'élastomères SBS.

Le complexe Miratak est constitué d'un géotextile non tissé, d'une pellicule souple à base d'un mélange de bitume pur et de caoutchouc recouvert par un papier de protection. Ce complexe présente une forte résistance aux contraintes exercées lors des



Photos 2 et 3
Géotextile imprégné sur les joints des dalles béton
Impregnated geotextile on the concrete slab joints



	Spécifications	Valeurs obtenues
Epaisseur	ASTM D 1777	2 mm
Résistance au poinçonnement	ASTM E 154	0,89 kN
Elongation	ASTM D 4632	80%

Tableau I
Table I

battements de dalles et a des caractéristiques d'étanchéité excellentes. Miratak se présente en rouleaux de 15 m de longueur et d'une largeur de 60 cm. Ses principales caractéristiques sont rappelées dans le tableau I.

Son application est aisée et rapide : il s'agit de le dérouler en enlevant le papier et de le coller sur le support en passant un compacteur à pneus (une à deux passes). Le passage des camions pour la mise en œuvre de l'enrobé se fait alors sans au-

► cun problème. La chaleur dégagée par l'enrobé fait fondre le mélange bitume/caoutchouc et imprègne par là même le géotextile.
Bitunova a fabriqué et commercialisé un bitume modifié avec 2,5 % de SBS dont les caractéristiques sont reportées sur le tableau II.

Tableau II
Table II

	Spécifications	Valeurs obtenues
Pénétration à 25°C	40-70 0.1 mm	41
Tba	> 54 C°	63
Viscosité Brookfield	< 3000 cpoises	1280
Retour élastique	> 40 %	58

Photo 4
Mise en œuvre
de l'enrobé
*Application
of the bituminous mix*



Ce liant modifié a été mis au point par le laboratoire Bitunova et fabriqué dans l'usine d'Atlipac près de Mexico.

Les travaux ont été réalisés de nuit, car l'aéroport restait en service le jour. Les horaires de chantier étaient de 22 heures à 06 heures L'avancement était de 120 ml/nuit, incluant :

- ◆ l'effaçage de la peinture existante par rabotage ;
- ◆ la mise en place à froid du Miratak (900 ml en cumul moyen journalier) ;
- ◆ l'implantation des potences et du fil ;
- ◆ le répandage de la couche d'accrochage (700 g/m² d'une émulsion dosée à 60 %) ;
- ◆ la mise en œuvre de l'enrobé sur toute la largeur de la piste (45 ml) ;
- ◆ la réalisation d'une engravure sur une longueur de 8 ml de façon de terminer à zéro ;
- ◆ et le traçage provisoire du marquage.

L'équipe d'application était constituée de :

- ◆ 1 finisseur Cater AP 900 équipé de palpeurs ultrasons ;
- ◆ 2 vibrants (1 Bomag BW 202 Adh2 et 1 Ingersol Rand DD 90) ;
- ◆ 1 compacteur à pneus Dynapac CP 30 ;
- ◆ 1 répandeuse à émulsion équipée de dosage automatisé.

Les travaux se réalisant de nuit, Bitunova a introduit pour la première fois au Mexique l'éclairage par ballons "Pleine Lune" (photo 4). En effet l'entreprise a acquis trois éclairages pour ce chantier mais également pour la majorité des chantiers sur la ville de Mexico qui se déroulent majoritairement la nuit.

Mise en place d'une géomembrane Colétanche NTP 3 sur la déviation de Kildare (République d'Irlande)

La déviation de la ville de Kildare en République d'Irlande est actuellement en cours de construction. Sur une section de 3,5 km cette rocade pénètre dans la nappe phréatique préoccupant ainsi les autorités locales qui ne souhaitent pas voir altérer les conditions hydrogéologiques et l'écosystème d'un marais situé à 5 km de la tranchée.

Après essais, la géomembrane bitumineuse Colétanche NTP 3 est utilisée à la place d'un système complexe de membrane polymérique protégée en partie inférieure par un géotextile de 1 000 g/m² et en partie supérieure par un géocomposite bentonitique.

Cet article présente :

- ◆ en détail, les solutions proposées à l'appel d'offres et en variante ;
- ◆ les essais et calculs qui ont été présentés au client pour le convaincre d'utiliser la variante proposée par l'entreprise ;
- ◆ les premiers 500 m de travaux réalisés en 2001 ;
- ◆ le plan qualité rigoureux suivi sur ce chantier ;
- ◆ les conclusions que l'on peut tirer après la phase de travaux de 2001.

Kildare est une petite ville de 5 000 habitants, chef lieu du comté de Kildare située à 30 km au sud-ouest de Dublin. Kildare est située sur la double voie M 7 reliant Dublin à Cork et à Limerick (photo 1). La moyenne du trafic quotidien est approximativement de 30 000 véhicules dont environ 20 % sont des poids lourds. Tout le trafic passe par le centre de Kildare qui comme beaucoup de ville irlandaise a des rues étroites et sinueuses. Bien entendu, un feu bloque la circulation dans le centre-ville ce qui occasionne de longs embouteillages.

Les autorisations ont été longues à obtenir car les haras nationaux qui assurent la pérennité de la race chevaline irlandaise de renommée mondiale entourent la ville. La route qui passe devant l'un des plus fameux hippodromes d'Irlande ne devait en aucun cas gêner :

- ◆ la reproduction des chevaux de pure race ;
- ◆ la concentration des chevaux avant les courses ;
- ◆ les spectateurs.

La solution retenue a été d'enterrer la chaussée pour que les talus fassent un mur antibruit naturel. Or dans ce cas, la chaussée se trouvait sur 3,5 km, 4,50 m dans la nappe phréatique qu'il fallait protéger sans entraver les circulations d'eau. Pour l'ensemble de ces raisons, le projet a été très longuement retardé (7 ans).

Le financement du projet a été assuré par le gouvernement et par l'Union européenne.

La rocade de Kildare sera longue de 13 km. Le client est le ministère des routes irlandais qui a délégué la maîtrise d'œuvre au service technique de Kildare County Council. L'entreprise principale irlandaise Pat Mulclairs est adjudicataire de l'ensemble des travaux :

- ◆ terrassements ;

- ◆ étanchéité dans la partie subaquatique de son tracé ;
- ◆ structure de fondation de la chaussée et chaussée,
- ◆ ponts sur toutes les voies secondaires,
- ◆ signalisation

La fin des travaux est prévue pour 2004.

Le chantier de pose de la géomembrane a commencé le 15 octobre 2001 et doit se terminer fin 2002.

La construction dans la nappe est réalisée par section de 500 m en rabattant le niveau de la nappe souterraine par un système de puits et de pompes. La section d'autoroute est alors creusée.

Un comité "d'experts" a été mis en place pour apprécier les effets de la baisse de la nappe phréatique sur la première section réalisée. Les premiers constats révèlent que les effets du puisage sur les niveaux d'eau souterraine dans la région ne sont pas significatifs. L'extension de la méthode à l'ensemble du chantier a donc pu être validée.

■ SOLUTIONS TECHNIQUES PROPOSÉES : APPEL D'OFFRES ET VARIANTE

La solution proposée à l'appel d'offres et préparée par un consultant hollandais était, de bas en haut :

- ◆ sol naturel ;
- ◆ structure drainante :
 - 0,10 m de 0/5 de sable,
 - 0,30 m de 20/40 agrégats concassés,
 - 0,05 m de 0/5 de sable naturel d'éléments ronds ;
- ◆ géotextile de 1 000 g/m² ;
- ◆ géomembrane LLDPE de 2 mm ou PVC de 1,5 mm ;
- ◆ géosynthétiques bentonitiques ;



Photo 1
Situation de Kildare
Location of Kildare

Figure 1
Coupe transversale type
d'une planche d'essai.
Compactage
sous la géomembrane

*Typical cross section
of a testing board.
Compacting under
the geomembrane barrier*

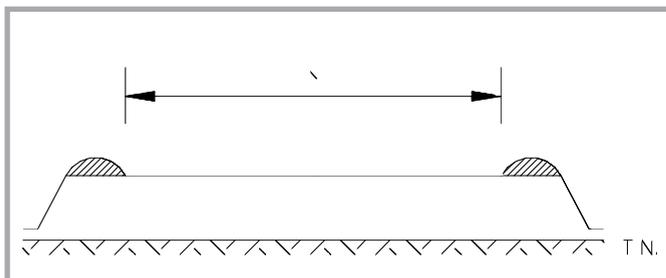
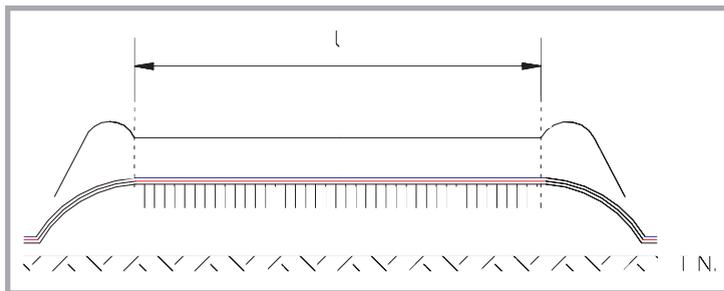


Figure 2
Coupe transversale type
d'une planche d'essai

*Typical cross section
of a testing board*



- ◆ sol provenant des déblais de la déviation de Kildare.

La variante était proposée par l'entreprise Colas Teoranta filiale irlandaise de Colas SA :

- ◆ sol naturel ;
- ◆ structure drainante (idem solution initiale) ;
- ◆ pas de géotextile ;
- ◆ géomembrane Colétanche NTP3 (4,8 mm d'épaisseur) ;
- ◆ directement sur la membrane, sol criblé provenant des terrassements.

■ PLANCHES D'ESSAIS ET CALCULS DES DEUX SOLUTIONS. CONCLUSIONS FINANCIÈRES ET TECHNIQUES

Les essais

Outre les représentants de l'entreprise Colas Teoranta et de Colas SA, les participants aux essais comprenaient :

- ◆ la direction technique du Comté de Kildare représentée par son directeur John Coppinger et ses collaborateurs ;
- ◆ le Pr. Eric Farrell du très fameux Trinity Collège à Dublin comme conseil de Kildare County Council ;
- ◆ Hugh Cherryl du cabinet international de consultants Ove Arup (UK) ;
- ◆ le représentant de l'entreprise principale, John Dungan, directeur du chantier ;
- ◆ Ryan Mulry de HTL (Laboratoire géotechnique de Galway) responsable des mesures de perméabilité du sol sur la membrane après compactage.

La direction des essais était assurée par François Caquel du LRPC de Nancy. Il présentait pour le client deux avantages :

- ◆ une compétence certaine et large sur tous les types de géosynthétiques ;
 - ◆ une indépendance vis-à-vis de l'entreprise.
- Pour la variante, le client et ses conseils souhaitaient écrêter les matériaux de déblais. Les planches d'essai étaient ainsi constituées ;
- ◆ sol naturel ;
 - ◆ structure drainante (idem solution initiale) ;
 - ◆ sans géotextile ;
 - ◆ géomembrane Colétanche NTP3 de 4,8 mm d'épaisseur installée dans le sens production et perpendiculairement à la direction de déplacement du compacteur (condition de chantier) ;
 - ◆ directement sur la membrane, 60 cm de sol provenant des terrassements du chantier écrêté à :
 - à 75 mm,
 - à 100 mm,
 - à 150 mm.

Le sol a été déposé sur la géomembrane au moyen des chargeurs, en deux couches de 30 cm chacune après compactage.

Les six planches d'essai (vibrant ou non) mesuraient 8 m x 7 m. Les essais ont été réalisés par temps clair, le 19 juillet 2001, sur une esplanade le long du chantier, avec l'équipement suivant :

- ◆ chargeurs et camions ;
- ◆ un compacteur Bomag BW 213 D3 lisse à l'avant et vibrant à l'arrière ;
- ◆ un appareil Troxler 5440 pour les mesures de densité.

Compactage de la couche support (figure 1)

La largeur l correspondait à celle du compacteur (2,5 m.) Ce dernier ne faisait que des allers-retours sur une seule et même trace afin d'avoir un niveau de compactage homogène sur toute la surface. Puis les bords non compactés (zones hachurées sur la figure 1) ont été arasés.

Compactage des couches supérieures (figure 2)

Toutes les couches supérieures ont été compactées selon le même niveau de compactage. On a veillé à bien "centrer" la zone de compactage pour qu'elle se superpose parfaitement à la zone compactée de la couche inférieure (zone hachurée verticalement sur la figure 2).

La largeur des planches représentait la largeur du type de compacteur utilisé. Les rampes d'accès des compacteurs étaient assez longues pour éviter les effets de début de compactage.

Type de prélèvement et de découpe

Les échantillons de membrane prélevés étaient de 4 m² (2 x 2) recoupés en 1 m x 1 m en vue de leur expédition à différents laboratoires (figure 3) :

- ◆ 1 et 2 = destinés au CER de Rouen pour des essais de perméabilité ;
- ◆ 3 et 4 = destinés au Cemagref d'Antony pour des essais d'éclatométrie ;

◆ 5 et 6 = en "réserve" en cas de vérification.

Nous avons également effectué une planche d'essai sur la pente du terrassement, jusqu'au niveau du talus devant être étanché.

Cet essai a été effectué principalement pour vérifier que la densité exigée pouvait être obtenue sur des pentes.

Résultats des essais

Après les essais, pour examiner l'état de la géomembrane, le sol a été enlevé sur au moins 4 m² au moyen d'un godet sans dent puis manuellement avec une pelle et des brosses pour les derniers 10 cm.

La membrane a été vérifiée ainsi :

- ◆ visuellement pour contrôler si elle était perforée ;
- ◆ dans un laboratoire indépendant, pour mesurer la perméabilité de la membrane après les essais ;
- ◆ par essais d'éclatométrie pour vérifier si des trous indécélables à l'œil nu avaient été créés lors du compactage.

Conclusions

En partie horizontale

Aucun percement n'a été constaté sur la membrane. Seules quelques éraflures superficielles (0,1 mm maximum) dues à l'enlèvement manuel de la terre avec la pelle ont été observées.

Le compactage effectué en général en huit passes, s'arrêtait lorsque le cabinet HTL avec l'appareil Troxel constatait les compacités requises au cahier des charges.

Sur pente

Les essais sur pentes ont démontré qu'un grand soin devait être apporté dans l'installation de la géomembrane pour éviter :

- ◆ des perturbations de la couche drainante ;
- ◆ des plis dans la géomembrane qui auraient pu devenir des fissures après rechargement et compactage.

Les calculs

A la demande de Ove Arup, maître d'œuvre, nous avons fourni une note de calcul établie par une personne indépendante faisant autorité dans le monde des géosynthétiques : Jean-Pierre Giroud, consultant aux Etats-Unis, ancien président de l'IGS (International Geosynthetics Society) .

Cette note de calcul qui s'appuyait sur des données publiées avait pour but d'apprécier le flux d'eau traversant le complexe d'étanchéité dans les deux solutions. Sa conclusion est qu'il passera moins d'eau (40 % de moins) dans la solution variante.

Il souligne que les résultats annoncés supposent le suivi strict d'un plan qualité dans les deux cas.

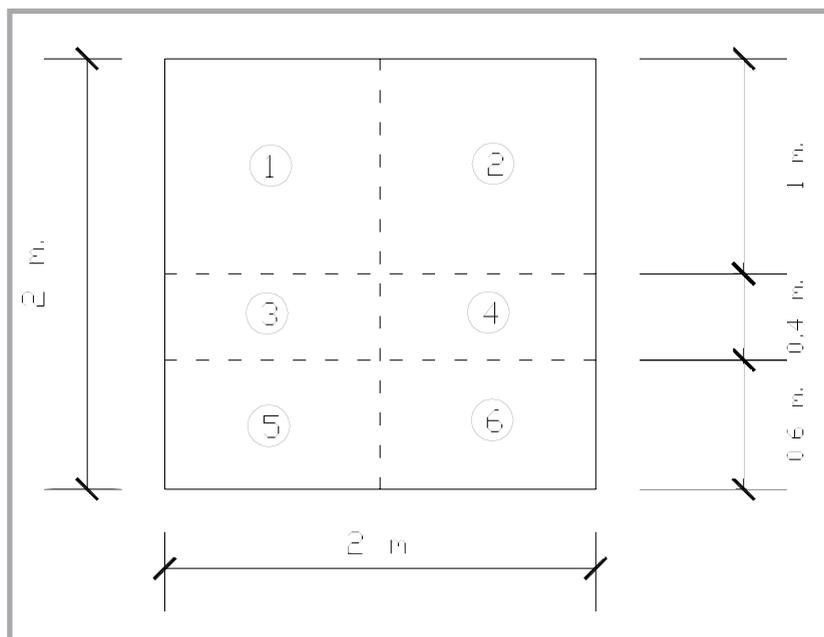


Figure 3
Vue en plan
d'un échantillon
de 4 m². Découpes
en fonction
des destinataires
Plan view of a 4 m²
sample.
Cutaway views
according to
the recipients

Conclusions techniques et financières

Les essais et les calculs ont montré un excellent comportement de la géomembrane Colétanche NTP 3 sous des sollicitations de compactage réelles. De plus, il n'y avait qu'un seul géosynthétique à installer au lieu de trois dans la solution initiale avec pour chacun des problèmes spécifiques de mise en œuvre :

- ◆ difficulté d'installation du géotextile à cause du vent ;
- ◆ sensibilité à l'humidité de la membrane LLDPE ou PVC devenant glissante et interdisant les soudures ;
- ◆ et surtout, contraintes liées au géocomposite bentonitique (pose uniquement par temps sec et couverture instantanée par le sol).

Il faut aussi noter l'insensibilité des soudures de Colétanche jusqu'à un certain niveau d'humidité ce qui permet de travailler rapidement après une averse ou par temps de "crachin". Grâce à un mastic bitumineux à froid, le Tixophalt, les soudures peuvent se faire sous l'eau.

Le client a finalement opté pour la solution variante de l'entreprise pour les raisons suivantes :

- ◆ la variante proposée par l'entreprise représentait une économie intrinsèque de plus de 15 % par rapport à la solution initiale, économie significative du fait des quantités mises en œuvre ;
- ◆ économie significative spécialement pour ces quantités ;
- ◆ meilleure barrière étanche ;
- ◆ continuité de l'étanchéité :

- en dessous de l'émissaire central par analogie au chantier réalisé sous le barrage du Vernet, il y a plus 20 ans,

- soudure de la membrane bitumineuse aux struc-

- ▶ tures béton (ponts, regards de visite) particulièrement intéressante dans des milieux subaquatiques, - soudure à tous types de tuyau PVC, fonte, etc. ;
 - ◆ contrôle de la totalité des soudures par ultrasons ;
 - ◆ masse surfacique importante du Colétanche dans un pays où le vent est souvent présent et sur un chantier autoroutier en décaissement où un effet de soufflerie accentuera le phénomène ;
 - ◆ robustesse de ce type de géomembrane permettant un travail de mise en œuvre et de soudure sans contrainte et assurant le maintien de son intégrité ;
 - ◆ enfin et surtout pour sa longévité prouvée par ses nombreuses références de plus de 25 ans encore en service, souvent dans des conditions extrêmes, comme par exemple directement sous ballast pour la SNCF.
- Le client a retenu le matériau 0/75 pour recouvrir la membrane.

EXÉCUTION DU TRAVAIL - PRÉSENTATION DU PLAN QUALITÉ

Le chantier d'étanchéité a commencé le 15 octobre 2001 au point kilométrique 6 900. Une première phase des travaux s'est achevée le 8 février 2002 au point kilométrique 7 400 au droit du nouveau pont sur la route Kildare-Mooretown. Le chantier a été suspendu pendant l'hiver. Il a repris le 15 avril 2002 au droit de cet ouvrage (photo 2). La première tranche a permis de réaliser complètement 500 m avec une équipe (photo 3). Le travail s'est opéré en trois phases par demi-chaussée pour permettre sur l'autre moitié la circulation des engins de terrassement (photo 4).

Sur la bande centrale (photo 5) :

- ◆ terrassement de cette partie qui doit recevoir la canalisation centrale ;
- ◆ mise en œuvre d'une bande de Colétanche au



Photo 2
Coupe type et construction de la couche drainante
Typical cross section and construction of the draining layer

Photo 4
Circulation des engins
Machinery traffic



Photo 3
Pose de la membrane
Laying the membrane



milieu du profil transversal sous ce collecteur central qui coure tout le long du chantier, cette bande est d'une largeur de 5 m ;

- ◆ coulage du radier et du tuyau.

Sur la moitié droite :

- ◆ terrassement de cette moitié de chaussée ;
- ◆ réalisation des couches inférieures drainantes ;
- ◆ mise en œuvre d'un rouleau de Colétanche soudé à la bande centrale est allant jusqu'au niveau de la partie droite du talus à étancher ;
- ◆ recouvrement par les matériaux de terrassement scalpés à 75 mm.

Sur la moitié gauche (photo 6) :

- ◆ terrassement et utilisation de la demi-chaussée réalisée pour la circulation des engins de terrassement ;
- ◆ réalisation des couches inférieures drainantes ;
- ◆ mise en œuvre du Colétanche ;
- ◆ recouvrement par les matériaux de terrassement scalpés à 75 mm.

Pour une garantie de bonne qualité du travail exécuté, le client a demandé :

- ◆ une géomembrane certifiée par un organisme reconnu au niveau européen ;
- ◆ des soudeurs certifiés.

L'entreprise Colas a choisi la certification française Asqual tant pour les produits que pour les soudeurs.

Un contrôleur qualité pour l'ensemble des travaux de terrassements, chaussée, ouvrages d'art est en permanence sur le site. C'est un représentant du consultant américain Golders Associates. Il communique ses contrôles directement au client c'est-à-dire les services techniques du County Council de Kildare. Un ingénieur de Colas Teoranta, suit en permanence la qualité sur le chantier d'étanchéité.

Rubriques du plan qualité approuvé par le client

Contrôles sur les produits

Le client a demandé un contrôle interne et externe bien que l'usine soit certifiée ISO 9002 (à noter

Photo 7
Contrôle par ultrasons avec appareil CAC 94

Ultrasonic inspection with CAC 94 device



qu'elle a obtenu également la norme environnementale ISO 14001) avec un laboratoire complètement intégré à l'usine. Celui-ci veille, pour chaque fabrication, à la conformité des résultats aux exigences Asqual.

Sur toutes les livraisons de 12 rouleaux de Colétanche, un prélèvement de 5 m par 1 m est effectué par le contrôle extérieur. Une moitié est gardée pour échantillon référence. L'autre moitié est envoyée au CETE de Lyon pour contrôler si les caractéristiques des produits livrés répondent bien aux spécifications Asqual.

Contrôle des soudures

Le contrôle des soudures se fait :

- ◆ de manière visuelle ;
- ◆ avec l'aide d'une langue de chat ;
- ◆ par ultrasons :
 - soit manuellement par un technicien d'un laboratoire équipé d'un appareil Sofranel,
 - soit par machine automatique CAC 94 (photo 7) ;
- ◆ par cloche à vide dans les zones où on ne peut



Photo 5
Collecteur central avec recouvrement de la membrane par 0/75
Main drain with membrane covered by 0/75 material



Photo 6
Recouvrement de la première demi-chaussée
Covering the first pavement half

► utiliser les ultrasons : soudage aux structures béton.

Tous les résultats sont portés sur un plan de recollement.

Avec l'utilisation des ultrasons, on a ainsi une échographie complète de l'état des soudures.

■ PREMIÈRE TRANCHE DE TRAVAUX : CONCLUSIONS

L'ensemble des travaux s'est déroulé conformément à la méthodologie définie lors des essais à la pleine satisfaction du client.

Une visite du chantier est organisée le vendredi 20 septembre 2002 en pré-congrès de Nice 2002, 7^e Congrès international des Géosynthétiques organisé conjointement – par l'IGS (International Geosynthetic Society) réunissant plus de 1 200 acteurs majeurs dans les géomembranes et géotextiles (consultants, laboratoires, maîtres d'ouvrage, fabricants, distributeurs et installateurs) – et le CFG (Comité français des Géosynthétiques) présenté en détail dans cette revue (cf. article de Daniel Fayoux, président du CFG).

Tous les renseignements sur le congrès peuvent être consultés :

◆ sur le site web de Nice 2002 :

www.7icg-nice2002.com

◆ l'e-mail adresse de Nice 2002 :

co@7icg-nice2002.com

Pour la visite contacter par e-mail Bernard Breul : breul@ced.colas.fr

ABSTRACT

Laying of a Colétanche NTP 3 geomembrane barrier on the Kildare diversion (Republic of Ireland)

B. Breul

The diversion for the town of Kildare in the Republic of Ireland is currently undergoing construction. On a section 3.5 km long, this ring road penetrates the water table, which is a cause of worry for the local authorities which do not want to see a deterioration of the hydrogeological conditions or the ecosystem of a marsh located 5 km from the trench.

After testing, the Colétanche NTP 3 bituminous geomembrane is used in place of a complex polymer membrane system protected in the lower section by a geotextile of density 1,000 g/m² and in the upper section by a bentonitic geocomposite.

This article describes :

- in detail, the solutions proposed in reply to the invitation to tender and as a variant;
- the tests and calculations which were presented to the client to convince it to use the variant proposed by the firm;
- the first 500 metres of works performed in 2001;
- the stringent quality plan followed on this site;
- the conclusions that can be drawn after the 2001 work phase.

RESUMEN ESPAÑOL

Instalación de una geomembrana Coletanche NTP 3 en la variante de Kildare (República de Irlanda)

B. Breul

La variante de la ciudad de Kildare, en la República de Irlanda, se encuentra actualmente en curso de construcción. Sobre una sección de 3,5 km, esta circunvalación penetra en la capa freática y ello constituye una preocupación para las autoridades locales, que no desean que se produzcan alteraciones hidrogeológicas y en el ecosistema de un pantano situado a 5 km de la trinchera.

Tras las pruebas, la geomembrana bituminosa Coletanche NTP 3 se ha utilizado en lugar de un sistema complejo

de membrana polimérica protegida por su parte inferior mediante un geotextil de 1 000 g/m² y, en la parte superior, por un geocompuesto bentonítico. Se presentan en este artículo :

- detalladamente, las soluciones propuestas en la licitación y en alternativa;
- las pruebas y cálculos que se han presentado al cliente para convencerle de utilizar la alternativa propuesta por la empresa;
- los primeros 500 m de obras fueron realizados en 2001;
- el programa riguroso de calidad seguido en estas obras;
- las conclusiones que cabe sacar tras la etapa de obras de 2001.

Étanchéité par géomembrane sous la pelouse du Stade de France

■ HISTORIQUE DE LA POLLUTION

Sur la zone du Cornillon, site de construction du stade, se sont succédé depuis 1882 et jusqu'en 1969 des activités de production et stockage de gaz de houille, de fabrication de produits chimiques (coke), et finalement une usine de goudron routier. Par ailleurs, sur l'ensemble de la plaine Saint-Denis des industries anciennes potentiellement polluantes, et des installations de stockage de solvants et d'hydrocarbures sont répertoriées. Héritage de ce passé et de son environnement industriel, deux types de pollution ont été successivement révélés :

- ◆ des terrains superficiels principalement contaminés par des hydrocarbures polycycliques : environ 70000 m³ de sols ont été excavés, triés, évacués ou décontaminés pour réemploi sur place ;
- ◆ une importante pollution profonde par hydrocarbures flottants sur la nappe phréatique qui a entraîné la réalisation d'une paroi moulée de 1100 m de long sur 14,5 m de profondeur ;
- ◆ pendant les travaux de réalisation de cette paroi, des émanations gazeuses (H₂S et hydrocarbures) ont été décelées.

En octobre 1995 les risques et les nuisances engendrées par les émanations gazeuses étant jugés inacceptables, le consortium chargé de la construction du stade a lancé, pour le compte de l'Etat, un concours pour la conception et la réalisation d'une protection du site contre les émanations. Le groupement Antea - Ménard Sol Traitement l'a remporté.

■ LA PAROI DE CONFINEMENT VERTICAL

La ceinture étanche antipollution, réalisée en moins de deux mois et demi pour 16000 m² est une paroi au coulis autodurcissable, moulée dans le sol



Mise en place de la membrane

Laying the membrane



Mise en place du géotextile

Laying the geotextile

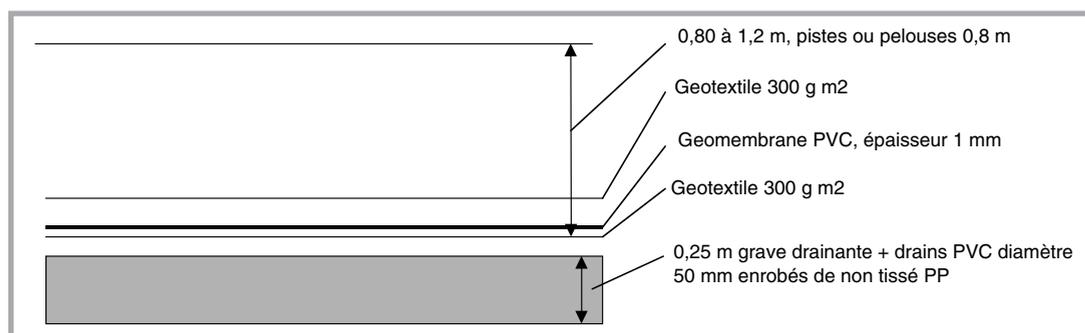
et forée à l'aide d'un outillage classique (pelle hydraulique et benne hydraulique à câble). La paroi est réalisée en continu, les joints entre panneaux sont réalisés par reforage du coulis des panneaux adjacents. Sa longueur est de 1100 m, son épaisseur de 0,6 m et sa profondeur de 14,5 m. Le coulis autodurcissable, un mélange de bentonite, de ciment, de sable, d'argile et d'adjuvants, reste fluide pendant la perforation et fait prise au bout de quelques heures, constituant ainsi le rideau étanche définitif.

■ LE CONFINEMENT HORIZONTAL, LA BARRIÈRE AÉRAULIQUE

Conception générale

Les émanations gazeuses sont interceptées par un système de captage horizontal continu constitué d'un tapis drainant en grave naturelle et d'un réseau dense de drains, de type Ménard Vacuum, dans lequel une légère dépression de 50 mm de CE environ est maintenue.

Sous les zones des gradins, le dispositif est séparé de l'atmosphère par des dallages en sous-sol



Coupe type de la barrière aéraulique sous la piste et sous la pelouse

Typical cross section of the aerulic barrier under the track and under the lawn



(dalles en béton et film PEBD de 250 µm). Dans l'espace intérieur, en dehors des gradins (sous l'aire de jeu, les pistes et la pelouse), une géomembrane constitue la partie supérieure de la barrière :

- ◆ type : PVC Alkorplan 35053 (résines vierges), épaisseur 1 mm ;
- ◆ localisation : sous la pelouse et les pistes du stade ;
- ◆ surface : 22 000 m².

Cette géomembrane est placée sur la couche drainante et est protégée sur les deux faces par un géotextile aiguilleté de 300 g/m². Sur l'ensemble géomembrane - géotextile se trouve un minimum de 0,40 m de grave avec un drain collecteur en périphérie de la pelouse, ce drainage intervenant en complément de la structure irrigation-drainage des 0,40 m superficiels de la pelouse.

Pour éviter toute accumulation d'eau, la géomembrane a une forme de toit avec une pente double de celle de la pelouse.

Mise en œuvre de la géomembrane

La géomembrane a été mise en œuvre par la société Fillon SA Etanchéité. Elle a été initialement préfabriquée en panneaux de 30 x 18 m. La soudure en atelier est réalisée par des machines à coin chauffant à simple soudure de 3 cm de large. Toutes les soudures font l'objet d'un contrôle sur toute la longueur.

Les panneaux sont déployés et assemblés sur le chantier par une équipe de six personnes, dont trois étancheurs expérimentés.

La géomembrane est raccordée de façon étanche sur une longrine en béton au pied des gradins ainsi que sur les plots supports de gradins mobiles.

Fonctionnement de la barrière

La géomembrane ne sera jamais en contact avec la nappe phréatique.

La couche drainante sous la géomembrane et sous l'ouvrage en béton est mise en légère dépression par pompage.

En fonction de la concentration, les gaz sont traités :

- ◆ pendant la période de travaux (phase de dépollution) sur charbons actifs par oxydation catalytique puis rejetés directement dans l'atmosphère ;
- ◆ pendant l'exploitation du système, après ouverture du stade, si nécessaire, sur charbons actifs (contrôle des émanations gazeuses).

En outre, durant la phase des travaux, une dépollution est effectuée par :

- ◆ aspiration des gaz et indirectement par oxygénation (une dépression plus forte est faite sur les zones les plus polluées) ;
- ◆ pompage et écrémage des hydrocarbures de la surface de la nappe phréatique.

Efficacité de la barrière horizontale

L'efficacité de la géomembrane est clairement mise en évidence par les débits de pompage nécessaires pour maintenir une dépression de 50 mm de colonne d'eau.

Ces débits sont quatre à sept fois plus faibles sous la géomembrane que sous le reste de la structure, malgré les transferts horizontaux entre les deux zones (qui sont d'ailleurs utiles pour le renouvellement d'air frais sous l'ouvrage).

CONCLUSION

Cette opération combinée de confinement vertical et horizontal et de dépollution est la plus importante à ce jour, afin d'assurer la construction et l'exploitation sans nuisances d'un ouvrage aussi sensible qu'un stade de 80 000 personnes. Début août 1997, 100 t d'hydrocarbures ont ainsi été extraites, sous forme liquide et gazeuse.

L'efficacité de la géomembrane est mise en évidence par les débits de pompage plus faibles dans la zone concernée.

En dépit de la difficulté extrême de ces travaux, non prévus dans le planning de la réalisation du Stade de France, le groupement titulaire d'un contrat de conception-construction et ses sous-traitants ont exécuté leur mission et atteint les objectifs fixés dans les délais convenus.

Réhabilitation d'un terril en Isère

La société Allevard, leader européen des aciers pour ressorts, produit annuellement 180 000 tonnes d'acier dans son aciérie du Cheylas près de Grenoble (38).

Pour satisfaire aux exigences du nouvel arrêté préfectoral régissant la décharge interne dans laquelle les poussières générées par le four à arc étaient déposées, Ascométal Allevard a décidé de créer des alvéoles de 2 x 2 500 m² par 10 m de haut, isolées du milieu environnant par un dispositif de confinement étanche et recouvertes d'un revêtement végétalisé (photo 1).

■ SYSTÈME DE CONFINEMENT

Le dispositif d'étanchéité, de couverture et de végétalisation choisi est composé d'une géomembrane de polyéthylène haute densité Teraline 1,5 mm (photo 2) assemblée par thermosoudure à l'air chaud, et d'une couche de protection végétale de 300 mm dont la stabilité est assurée par une nappe d'ancrage Teracro. La géomembrane a été installée sur un géotextile tissé servant de couche séparatrice de propreté sur les matériaux fins du terril.

■ CONTRÔLE DE LA QUALITÉ ASSOCIÉ À LA POSE DE LA GÉOMEMBRANE

La thermosoudure des géomembranes thermoplastiques s'effectue par des robots de soudure à air ou fer chaud (photo 2), de façon à fusionner les matières en contact par recouvrement; une pression appliquée par la machine assure le contact et l'homogénéité du joint de soudure (double soudure).

Cette technique pointue nécessite une équipe spécialisée et le suivi d'un plan de travail prédéterminé. La qualité de la soudure dépend entre autres de la température de la machine, de la température extérieure, du degré d'humidité, de la vitesse d'avance du robot et de la pression d'assemblage. C'est pourquoi, chaque demi-journée, les machines à souder sont étalonnées afin d'intégrer ces paramètres au moyen de tests de pelage et de cisaillement effectués sur des échantillons de soudure prélevés (photo 4). Les soudures réelles sont ensuite testées par la méthode de contrôle à l'air comprimé : la technique de la double soudure assure en effet un canal central non soudé permet-



Photo 1
Vue générale
du terril
*General view
of the waste heap*



Photo 2
Robot de soudure
Welding robot



Photo 3
Contrôle à la cloche à vide
*Inspection
in vacuum chamber bell jar*

Photo 4
Contrôle de la qualité
des soudures par essai de traction
*Weld quality control
by tensile test*

tant l'injection d'air sous pression; la soudure est déclarée bonne si cet essai ne révèle pas de perte de pression.

Aux carrefours de trois panneaux de géomembrane, appelés point triples, des pièces de forme généralement circulaires sont rapportées et soudées par extrusion. L'étanchéité de ces pièces est ensuite testée par une cloche à vide (photo 3) appliquée sur la zone à contrôler, produisant une dépression. Un liquide savonneux révèle ou non par bullage la présence d'un défaut lors de l'aspiration.



Photo 5
Vue du produit Teracro
View of the Teracro product

► L'ensemble de ces procédures, appelées tests destructifs et non destructifs, nous renseigne respectivement sur la qualité des soudures en terme de résistance et sur leur étanchéité.

■ STABILITÉ DE LA COUCHE DE PROTECTION

La couche de protection en terre végétale exerce une force vers le bas qui ne peut pas être reprise par la force de friction opposée de la géomembrane lisse.

De plus, il ne serait pas souhaitable de transmettre à la géomembrane des efforts de cisaillement alors que son rôle principal est celui d'assurer la fonction d'étanchéité. Compte tenu de l'inclinaison (45 degrés) et des longueurs de pentes, la structure Teracro a été dimensionnée pour reprendre les ef-

forts du poids des terres, avec une résistance de 200 kN/ml intégrant un coefficient de sécurité.

Sur ce fond très résistant, des reliefs linéaires textiles de 20 cm de hauteur sont assemblés en usine suivant un procédé spécifique de liaison.

La photo 5 illustre le produit.

Ces reliefs transverses sur la pente fonctionnent comme un pare-avalanche et limitent fortement les phénomènes de ravinement.

En raison des efforts importants transmis par la couverture de terre végétale sur le Teracro, l'ancrage a été étudié et dimensionné pour reprendre la force de traction dans le produit.

La photo 1 illustre le projet achevé et le développement en cours de la végétation sur le terril. L'ouvrage a bien résisté aux violents orages subis depuis l'implantation de la végétation.