

RETOUR SUR DES OUVRAGES AVEC GÉOSYNTHÉTIQUES TOUJOURS EN SERVICE APRÈS PLUSIEURS DÉCENNIES

THE BEHAVIOUR OF "ALIVE" EARTHWORKS WITH GEOSYNTHETICS AFTER SEVERAL DECADES

Jean-Pierre GOURC¹, Philippe DELMAS²

1 LTHE, Université Grenoble Alpes, Grenoble, France

2 Cnam, Paris, France

RÉSUMÉ – Les géosynthétiques sont utilisés au niveau international dans de nombreux types d'ouvrages. Cependant encore aujourd'hui des réticences subsistent pour des applications à long terme du fait du scepticisme de certains ingénieurs quant à la durabilité des polymères. De nombreux laboratoires de recherche ont mené des recherches dans ce domaine de l'endommagement des géosynthétiques au cours du temps, mais il reste toujours difficile de simuler la combinaison des sollicitations telle qu'elle existe sur site. La France a été pionnière dans l'utilisation des géosynthétiques. Il est donc possible de trouver sur ses terres de nombreux ouvrages dont la construction remonte à plus de 25 ans. Les co-auteurs de cet article sont légitimes pour un retour sur ces ouvrages, puisqu'ils ont été parmi les premiers chercheurs à travailler dans ce domaine. L'intérêt supplémentaire de cet article est de faire découvrir à la nouvelle génération d'ingénieurs des ouvrages dont ils ignoraient l'existence. Les co-auteurs sont donc engagés dans un vaste programme de visites de sites anciens (Programme « OGAR » : Ouvrages Géosynthétiques Anciens : le Retour) avec pour objectifs de montrer l'état actuel de ces ouvrages appartenant à des domaines d'applications variés, mais aussi de valider le dimensionnement et le procédé de construction de l'époque.

Mots-clés : massif de soutènement, barrage, drainage, durabilité, étude de cas.

ABSTRACT – Around the world, geosynthetics are used in a large range of earthworks. However, until now, these geomaterials encounter some difficulties for long term applications because of the scepticism of some engineers about the life span of polymeric materials. Many laboratory researches are carried out about the damage of geosynthetics versus elapsed time, but it's always difficult to simulate the combination of solicitations as existing in the field. France was a pioneer country for use of geosynthetics in civil engineering. Consequently, it's possible to find out such earth structures more than 25 years old. The co-authors of this paper are legitimate for this task, since they are among the first researchers involved in work on this topic. The additional interest of this presentation is linked to the fact that the new generation of engineers is unaware about these former applications of geosynthetics. The co-authors are presently involved in a wide program of visits of sites (Program "OGAR"), in order to show the present state of old geosynthetics structures, comparing with the initial design, when this initial information is still available. The selected earthworks described in the present paper are intentionally corresponding to miscellaneous applications, seeing that geosynthetics are encountered in all civil engineering cases.

Keywords: retaining wall, dam, bank, drainage, ageing, case histories

1. Introduction

Les années 1975-1990 ont été une période d'avances notables, dans le domaine des ouvrages géocomposites avec inclusions métalliques ou polymères, spécialement en France : des techniques très innovatrices datent de cette période.

Après plus de 25 ans il y a un intérêt à évaluer le potentiel de ces concepts initiaux et aussi de leur raffinement au cours des applications successives.

Dans le présent article, différentes structures, sélectionnées parmi les plus remarquables, sont présentées, avec un rappel des principales données caractéristiques datant de la construction, ainsi que celles collectées correspondant à leur évolution, en particulier les résultats obtenus grâce à d'éventuels prélèvements.

Pour des raisons de commodité, cette étude s'est limitée à des ouvrages français (Figure 1).

Les difficultés rencontrées par les auteurs pour récupérer une information pertinente après plusieurs décennies les encouragent à poursuivre leur recherche, afin de garder un témoignage du comportement à long terme des géosynthétiques pour la nouvelle génération de géotechniciens.



Figure 1. Emplacement des anciens ouvrages avec géosynthétiques présentés.

2. Les structures permanentes de l'ère préhistorique

L'histoire des géosynthétiques en France débute au début des années 1970 avec le renforcement de pistes et de remblais sur sol compressible (Puig & Blivet, 1973) qui n'étaient que des ouvrages temporaires, mais aussi avec des applications sur ouvrages encore en service aujourd'hui (Tableau 1).

Tableau 1. Références de quelques-unes des structures « préhistoriques » les plus remarquables.

Année	1970	1974	1976
Nom	Valcros	Pont-de-Claix	Maraval
Structure	Barrage	Réservoir	Barrage au parement aval renforcé
Hauteur / Profondeur	20 m	10 m	9 m
Fonction du géosynthétique	Filtration	Étanchéité / Protection	Renforcement
Nom du géosynthétique	Bidim	Butyl / Bidim	“Tri-X”
Références	(Giroud, et al., 1977) (Delmas, et al., 1994) (Faure Y.H., et al., 1999)	(Giroud, 1973) (Giroud & Gourc, 2014)	(Cassard, et al., 1979) (Kern, 1977)

2.1. Valcros : barrage en terre (1970)

En 1970, un géotextile nontissé a été utilisé pour la première fois dans un grand barrage en terre (Tableau 1 et Figure 2). Le géotextile fait office de filtre sous le rip-rap de protection à l'amont (Figure 3), et de filtre autour du drain granulaire à l'aval (Figure 3).

Deux campagnes de prélèvement ont été menées en 1976 (Giroud, et al., 1977) et en 1992 (Delmas, et al., 1994), (Faure Y.H., et al., 1999). Les principales leçons que l'on peut en tirer sont :

- pas d'altération notable de la résistance en traction du nontissé enterré ;
- débit à l'aval du drain similaire en 1992 et 1976, et pas de suintement observé sur le parement aval ;
- conductivité hydraulique du filtre géotextile préservée ;
- à l'amont, le géotextile sous la couche de protection en enrochement continue à garder une conductivité hydraulique et une porosité suffisantes pour jouer son rôle de filtre.

Une visite récente en 2014 (Figure 4) a confirmé que le barrage en terre était toujours en bon état.

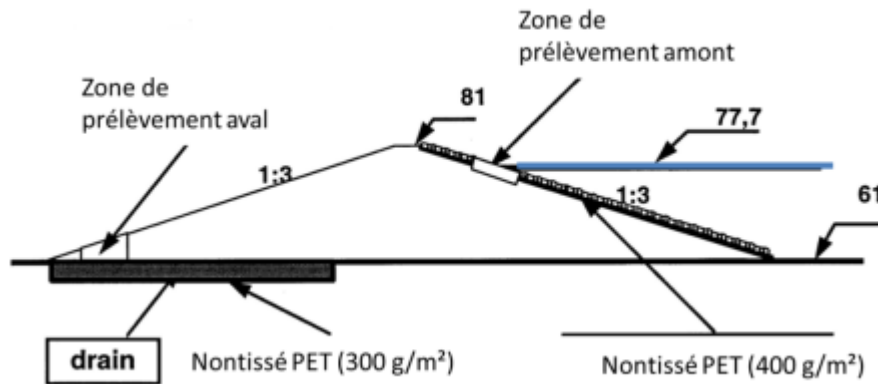


Figure 2. Coupe transversale du barrage de Valcros et emplacement des géotextiles à l'amont et à l'aval.



Figure 3. Vue du parement amont du barrage de Valcros pendant la construction en 1970



Figure 4. Vue du parement amont du barrage de Valcros en 2014

2.2. Pont de Claix : bassin réservoir (1974)

Le premier bassin réservoir avec une double étanchéité par géomembrane fut construit en 1974 (Giroud, 1973), et il est toujours en service (Figure 5). Le réservoir a une profondeur de 10 m, une longueur de 195 m et une largeur de 55 m. Le réservoir est placé en crête d'un talus de 50 m de haut et de pente 33°. L'étanchéité primaire est une géomembrane en caoutchouc butyl de 1.5 mm d'épaisseur et l'étanchéité secondaire est une géomembrane bitumineuse obtenue par imprégnation à chaud in situ d'un géotextile non-tissé (Figure 6 et Figure 7).

Le système de détection de fuite entre les deux géomembranes est constitué par une couche de gravier stabilisé au mortier. Aucune fuite n'a été détectée jusqu'en 2004, c'est-à-dire 30 ans après construction, lorsqu'un filet d'eau est apparu à la sortie du système de détection. La localisation de la fuite a été trouvée grâce à des bulles apparaissant à la surface de l'eau. La fuite, à l'emplacement d'un défaut de soudure, a pu être réparée sous l'eau (Giroud & Gourc, 2014).

Ce cas historique démontre d'une part que le concept de double étanchéité est pertinent, d'autre part qu'une géomembrane en caoutchouc butyl renforcée peut durer 40 ans, lorsqu'elle est exposée sous climat tempéré avec des étés chauds, ce qui est remarquable. On rappellera que les géomembranes butyl sont beaucoup moins utilisées que dans les années 70 en partie à cause de leur réputation de mal vieillir.



Figure 5. Vue du bassin réservoir de Pont de Claix en 2014, avec son concepteur J.P. Giroud.

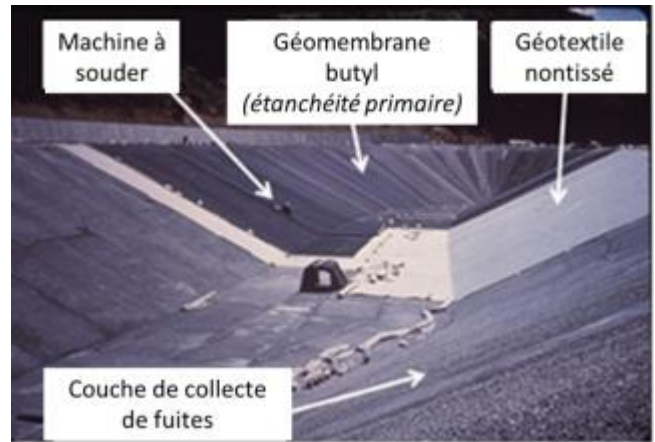


Figure 6. Vue du bassin réservoir de Pont de Claix pendant sa construction en 1974

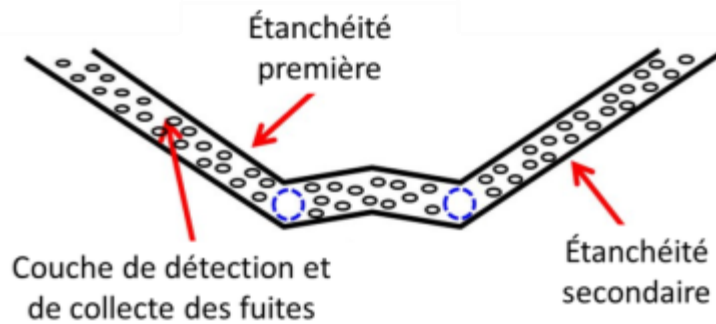


Figure 7. Concept d'une double barrière d'étanchéité avec sa couche drainante intermédiaire

2.3 Maraval : barrage au parement aval renforcé (1976)

Cette structure, située dans le sud-est de la France, est utilisée comme réservoir incendie dans cette région sèche (Kern, 1977), (Cassard, et al., 1979). C'est un des premiers ouvrages permanents en sol renforcé par géotextile (Mitchell & Villet, 1987). Un massif à parement vertical en sol renforcé constitue l'aval du barrage (Figure 8 et Tableau 1). Le géotextile est un tissé monofilament polyester. Le remblai est un sol, mélange d'argile et de schiste compacté. Le parement vertical est obtenu grâce à des gabions de gravier enveloppés dans le géotextile tissé, qui a été pulvérisé de résine en fin de construction. L'espacement entre nappes géotextiles est de 0,60 m.

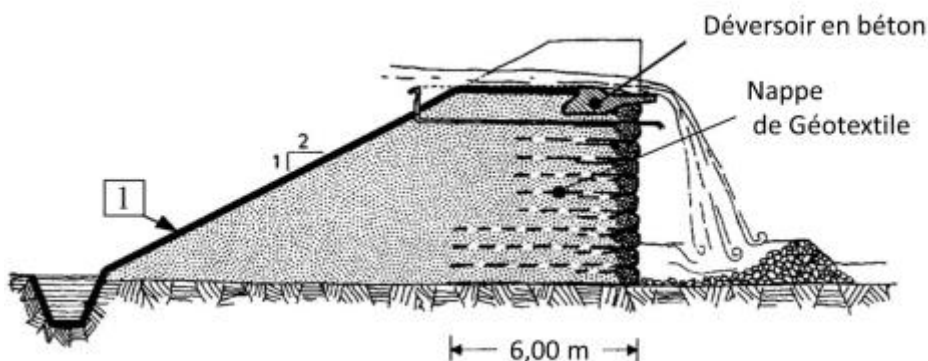


Figure 8. Coupe transversal du barrage de Maraval avec son parement aval renforcé.

Par rapport à son aspect initial en 1976 (Figure 9), le parement ne montre qu'une faible évolution au cours des visites successives en 1996 et 2015 (Figure 10). Les déchirures observées en 1996 et sans évolution depuis, sont vraisemblablement dues à des animaux.



Figure 9. Vue du barrage de Maraval en service, peu après sa construction, en 1976.



Figure 10. Vue du parement aval du barrage de Maraval en 2015.

3. Petite histoire du renforcement par géotextile illustrée par quelques applications françaises

3.1. Prapoutel (1982) : massif de soutènement

3.1.1. Concept et géotechnologie

Ce remblai renforcé, de structure multicouche, est situé dans une station de ski près de Grenoble, à une altitude de 1350 m (Figure 11). A l'époque de sa construction, il existait dans le monde très peu d'ouvrages équivalents par leur taille.

Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont présentées sur le Tableau 2 et la Figure 12. Le géotextile est un tissé (Figure 13). Le mode de construction, encore artisanal à cette époque, est présenté sur la Figure 14 et la Figure 15. Un coffrage provisoire en bois a permis d'obtenir un parement globalement plan et un bon compactage du remblai derrière le parement.



Figure 11. Vue du parement du massif de Prapoutel durant l'hiver 1998.

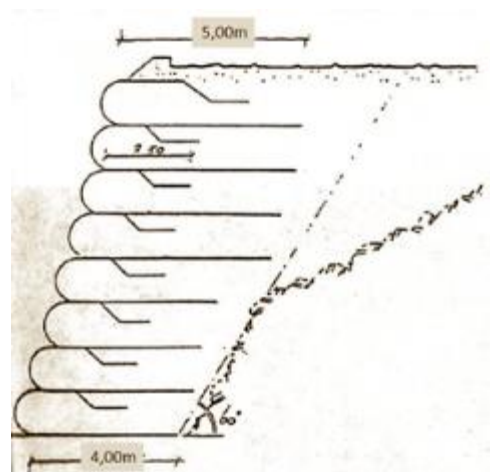


Figure 12. Coupe type du massif renforcé de Prapoutel de 1982.

Tableau 2. Caractéristiques du massif renforcé de Prapoutel.

Prapoutel	1982
Géométrie	
hauteur	2 to 10 m
longueur	170 m
angle du parement	75°
Géosynthétique	
type	tissé Stabilenka PET ⁽¹⁾
résistance à la traction (SP/ST)	200/50 kN/m ⁽²⁾
espacement	1,20 m
longueur	4 to 5 m
Sol	
angle de frottement	$\varphi' = 30^\circ$
cohésion	$c' = 30$ kPa
pooids volumique	$\gamma = 18$ kN/m ³
angle de frottement de l'interface	$\varphi'_{\text{interface}} = 30^\circ$

⁽¹⁾ produit à l'époque par Akzo-Nobel (actuellement Low and Bonar), fabriqué par Huesker Synthetic GmbH à partir d'un brevet Akzo-Nobel et de fils Enka.

⁽²⁾ données producteur (la norme de l'essai de traction n'avait pas encore été publiée)

3.1.2 Dimensionnement et construction

La méthode de calcul pour le dimensionnement est la méthode de Broms (Veldhuizen van Zanten, 1986), (Mitchell & Villet, 1987). Cette structure présente deux particularités (Gourc & Matichard, 1994) :

- l'espacement vertical entre deux nappes géotextiles est de 1,20 m, ce qui totalement inhabituel, même s'il n'a jamais été démontré que ceci était non sécuritaire (Figure 12).
- pour des raisons économiques, le sur-parement supposé protéger le géotextile de l'agression des U.V. n'a jamais été mis en place (Figure 11 et Figure 16). Il était bien connu que les géotextiles sont sensibles à une exposition prolongée au soleil, mais dans le cas présent, le géotextile n'a bénéficié que d'une pulvérisation de bitume. Si l'on veut rester positif, cet ouvrage donne une des rares occasions de tester la résistance aux U.V. en conditions réelles.



Figure 13. Vue rapprochée du géotextile tissé utilisé pour le massif renforcé de Prapoutel (1982).



Figure 14. Vue des éléments de coffrage et du procédé de construction du massif de Prapoutel en 1982.

3.1.3 Durabilité et leçons tirées de cet ouvrage

Jusqu'en 2008, le parement géotextile resté sans maintenance, n'a pas montré d'endommagement notable. Une campagne de prélèvements a été entreprise en 1999 (Risseeuw & Alexiew, 1999). Les principaux résultats à partir de deux échantillons externes à l'ouvrage et un interne étaient (Figure 17) : la dégradation hydrolytique peut être négligée, par contre l'endommagement climatique (dégradation

due aux U.V.), entraîne une perte de résistance en traction de l'ordre de 50 % pour un échantillon non protégé sur le parement sud-ouest.

Les premières déchirures sur le géotextile tissé apparurent en 2008, soit 26 ans après construction, principalement à la base du massif renforcé (Figure 18). Il faut noter qu'aucun tassement concomitant à ces déchirures, n'est apparu sur la chaussée en tête de remblai.

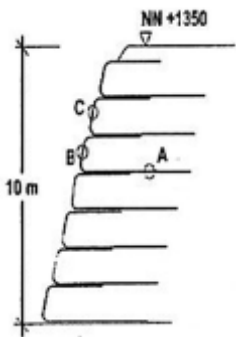
En 2013, il a été décidé par le maître d'ouvrage de procéder enfin à une réhabilitation du parement à l'aide d'une grille de recouvrement (Figure 19).



Figure 15. Vue de l'opération de compactage au voisinage du parement du massif de Prapoutel en 1982



Figure 16. Vue du parement du remblai renforcé de Prapoutel, juste après construction en 1982.



	position	Résistance (%)	Mw (%)	CEG (meg/kg)	$\eta_{\text{réel}}$
valeur initiale (1982)		100	100	26	1,78
valeur in-situ (1999)	A	95-100	100	26	1,77
	B	> 25	92	65	1,63
	C	> 25	86	75	1,63

Figure 17. Évolution des caractéristiques du géosynthétique du massif renforcé de Prapoutel (Septembre 1999); mécanique (résistance en traction) et chimique (poids moléculaire [Mw], Carboxylic End Group [CEG] et Viscosité relative [η]).



Figure 18. Vue du parement de Prapoutel en 2009: premiers dommages apparents.



Figure 19. Vue du parement de Prapoutel en 2013.

3.2. Les Hospices de France (1987): massif de soutènement

3.2.1. Concept et géotechnologie

Depuis les années 70, l'utilisation des géosynthétiques en renforcement de remblais était bien connue. Cependant, même si des réalisations comme à Prapoutel avaient démontré l'intérêt de la technique, le manque de procédé de construction industriel (Figure 14 & Figure 15) et de parement esthétique (Figure 116) avait freiné le développement de cette géotechnologie. En 1984, le LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) (Delmas, et al., 1984), en coordination avec l'entreprise EBAL, a développé une technique spécifique propre à faciliter la construction et le compactage d'un massif renforcé par géosynthétique tout en permettant de proposer un parement esthétique. Les particularités de cette technique sont:

- une totale indépendance du massif renforcé et du parement en protection ;
- une référence rigide fixe qui supporte temporairement le coffrage. Ce parement rigide est soit constitué de montants métalliques ancrés à la base sur une semelle de fondation en béton et par des tirants dans le massif en terre (Figure 20) soit constitué par le parement définitif (Figure 21) ;
- un coffrage gonflable, qui, une fois gonflé supporte la couche de sol en cours de compactage, (Figures 21 et 22) ; une fois dégonflé, ce coffrage est aisé à déplacer (Figure 20).

Ce système, avec sa rigidité et sa robustesse, permet d'utiliser des compacteurs lourds même près du parement et offre aussi une barrière de sécurité pour les travailleurs. Cette technique a été très utilisée en France, et a inspiré des applications au niveau international (Gourc, 1996).

3.2.2. Dimensionnement et construction

La première réalisation avec cette technologie est située aux « Hospices de France » près de Luchon dans les Pyrénées françaises. Pour éviter une zone instable sur le versant opposé de la vallée, une nouvelle route a été construite avec le procédé présenté en 3.2.1. Les principales caractéristiques de la structure sont présentées dans le Tableau 3. Une originalité de cette construction : pour faciliter l'installation, le géotextile est placé avec sa grande longueur en partie supérieure de la couche et un rabat court en dessous. La Figure 23 montre l'installation de quelques-uns des capteurs de déformation placés à trois niveaux pour quatre différentes sections du massif afin d'évaluer le comportement au cours de la construction et en service. Le coffrage gonflable utilisé dans ce cas est montré sur la Figure 24.

La visite effectuée en 2016 a confirmé que la structure ne montrait aucun signe de mouvement et d'instabilité et l'esthétique externe ne souffrait aucune critique (Figure 25 & Figure 26).

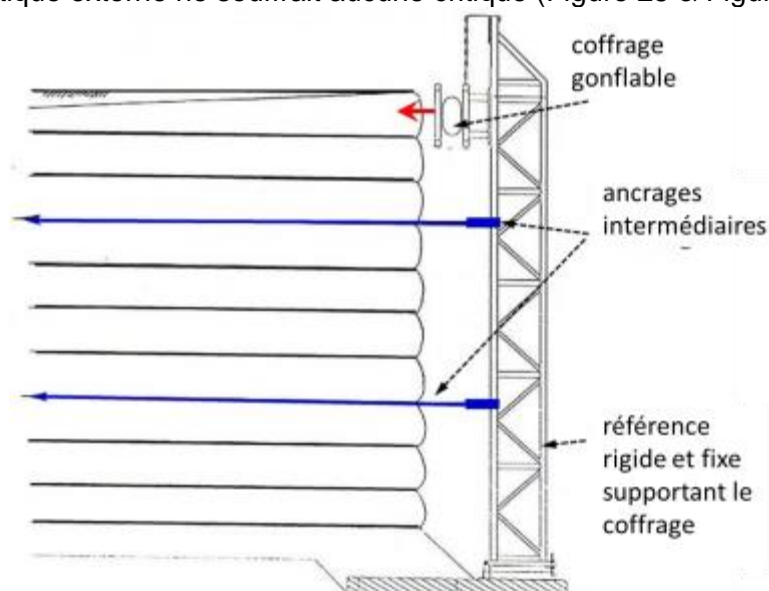


Figure 20. Procédé EBAL-LCPC : un support rigide fixe, ancré par des tirants dans le remblai, supporte le coffrage gonflable.



Figure 21. Un parement béton préfabriqué utilisé comme référence fixe supportant le coffrage gonflable.



Figure 22. Vue des supports métalliques utilisés comme référence fixe et du coffrage gonflable en place sur la couche supérieure.

Tableau 3. Les Hospices de France : principales caractéristiques de la structure.

Les Hospices de France	1987
Géométrie	
hauteur maximum	6.5 m
longueur	84 m
angle du parement	90°
Géosynthétique	
type	UCO 84464 PET tissé ⁽¹⁾
résistance à la traction	217 kN/m ⁽²⁾
espacement	0,80 m
longueur	4 m
Sol	
granularité	0-200 mm) 70% < 20 mm
c', φ'	10 kPa, 35°

⁽¹⁾ produit à l'époque par UCO (actuellement Low and Bonar)

⁽²⁾ données producteur (la norme de l'essai de traction n'avait pas encore paru)



Figure 23. Les Hospices de France : phase de construction avec pose des capteurs de déformation sur le géotextile.



Figure 24. Les Hospices de France: coffrage gonflable s'appuyant sur le parement béton de référence pendant la construction.



Figure 25. Les Hospices de France (2016) : vue du géotextile et de l'espace avec le parement béton

Figure 26. Les Hospices de France en 2016 ; vue du parement béton de protection

L'espacement entre le géotextile entourant les couches de remblai et le parement béton de façade permet un contrôle visuel et le bon état du géotextile, sans dégradation, a ainsi pu être vérifié.

3.2.3 Durabilité et leçons tirées de cet ouvrage

En plus de la faisabilité de ce procédé de construction présenté en 3.2.1 et mis en pratique pour la première fois aux « Hospices de France », il a été montré l'intérêt d'un système tel que celui à coffrage gonflable, permettant un compactage puissant au voisinage du parement.

Comme le montrent les mesures d'élongation du géotextile pendant la construction, plus de 80% de l'élongation finale en fin de construction est obtenue en fin de compactage de la couche (Figure 27). Ce comportement est à relier au compactage à haute énergie qui engendre une pré-tension du géotextile. L'intérêt est une réduction de la déformation globale du massif après construction (Delmas, 1988).

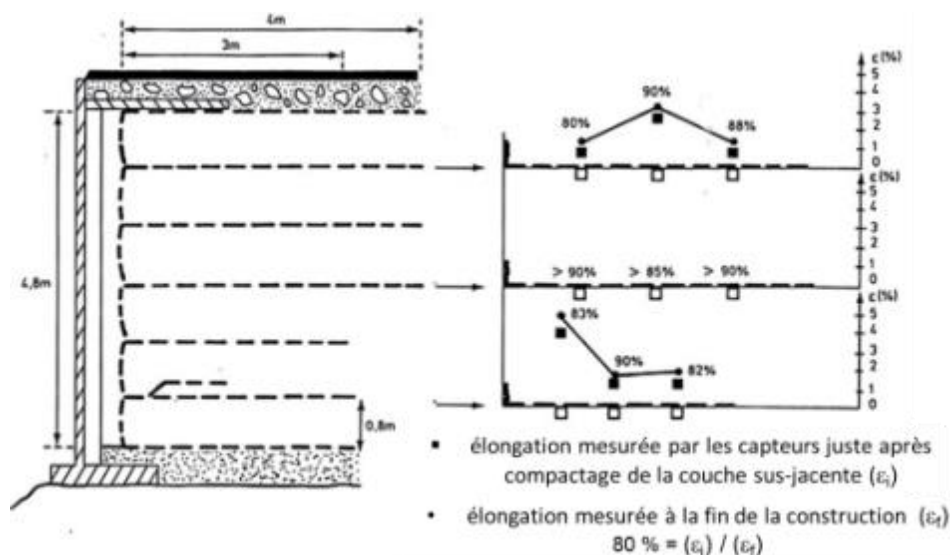


Figure 27. Les Hospices de France : mesure des déformations des géotextiles: effet de pré-tension apporté par le compactage grâce à la combinaison coffrage gonflable et référence fixe.

3.3. Autoroute Foix-Tarascon (1993): massif de soutènement

3.3.1. Concept et géotechnologie

Comme montré aux “Hospices de France”, le concept présenté en 3.2.1 a apporté une approche industrielle de la construction des remblais renforcés grâce à la combinaison coffrage gonflable et référence fixe (Figure 28 & Figure 29). Cette technique permet une limitation des déformations post-construction de l'ouvrage, grâce à la prétension du géotextile.

Ceci a permis d'envisager la construction d'ouvrages de grande hauteur, d'autant plus que simultanément étaient développées des approches de dimensionnement nouvelles, prenant en compte la déformabilité des géosynthétiques (Delmas, et al., 1986), (Gourc, et al., 1986).

Ces nouvelles approches, appelées «méthodes en déplacement» prennent en compte un comportement élastique pour le géosynthétique et un comportement élasto-plastique pour l'interface sol-géosynthétique. La distribution des déplacements le long de la ligne de glissement calculée, permet une évaluation de la déformation maximale pour chaque nappe de géosynthétique et l'effort de traction correspondant.



Figure 28. Autoroute Foix-Tarascon - MS13 : vue de la construction du 3^{ème} bloc supérieur avec les références fixes métalliques et les coffrages gonflables. Le parement béton définitif a déjà été mis en place pour les deux blocs inférieurs.



Figure 29. Autoroute Foix-Tarascon-MS13 : vue du 3^{ème} bloc renforcé finalisé, les références fixes ont été enlevées et le parement béton de protection est en cours de pose.

3.3.2 Dimensionnement et construction.

La nouvelle autoroute Foix-Tarascon fut l'occasion de réaliser un massif renforcé de grande hauteur, le MS13 sous l'autoroute. A cet emplacement, le massif de soutènement devait avoir une hauteur de 21 m au-dessus du lac de barrage EDF. Le MS13 était à l'époque l'un des plus hauts au monde. Le renforcement du remblai a été obtenu grâce à des géotextiles dont la texture était basée sur la technologie du « tissé-tricoté ». Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont présentées dans le Tableau 4. L'ouvrage est composé de trois massifs de sol renforcé (7 m de haut chacun) et le dimensionnement a été fait en utilisant la « méthode en déplacement » et en respectant les normes françaises des années 90 (Hérault, et al., 1995) ; la coupe type du massif est présentée sur la Figure 30.

Le massif MS13 a été suivi au cours du temps (paragraphe 3.2.1) et en particulier la limitation des déformations de la partie supérieure du massif grâce à la prétension des géotextiles; dans la partie inférieure du massif, l'effet de la prétension disparaît avec l'augmentation de la charge due à la partie supérieure du massif ; néanmoins la prétension retarde et réduit les déformations attendues (Blivet & Gourc J.P., 1998), (Gourc, et al., 2001). La visite réalisée en 2016 confirme le bon comportement de l'ouvrage sur le long terme ; comme immédiatement après construction et plus tardivement, quelques suintements d'eau s'observent de place en place, mais aucune dégradation notable du massif n'est observée en ces endroits (Figure 31). Comme pour le massif renforcé des “Hospices de France”, une visite dans l'espace (~ 80 cm) entre le massif renforcé et le parement béton de protection, à la base du massif inférieur (Figure 32) tout comme la vue globale de l'ouvrage (Figure 33) confirme que plus de 23 ans après construction, le massif renforcé du MS13 satisfait les exigences constructives initiales.

Tableau 4. Autoroute Foix-Tarascon - MS13 – caractéristiques du massif renforcé de 21 m de haut.

Autoroute Foix-Tarascon MS13 (1993)	Bloc 1 (bas)	Bloc 2	Bloc 1 (haut)
Géométrie			
hauteur	7 m	7 m	7 m
longueur	150 m		
angle du parement	90°	90°	90°
Géosynthétiques			
type	BidimRock ⁽¹⁾		
résistance en traction (bas/haut)	400/300 kN/m	200/150/100 kN/m	75/50 kN/mm
espacement	0,4 m	0,4 m	0,4 m
longueur	8,5 m	6,5 m	5,0 / 3,0
Sol			
c', ϕ'	0 kPa, 35°	0 kPa, 35°	0 kPa, 35°

⁽¹⁾ produit à l'époque par Bidim Geosynthetics (actuellement TenCate Geosynthetics France).

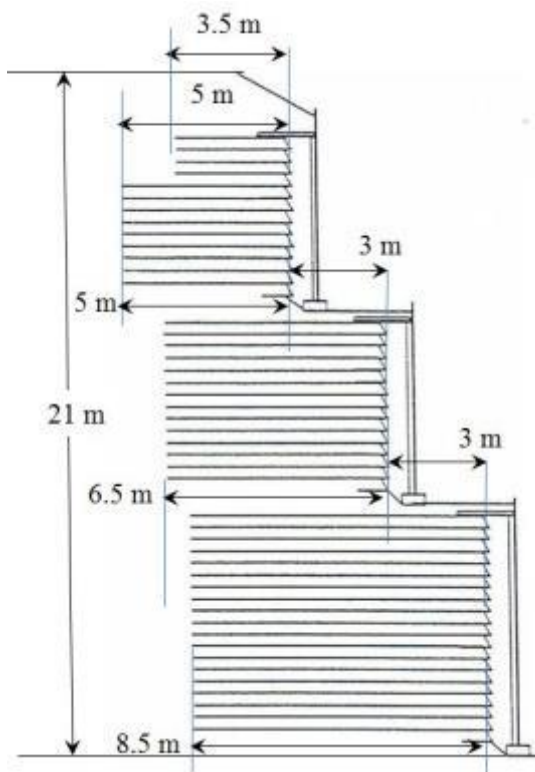


Figure 30. Autoroute Foix-Tarascon- MS13 ; coupe-type en trois blocs.



Figure 31. Autoroute Foix-Tarascon-MS13; vue rapprochée du géotextile au niveau de l'une des fenêtres de surveillance dans le parement béton , en pied du bloc inférieur (2016) ; quelques suintements au niveau des inter-couches, comme juste après construction.



Figure 32. Autoroute Foix-Tarascon-MS13; vue de l'espace (~ 80 cm) entre le massif géosynthétique et le mur béton de protection, en pied d'ouvrage (2016).



Figure 33. Autoroute Foix-Tarascon-MS13; vue Générale de l'autoroute et du massif renforcé (2016).

3.3.3 Durabilité et leçons tirées de cet ouvrage

A l'époque de sa construction le MS13 de l'autoroute Foix-Tarascon était l'un des massifs renforcés par géosynthétiques les plus hauts au monde. La surveillance lancée après construction a confirmé une stabilisation des déformations, une fois la construction achevée. La Figure 34 montre le type d'instrumentation pour les deux profils appareillés, ce qui comprend quatre extensomètres horizontaux ancrés dans le bedrock, des jauges de déformation fixées au géotextile pour chaque massif et trois inclinomètres verticaux au niveau de chaque berme. La Figure 35 présente l'évolution des déplacements horizontaux pendant et juste après construction, évalués à partir des extensomètres horizontaux. En 2017, il est prévu une mesure inclinométrique de contrôle.

Il est aussi intéressant de noter que, depuis l'époque où le dimensionnement a été effectué, les règles ont beaucoup évolué avec les nouvelles normes relatives au dimensionnement des remblais renforcés par géosynthétiques prenant en compte les Eurocodes (NF-G38064) :

- dans les années 90, il n'existait pas de facteurs spécifiques mais uniquement un facteur global de sécurité $FS = 1.5$ sur la résistance au cisaillement du sol (ϕ' , c');
- aujourd'hui en 2017, le dimensionnement est réalisé selon l'Etat Limite Ultime (NF-G38064):
- actions permanentes défavorables (favorables) $\gamma_{GSup} (\gamma_{GInf}) = 1.0 (1.0)$
- actions variables défavorables (favorables) $\gamma_{QSup} (\gamma_{QInf}) = 1.3 (0.0)$
- angle de frottement (ϕ') $\gamma_{\phi'} = 1.25$
- cohésion (c') $\gamma_{c'} = 1.25$
- poids volumique $\gamma_{\gamma} = 1.0$
- effort de traction géosynthétique $\gamma_{M;t} = 1,25$
- frottement d'interface $\gamma_{R;f} = 1,35$
- coefficient méthode de calcul $\gamma_{R;d} = 1,1$

Parallèlement une exigence additionnelle est à vérifier sur l'élongation maximale du géosynthétique entre la fin de construction et le temps correspondant à la durée de service ($\epsilon_{max} < 3\%$).

De même l'approche de la résistance en traction du géosynthétique admissible a légèrement changé, avec les progrès sur la connaissance des polymères et des géosynthétiques, testés sur de plus longues périodes (fluage, dégradation chimique).

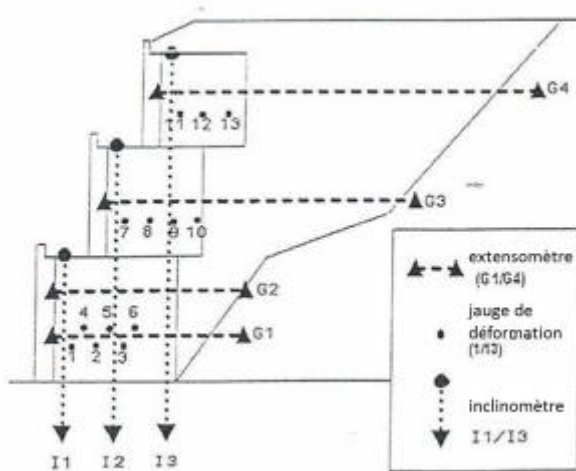


Figure 34. Autoroute Foix-Tarascon - MS13; vue de l'emplacement des différents dispositifs d'instrumentation installés en 1993.

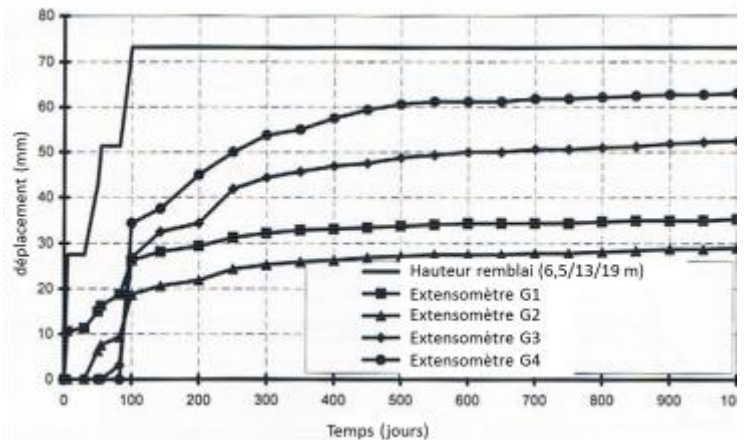


Figure 35. Autoroute Foix-Tarascon- MS13; déplacements horizontaux pendant et juste après construction, évalués à partir des extensomètres horizontaux.

Il est intéressant de reprendre les calculs avec la nouvelle approche tout en considérant les mêmes hypothèses sur le sol ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi' = 35^\circ$, $c' = 0 \text{ kPa}$) et sur le trafic ($q = 10 \text{ kPa}$) qu'en 1993 et de réaliser le dimensionnement avec le même logiciel utilisant la « méthode en déplacement ». On constate que le cercle le plus critique est le même que lors du dimensionnement réalisé en 1993 et passe par le pied du mur en interceptant les géotextiles du bloc inférieur. Le Tableau 5 montre la comparaison des valeurs de résistance ultime suivant l'approche de 1993 et l'actuelle, dans deux hypothèses : (1) aucune donnée n'est fournie par le producteur sur le comportement à long terme du produit ; dans ce cas les coefficients réducteurs maximum préconisés par les normes sont pris en compte et (2) des valeurs usuelles fournies pour les principaux produits en polyester sur le marché. On constate que le dimensionnement réalisé en 1993 avait amené à choisir un produit en pied de mur de résistance égale à 400 kN/m , alors qu'actuellement l'exigence serait seulement de 342 kN/m .

Tableau 5. Comparaison des résistances ultimes suivant les approches en vigueur en 1993 et en 2017.

		2017		1993	
		(maximum)*	principaux produits en PET	(maximum)*	données du producteur
fluage	Γ_{fluage}	(3,0)	2,0	(2,3)	2,3
vieillessement	$\Gamma_{\text{environ.}}$	(1,2)	1,2	(1,1)	1,1
endommagement à la mise en œuvre	$\Gamma_{\text{endom.}}$	(1,15)	1,15	(1,5)	1,1
matériau	$\Gamma_{\text{mat.}}$	(1,25)	1,25	(1,2)	1,2
résistance ultime		(512 kN/m)	342 kN/m	(563 kN/m)	413 kN/m

* valeur maximum suivant la norme en vigueur en absence de données du producteur.

3.4 Gif sur Yvette (1988): massif de soutènement

3.4.1. Concept et géotechnologie

Le renforcement des sols par fils, technique du type micro-renforcement, n'est pas une technique nouvelle, mais l'innovation proposée par Leflaive (Leflaive, 1982) & (Leflaive, 1988) consiste à utiliser non pas des fibres courtes mais des filaments continus (en polyester) distribués aléatoirement dans la masse de sable (Figure 36). La marque commerciale est Texusol, et Eiffage est actuellement en charge de sa commercialisation. Pour les premières applications en France, les fils étaient en polyester 167 ou 330 dtex. Les fils sont mis en place simultanément au sable suivant un plan incliné entre 10° et 15° . La machine de chantier (dont la taille dépend du type de chantier) est représentée sur la Figure 37.



Figure 36. Vue du sable micro-renforcé ; le renforcement est tridimensionnel.



Figure 37. Mise en œuvre du micro-renforcement : les fils continus sont mélangés avec le sable.

Les essais triaxiaux effectués sur le sable micro-renforcé ont démontré que la résistance au cisaillement et la raideur du géocomposite augmentaient avec la teneur en fils jusqu'à une valeur seuil. Dans une application standard, la teneur massique en fils est de 0,2% (par rapport à la masse de sable sec) et le sable a un $D_{max} < 10$ mm, un $D_{50} \approx 0.50$ mm (Khay, et al., 1990).

L'angle de frottement du géocomposite est toujours supérieur à celui du sable non renforcé, et la cohésion augmente avec la teneur massique en fils. Les valeurs moyennes obtenues sont présentées sur la Figure 38 : $\varphi' = 49^\circ$, $c' = 80$ kPa pour une teneur massique de 0.1% de fils PET de 167 dtex et un γ_d du sable = 18 kN/m³.

3.4.2 Dimensionnement et construction

Compte tenu des caractéristiques obtenues grâce au micro-renforcement, une des premières applications a été la réalisation de murs de soutènement poids (Figure 39) avec un parement aval pentu (entre 65° et 75°) comme par exemple à Gif sur Yvette (Figure 40 et Figure 41). Le sol naturel à l'arrière du mur était un sol sableux très instable. La hauteur maximale du mur est de 7,00m et le volume total de sable micro-renforcé est de 600 m³.

3.4.3 Durabilité et leçons tirées de cet ouvrage

La Figure 42 est une vue de la structure en 2016 que l'on peut comparer à la vue du même ouvrage en 1988 (Figure 41). Une des difficultés de cette technique est la végétalisation du parement externe, puisque la rétention d'eau par le sable est faible. La Figure 43 montre l'état de la végétation sur le parement en 2016.

En ce qui concerne le vieillissement des fils, (Lavaud, et al., 2011) donnent des données intéressantes relatives à un remblai expérimental micro-renforcé construit en 1987. En 2008, vingt ans après, des fils extraits du remblai ont été soumis à des tests mécaniques et chimiques. Le sable était un 0/5 mm et les fils du 167 dtex. On note une perte de masse moléculaire (15% à 25%) aux parements sud et ouest, alors que la perte est nulle au nord (0%). Mais par ailleurs une perte de résistance mécanique importante est observée, équivalente au sud et au nord. En conséquence, il n'apparaît pas possible de corrélérer la perte de résistance mécanique à la dégradation chimique, contrairement aux résultats présentés par (Risseeuw & Schmidt, 1990). Selon (Lavaud, et al., 2011), la réduction des propriétés mécaniques est à relier à un endommagement au compactage ou au mode de prélèvement des fils.

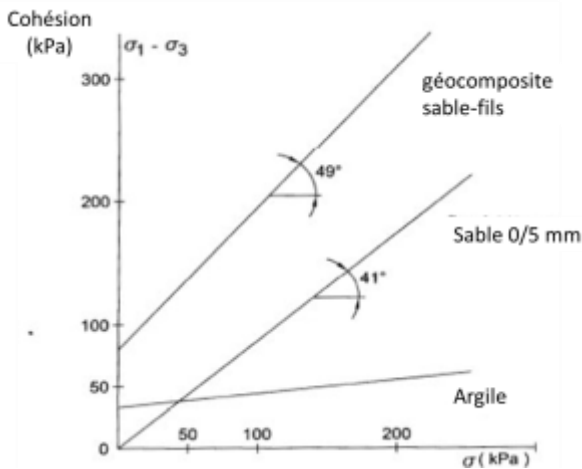


Figure 38. La résistance au cisaillement du géocomposite sable-fils présente une cohésion de l'ordre de 100 kPa pour une teneur massique en fils PET de 0,1%; l'angle de frottement est légèrement supérieur pour le sable micro-renforcé.



Figure 39. Vue d'un mur de soutènement en sable micro-renforcé à l'arrière-plan d'un mur cellulaire.

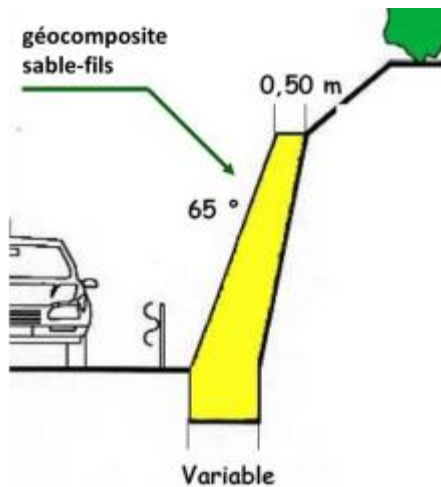


Figure 40. Gif sur Yvette : profil type du mur poids micro-renforcé.



Figure 41. Gif sur Yvette ; vue du massif micro-renforcé en 1988.



Figure 42. Gif sur Yvette ; vue du massif de soutènement micro-renforcé en 2016.



Figure 43. Gif sur Yvette ; vue rapprochée de la végétation sur le parement en 2016.

3.5 Frontenex (1992): couverture d'un réservoir sphérique

3.5.1. Concept et géotechnologie

Les préoccupations environnementales et sécuritaires ont modifié les règles quant au stockage de gaz liquide (Directive Seveso 1982). Ceci a obligé les compagnies à revoir leurs structures de stockage.

Dans ce nouveau contexte environnemental, le sable micro-renforcé, tel que présenté ci-dessus, peut être une technique pertinente. Il a ainsi été montré qu'une épaisseur de 60 cm de sable micro-renforcé constitue une protection équivalente à 1 m de terre en ce qui concerne la résistance à la chaleur, une explosion, un missile,.... À propos de missile, il a été montré expérimentalement qu'un projectile qui perce 0,80 m de terre végétalisée ne pénètre que de 0,25 m dans un sable micro-renforcé.

3.5.2. Dimensionnement et construction

Le réservoir de Frontenex a été la première application de ce type (Figure 44). Le réservoir contient du GPL C, mélange de propane et de butane. Un tumulus en sable micro-renforcé a été construit en 1992. En ce qui concerne la protection au feu, (Khay & Claquin, 2000) ont montré qu'une épaisseur de 0,50 m permettait une résistance au feu de 5 heures. Un autre avantage de cette technique est que la distance entre deux réservoirs peut être réduite. La Figure 45 montre la construction du tumulus et la Figure 46 sa végétalisation.

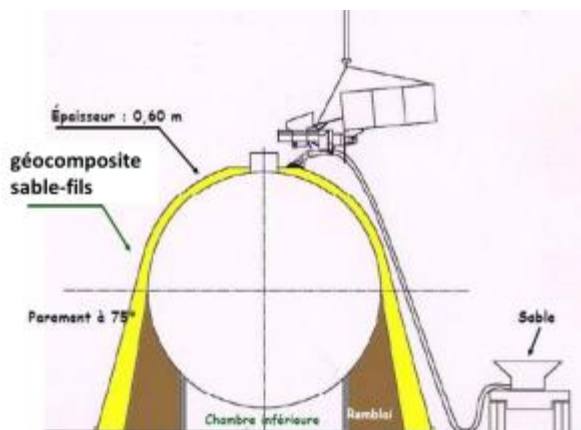


Figure 44. Coupe-type d'une couverture micro-renforcée de réservoir sphérique de gaz en cours de construction.



Figure 45. Vue de la couverture en sable micro-renforcé pendant sa construction.

3.5.3 Durabilité et leçons tirées de cet ouvrage

La Figure 47 montre l'aspect tout à fait correct du tumulus en 2016 et la Figure 48 est une vue rapprochée pour montrer la végétation de surface. En 2016, 25 ans après construction, la réglementation parasismique ayant changé, il était nécessaire de renforcer les entretoises entre les pieds du réservoir sphérique. Il fallait donc enlever la protection en sable micro-renforcé (Figure 49). Cette technologie ayant donné satisfaction, il fut décidé de la reconstruire à l'identique en 2016.



Figure 46. Frontenex: tumulus en sable micro-renforcé juste après construction en 1992.



Figure 47. Frontenex : tumulus en sable micro-renforcé en 2016.



Figure 48. Frontenex : vue de détail de la surface du tumulus de sable micro-renforcé en 2016



Figure 49. Frontenex : démantèlement du tumulus en sable micro-renforcé en 2016

3.6 Trois Luc à La Valentine (1991): géosynthétiques « parachute » au-dessus de cavités

3.6.1. Concept et géotechnologie

La construction d'infrastructures sur des zones à risque d'effondrement a toujours nécessité des solutions de renforcement, lourdes et coûteuses, spécialement lorsque la position des cavités n'est pas connue (Figure 50). Quand le comblement de la cavité n'est pas possible, le pontage par un ouvrage béton ou un remblai sur pieux sont des solutions utilisées. Avec l'apparition de géosynthétiques à haute résistance, une nouvelle solution était envisageable, qui permettait d'éviter un effondrement brutal lorsque la cavité apparaissait en surface. Le concept consiste à ancrer le géotextile sur les bords de la cavité, le géotextile supportant le sol supérieur par un travail en membrane, en diminuant et régularisant le tassement de surface (Figure 51). Le mécanisme a été formalisé à la fin des années 80 (Perrier, et al., 1990).

Il apparaît que le tassement de surface dépend largement du rapport de l'épaisseur de la structure au-dessus du géotextile et de la largeur de la cavité. La raideur du géotextile permet alors de calibrer le tassement.

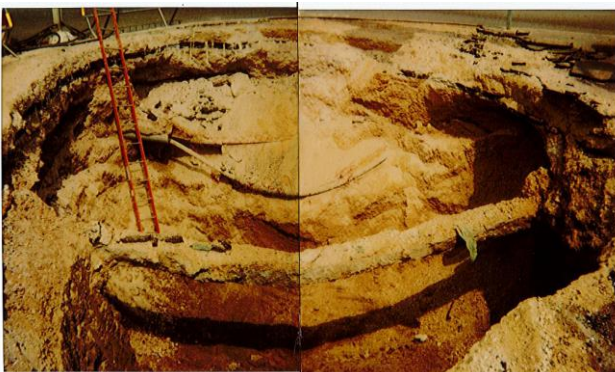


Figure 50. Fontis type observé route des Trois Luc en 1993.

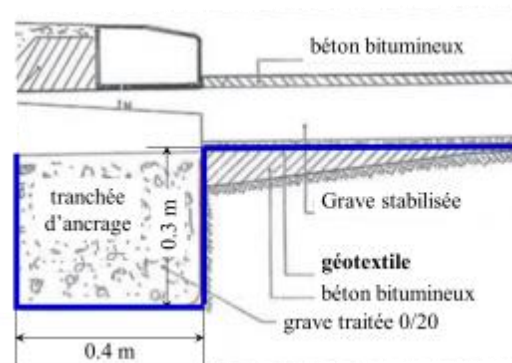


Figure 51. Structure type et géotextile sur le tronçon de la route des Trois Luc.

3.6.2 Dimensionnement et construction.

Le site des Trois Luc à La Valentine se trouve dans la banlieue de Marseille. La géologie montre un sol marneux-gypseux sensible à la dissolution. La route des Trois Luc passe sur une zone de galeries souterraines, datant de 1922, à une profondeur de l'ordre de 20 m et non entretenues de nos jours. De plus le canal des Eaux de Marseille, qui longe la route, n'est pas étanche. Régulièrement des fontis apparaissent en surface dans cette zone, comme celui de 1993 (Figure 50). Des tentatives d'injection de coulis n'ont pas donné de résultats satisfaisants.

En 1991, la pose d'un géotextile « parachute » sous la couche de roulement a été mise en œuvre (Figure 51). Le Tableau 6 présente les principales caractéristiques de la structure et du géotextile.

Le maître d'ouvrage avait deux exigences sur la base d'une cavité de diamètre 2 m : (1) un tassement maximal de 10 cm sous une charge axiale de 35 kN et (2) pas de rupture brutale sous un essieu chargé à 130 kN, mais dans ce cas sans limitation du tassement.

Tableau 6. « Trois Luc à La Valentine », principales caractéristiques.

Trois Luc à La Valentine		1991
Géométrie		
Largeur de la route		3,5 m
diamètre de la cavité en surface		2,0 m
surface sécurisée		5 600 m ²
longueur des ancrages le long de la route		1 600 m
Géosynthétique		
type		GX 102 bi-module poly-aramide polyester ⁽¹⁾
résistance en traction à 4% de déformation		120 kN/m ⁽²⁾
résistance en traction à la rupture		200 kN/m ⁽²⁾
géotextile/géotextile résistance de liaison		100 kN/m ⁽²⁾
stabilité chimique		4,5 < pH < 11,5
stabilité thermique		température Inférieure à 110 °C
Matériaux de chaussée et ancrages		
au-dessus du géotextile		grave 0/14 stabilisée au bitume grave 10/14 + émulsion cationique (18 kg/m ²)
sous le géotextile		béton bitumineux 0/6
ancrages latéraux		tranchée en grave traitée (hauteur 0,3 m largeur 0,4 m)

⁽¹⁾ produit à l'époque par Notex (actuellement Texinov)

⁽²⁾ données producteur (la norme de l'essai de traction n'avait pas encore paru)

Ces exigences ont nécessité le développement d'un géotextile bi-module, en combinant des fils poly-aramide et des fils polyester en utilisant la technologie du « tissé-tricoté ». La forte raideur du produit jusqu'à 4% de déformation permettait de remplir l'exigence (1), et la résistance à la rupture du géotextile permettait de satisfaire l'exigence (2) (

Figure 52). La liaison entre nappes (poly-aramide) avait une résistance de 50 % de celle du produit (Figure 53).

Les Figure 54 et Figure 55 montrent l'installation du géotextile placé entre une couche de béton bitumineux et une couche de gravier stabilisé au bitume (Tableau 6). On peut aussi voir l'ancrage latéral du géotextile.

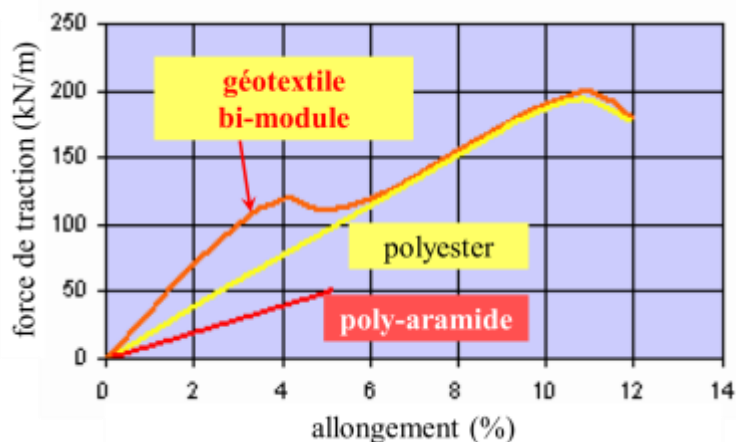


Figure 52. Trois Luc à La Valentine : comportement en traction du géotextile bi-module.

Figure 53. Trois Luc à La Valentine, vue de la liaison entre nappes de géotextile.



Figure 54. Trois Luc à La Valentine, vue de l'installation du géotextile (1991).



Figure 55. Trois Luc à La Valentine, vue de l'installation du géotextile (1991).

3.6.3 Durabilité et leçons tirées de cet ouvrage

Comme expliqué exhaustivement dans (Borie, et al., 1991), dans ce type d'application, le géotextile ne travaille pas jusqu'à ce que la cavité remonte en fontis à la surface. C'est ce qui s'est produit fin 2015 avec un affaissement de surface de 8 cm (Figure 56). Après décaissement, on peut voir le géotextile mobilisé au niveau de son ancrage (Figure 57).

On notera que la solution géotextile « parachute » a été jugée satisfaisante par les services de la Ville de Marseille, qui ont reconduit ce type de solution lors de la réparation.



Figure 56. Trois Luc à La Valentine : zone renforcée par géotextile, affaissée en 2015.



Figure 57. Trois Luc à La Valentine : décaissement jusqu'au géotextile dans la zone affaissée, en 2015.

4. Petite histoire de l'application hydraulique des géotextiles illustrée par quelques applications françaises.

4.1 Roissard (1993): tranchée drainante

C'est le seul cas parmi tous ceux présentés qui ne correspond pas à une structure permanente, en service encore aujourd'hui. Il s'agit d'un ouvrage expérimental qui était situé à Roissard à 30 km au sud de Grenoble. Mais il n'existe que très peu de tranchées drainantes instrumentées et suivies sur presque 20 ans.

4.1.1. Concept and géotechnologie

Les tranchées drainantes traditionnelles sont constituées de gravier propre et à granulométrie étroite. Les graviers sont séparés du sol en place par une enveloppe géotextile servant de filtre (Figure 58 et Figure 59). Dans le cas du présent site, il s'agit de drainer une zone de faible pente dans une argile glacio-lacustre (argiles varvées). Il s'agit d'un cas de filtration critique car l'eau peut circuler le long des strates à haute perméabilité ou des fissures, avec un risque de particules fines en suspension. Les critères de filtre standards pour sols pulvérulents plus grossiers ne sont pas adaptés et la possibilité d'un colmatage doit être envisagée.

C'est dans ce contexte qu'un programme de recherche a été lancé en 1993 pour étudier la pertinence d'emploi d'un géotextile comme filtre dans ces conditions (Figure 59).

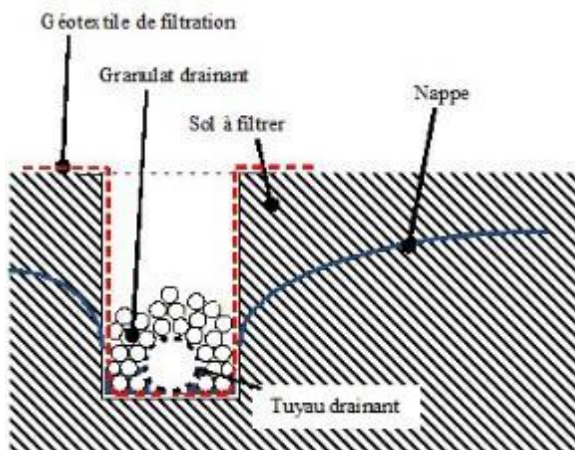


Figure 58. Coupe type d'une tranchée drainante.



Figure 59. Vue d'une tranchée drainante en construction, avec le drain collecteur de fond, le gravier et le filtre géotextile.

4.1.2. Dimensionnement et construction

Le but de cette étude expérimentale était de comparer l'efficacité de différentes solutions géosynthétiques. Six tranchées drainantes de profondeur de 2 m à 2,5 m, de 12 m de longueur et de 0,60 m de large ont été creusées. Cinq de ces tranchées sont constituées de gravier propre et roulé (Faure, et al., 1994) et (Faure, et al., 1996). La tranchée T1 sert de référence, elle est sans géotextile (Tableau 7 et Figure 60). Pour la tranchée T2, on trouve uniquement une bande de géotextile horizontale en partie supérieure de la tranchée. Pour T3, T4, T5, le gravier est enveloppé dans un géotextile. La dernière tranchée T6 ne comprend qu'un géocomposite (sans gravier) constitué d'un géoespaceur épais entouré d'un filtre géotextile.

Le flux d'eau sortant de chaque tranchée est collecté séparément. Les particules en suspension sont aussi collectées. Des piézomètres placés autour des tranchées permettent d'apprécier le rabattement de la nappe.

L'étude des débits collectés en sortie de tranchée (Tableau 8) montre que le débit de la tranchée T1 de référence sans géotextile est très faible, comparé à celui des autres tranchées ; c'est le débit de la tranchée T2 qui servira de référence. La diminution du débit de T2 au cours du temps est forte, si on la compare à celle de T3 (filtre non-tissé) et aussi de T6, le géocomposite. Pour T4 et T5 enveloppés dans un géotextile de grande ouverture de filtration, le débit décroît mais sans devenir critique.

Il faut remarquer que les filtres géotextiles ne satisfont pas les critères de filtre français actuels. L'argile est caractérisée par : $D_{90} = 20 \mu\text{m}$ and $CU = 6$. Le critère de rétention pour un sol cohérent est

$$63 \mu\text{m} < O_f < 80 \mu\text{m}$$

L'ouverture de filtration de tous les géotextiles est hors du domaine de validité, même pour T3 ($O_f = 140 \mu\text{m}$) qui présente un comportement satisfaisant à long terme.

Tableau 7. Roissard; caractéristiques des tranchées drainantes.

Roissard	T1	T2	T3	T4	T5	T6
Géométrie						
hauteur de tranchée	2 – 2.5 m	2 – 2.5 m	2 – 2.5 m	2 – 2.5 m	2 – 2.5 m	2 – 2.5 m
longueur de tranchée	12 m	12 m	12 m	12 m	12 m	12 m
Géosynthétique						
position	(-)	haut	enveloppé	enveloppé	enveloppé	côté amont
nom	(-)	Bidim b2 ⁽¹⁾	Bidim b2 ⁽¹⁾	Propex 6062 ⁽²⁾	HaTe 43.144 ⁽³⁾	Hydraway 2000 ⁽⁴⁾
structure	(-)	Non tissé	Non tissé	Tissé de bandelettes	Grille PET enduite	Composite de drainage
masse surfacique filtre	(-)	130 g/m ²	130 g/m ²	190 g/m ²	200 g/m ²	233 g/m ²
épaisseur du cœur drainant	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	3 cm
ouverture de filtration (µm)	(-)	140 ⁽⁵⁾	140 ⁽⁵⁾	110 ⁽⁵⁾	1100 ⁽⁵⁾	100 ⁽⁵⁾
Drain						
Diamètre	160 mm					
Sol						
Argiles varvées						
< 2 µm	25 %					
< 20 µm	90 %					

⁽¹⁾ Bidim geosynthetics (actuellement TenCate Geosynthetics France)

⁽²⁾ Amoco

⁽³⁾ Huesker Synthetic GmbH

⁽⁴⁾ Hydraway

⁽⁵⁾ Ouverture de filtration mesurée par la méthode hydrodynamique (ancienne norme française)

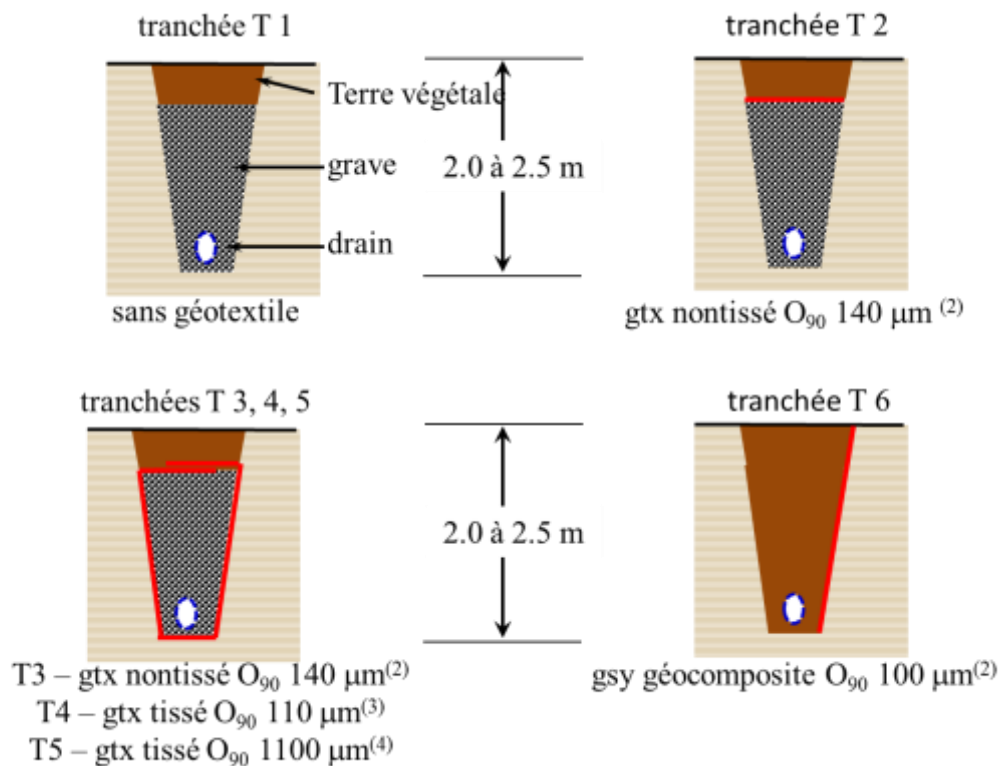


Figure 60. Roissard; coupe des différentes tranchées drainantes (en rouge le géosynthétique).

Tableau 8. Roissard : évolution des débits au cours du temps pour les différentes tranchées et ouvertures de filtration.

année	débit moyen (l/min)		O ₉₀ (μm) / type de géosynthétique
	1993 – 1999	2008 - 2009	
tranchée T1	0,758	0,441	(pas de filtre)
tranchée T2	18,736	3,364	(pas de filtre sur le côté)
tranchée T3	5,856	5,905	140 / nontissé
tranchée T4	6,244	2,118	110 / tissé
tranchée T5	6,456	3,941	1100 / tissé
tranchée T6	3,50	3,424	100 / géocomposite

4.1.3 Durabilité et leçons tirées de l'ouvrage.

Après 18 ans de suivi, il a été décidé d'excaver toutes les tranchées (en 2011). Une grande quantité de données a pu ainsi être collectée. Quelques photos, correspondant à l'état final sont présentées sur la Figure 61 pour la tranchée de référence T2 et sur la Figure 62 pour la tranchée T3 avec filtre non-tissé. Les autres cas de tranchée ne sont pas examinés en détail ici, faute de place. On trouvera une analyse complète du comportement dans (Veylon, et al., 2016.).

La pollution du gravier est nettement supérieure pour la tranchée T2, par comparaison avec la tranchée T3. Cependant le drain collecteur n'est colmaté dans aucun des deux cas, même s'il y a un colmatage partiel des ouvertures à la base du collecteur T2.

Une importante épaisseur de croûte de calcite est observée à l'interface argile-gravier pour T2 et sur la face aval (côté gravier) du géotextile pour T3. Ceci correspond aux zones où la porosité change en corrélation sans doute avec le passage à une zone aérobie.

Sur la face amont du géotextile, pour T3, (Figure 62), on observe un "cake" de 1 à 2 cm d'épaisseur. Le Tableau 9, permet une comparaison schématique du comportement des différentes tranchées en combinant micro et macro-observations : le non-tissé apparaît pour ce site le plus performant, mais on ne peut en tirer des conclusions générales.

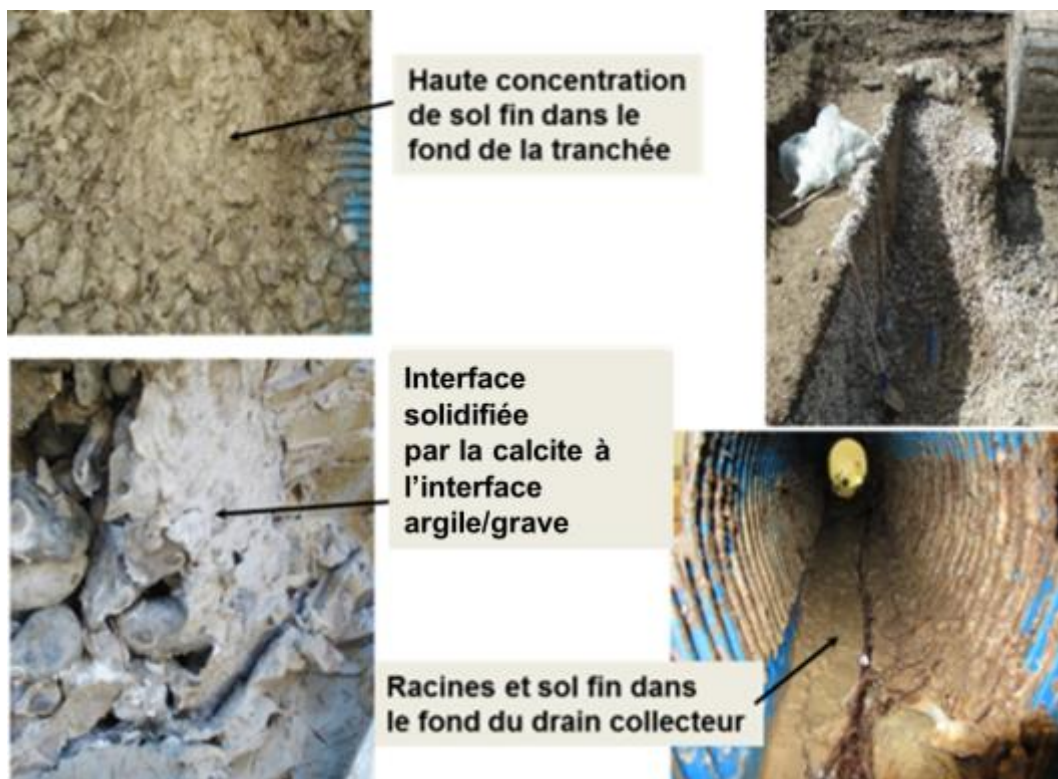


Figure 61. Roissard : observations en 2011 sur la tranchée T2 sans géotextile.

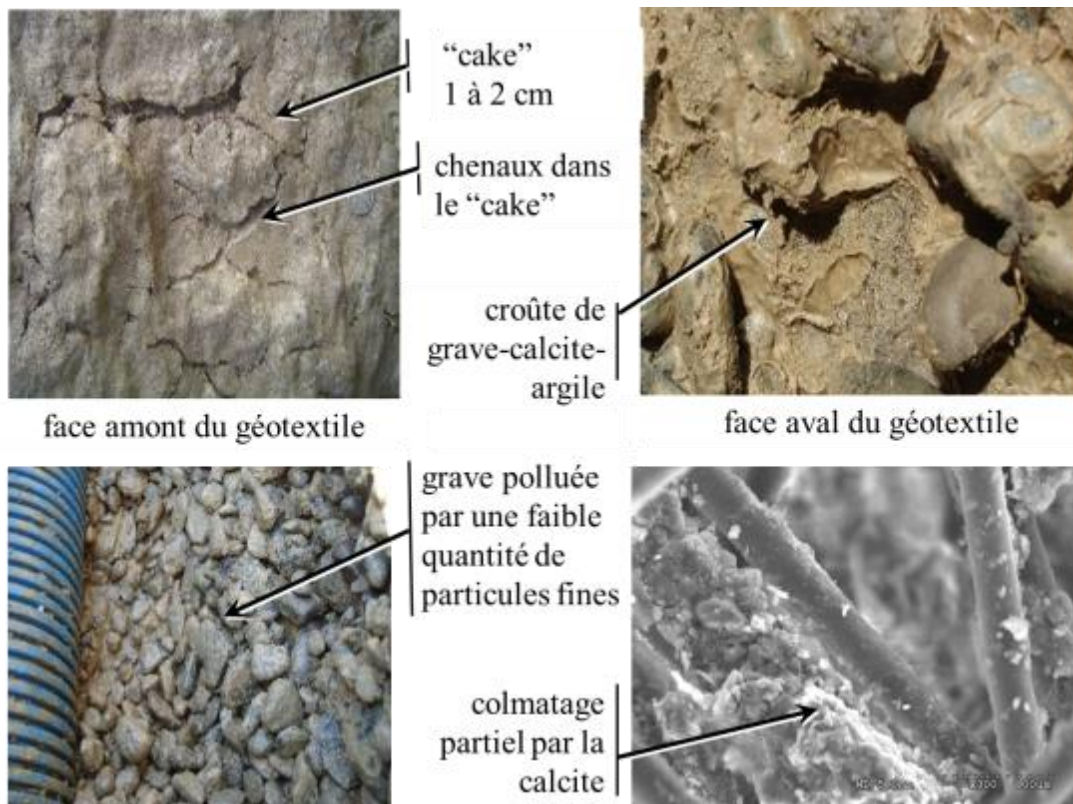


Figure 62. Roissard : observations en 2011 sur la tranchée T3, avec géotextile non-tissé.

Tableau 9. Roissard; observations sur les tranchées T2 à T5 en 2011, lors de l'excavation.

tranchée	épaisseur du "cake"	calcite	% colmatage
T 2	/	+++	73 %
T 3	10 – 20 mm	+	21 %
T 4	20 – 40 mm	+++	16 %
T 5	2 – 10 mm	+	60 %

4.2. Jonage (1994) : protection de berge

4.2.1. Concept and géotechnologie

Les matelas béton en géosynthétiques constituent une technique intéressante pour restaurer l'étanchéité de canaux ou réservoirs, la nouvelle étanchéité venant recouvrir l'ancienne. Un des avantages de cette technologie est que la mise en œuvre peut se faire sous l'eau, sans en diminuer le niveau.

Un matelas standard comprend deux géotextiles tissés en polyéthylène-polyamide liés entre eux. Le vide entre les deux géotextiles est injecté sur site de béton liquide, les géosynthétiques faisant office de coffrage perdu. La construction d'un tel revêtement, même sous l'eau, est rapide. Les nappes de géotextile sont préalablement taillées à la bonne dimension et préassemblées en usine en grands panneaux zippés entre eux sur site.

Des tuyaux sont utilisés pour remplir les matelas de béton liquide. Le matelas final a une épaisseur minimale de 10 cm. Une fois en place, l'étanchéité ne nécessite pas de protection complémentaire. L'application présentée ici est une installation pionnière pour la France.

4.2.2. Dimensionnement et construction

Le canal de Jonage, dans la région de Lyon, est une dérivation du Rhône pour un objectif hydroélectrique. A l'aval du barrage de Jonage, le canal est bordé sur sa droite par une digue de rehausse en matériau argileux (Figure 67). Sur un tronçon proche du barrage, cette digue, dont la partie supérieure était revêtue de béton, était sujette à une infiltration et un suintement à l'aval. Il avait donc

été décidé de mettre en œuvre une nouvelle étanchéité amont de cette digue sur une longueur de 356 m de berge (Tableau 10). Une coupe type est présentée sur la Figure 63 (Koffler, 1995). Le matelas a été transporté sur le site en panneaux de 36 m de long et 33 m de large. Une équipe de plongeurs a été mobilisée sur le site pendant la phase de pose et d'injection du matelas (Figure 64). La durée de la mise en place du matelas a été de 3 mois.

De manière à prévenir une érosion sous le matelas, le premier panneau amont était un panneau flexible (Figure 65) enfoui dans une tranchée transversalement au courant.

4.2.3 Durabilité et leçons tirées de l'ouvrage

La Figure 66 correspond à la fin d'installation et la Figure 67 et la Figure 68 à des vues du site 22 ans plus tard. Quoique considéré comme un coffrage perdu, et non utile après construction, le géotextile du matelas est encore présent, excepté dans les zones de battillage. Plus important, aucun signe d'infiltration à l'aval de la digue du canal n'apparaît en 2016 (Figure 67).

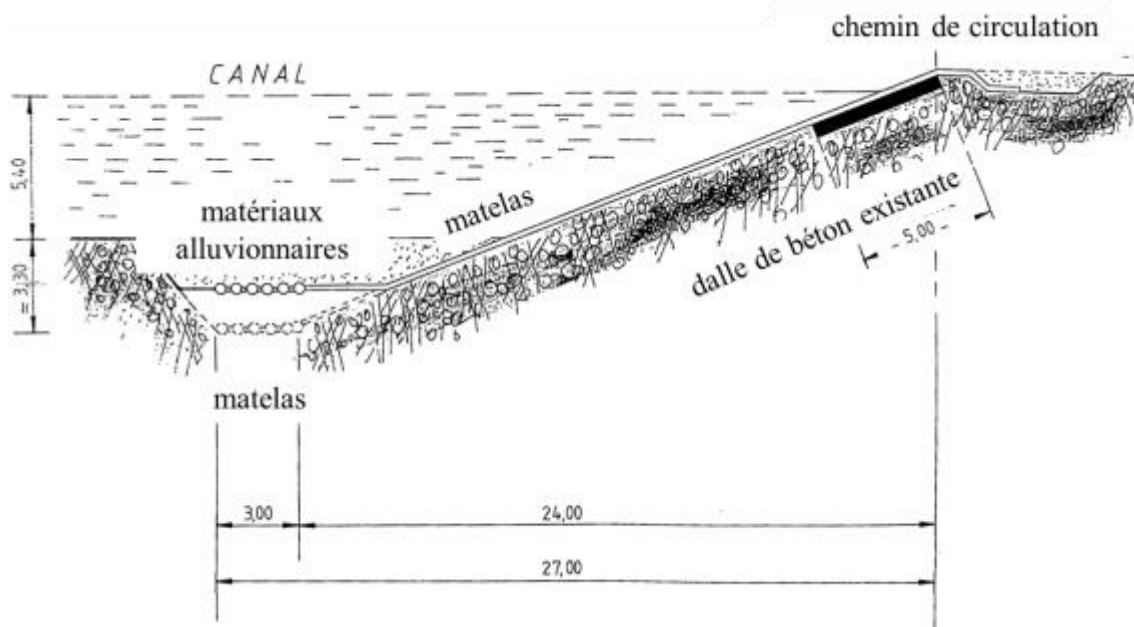


Figure 63. Jonage : coupe type de la protection de berge à l'aide d'un matelas géosynthétique-béton..

Tableau 10. Canal de Jonage : caractéristiques du matelas géosynthétique-béton.

Jonage	1994
Géométrie	
hauteur	8,70 m
longueur du projet	356 m
angle du parement	20°
Géosynthétique	
type	Incomat ⁽¹⁾
polymère	PE / PA
longueur	36 m

⁽¹⁾ produit par Huesker



Figure 64. Canal de Jonage : installation du matelas géosynthétique en 1994.



Figure 65. Panneau spécifique, flexible, pour empêcher l'érosion latérale sous le matelas standard.



Figure 66. Canal de Jonage : vue du matelas d'étanchéité en fin d'installation en 1994.



Figure 67. Canal de Jonage : vue globale de la digue aval au barrage et du matelas d'étanchéité en 2016 (en pointillés, le profil de la digue).



Figure 68. Canal de Jonage : vue du matelas géosynthétique-béton en 2016.

4.3. Aubrac (1986) : étanchéité amont d'un barrage en terre

4.3.1. Concept and géotechnologie

Au niveau international, la France fut pionnière pour l'application des géomembranes comme étanchéité amont des barrages en terre (Cazzuffi, et al., 2011). L'exemple le plus ancien est le barrage de Miel en 1968 avec une géomembrane butyl. A partir de 1979, on ne trouve que deux types de géomembranes utilisées pour ce type d'application, la géomembrane bitumineuse comme au barrage de l'Ospedale et la

géomembrane PVC comme au barrage de l'Aubrac (Alonso, et al., 1990). Le cas du barrage de l'Aubrac est intéressant car des échantillons ont été prélevés sur site.

4.3.2. Dimensionnement et construction

La géomembrane PVC est disposée sur le parement amont de l'ouvrage (Figure 69 et Figure 70), recouverte avec un rip-rap de protection en basalte 100/300 (Figure 71). La géomembrane est elle-même située entre deux géotextiles non-tissés. La Figure 69 montre une coupe détaillée du dispositif d'étanchéité, et plus spécialement le concept pour assurer une continuité de l'étanchéité en pied d'ouvrage, entre la géomembrane et le rideau d'étanchéité en paroi moulée : la géomembrane est ancrée dans le rideau vertical d'étanchéité (Figure 72).

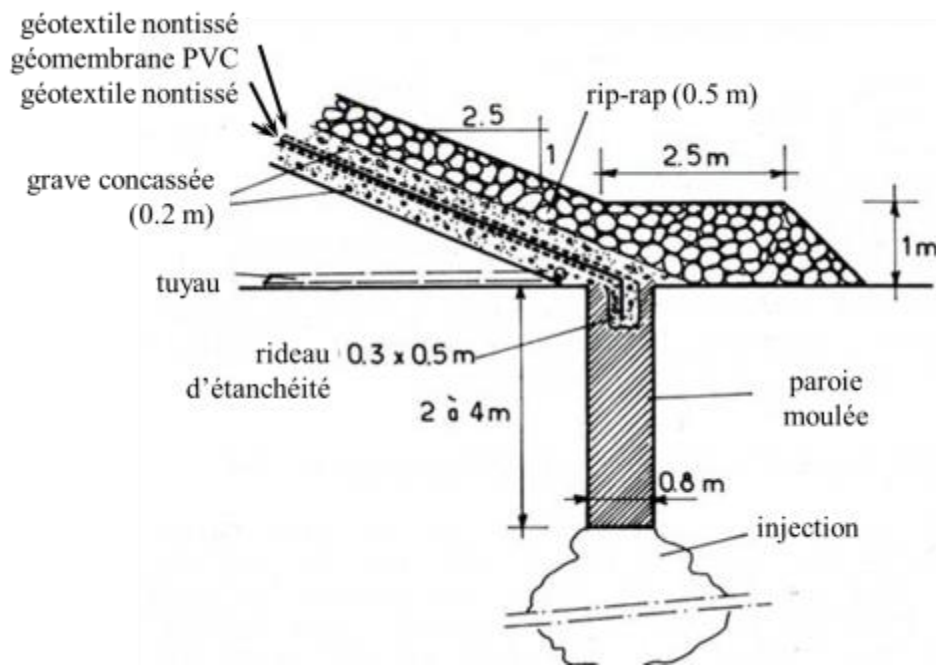


Figure 69. Barrage de l'Aubrac : Coupe de l'étanchéité amont en pied de barrage

Les caractéristiques de l'ouvrage sont présentées dans le Tableau 11.

Tableau 11. Barrage de l'Aubrac : caractéristiques de l'ouvrage.

Aubrac		1986	
Géométrie			
hauteur	14 m		
longueur du projet	356 m		
angle de la pente amont	22°		
Geosynthetics			
type	géomembrane Alkorplan PVC-P ⁽¹⁾	géotextile nontissé de protection supérieur ⁽²⁾	géotextile nontissé de protection inférieur ⁽²⁾
masse surfacique	(-)	500 g/m ²	500 g/m ²
épaisseurs	1,2 mm	(-)	(-)

⁽¹⁾ produit par Alkor-Maréchal (actuellement Renolit)

⁽²⁾ produit par Vigano-Pavitex, nom du produit inconnu

La Figure 70 présente le parement amont avec son étanchéité géomembrane encore non revêtue. La Figure 71 présente la mise en place de la protection en enrochement. La Figure 73 est une vue récente du site.

Trente ans après sa construction, l'ouvrage présente toujours un comportement global satisfaisant. Le débit de fuite collecté dans le système de drainage aval reste pratiquement constant, autour de 3 litres/seconde.

4.3.3 Durabilité et leçons tirées de l'ouvrage

Après une campagne de prélèvements sur site (Royet, et al., 2002) en 2000 (Figure 74), des tests sur la géomembrane PVC ont été entrepris (Figure 75), qui ont confirmé une évolution satisfaisante de la géomembrane :

- les tests d'éclatométrie ont montré une légère augmentation de la raideur en traction de la géomembrane PVC ;
- l'analyse chimique a montré une légère perte de plastifiants, perte observée surtout au-dessus du niveau d'eau.



Figure 70. Barrage de l'Aubrac : géomembrane à nu pendant la construction (1986).



Figure 71. Barrage de l'Aubrac : mise en place de la protection en enrochement (1986).

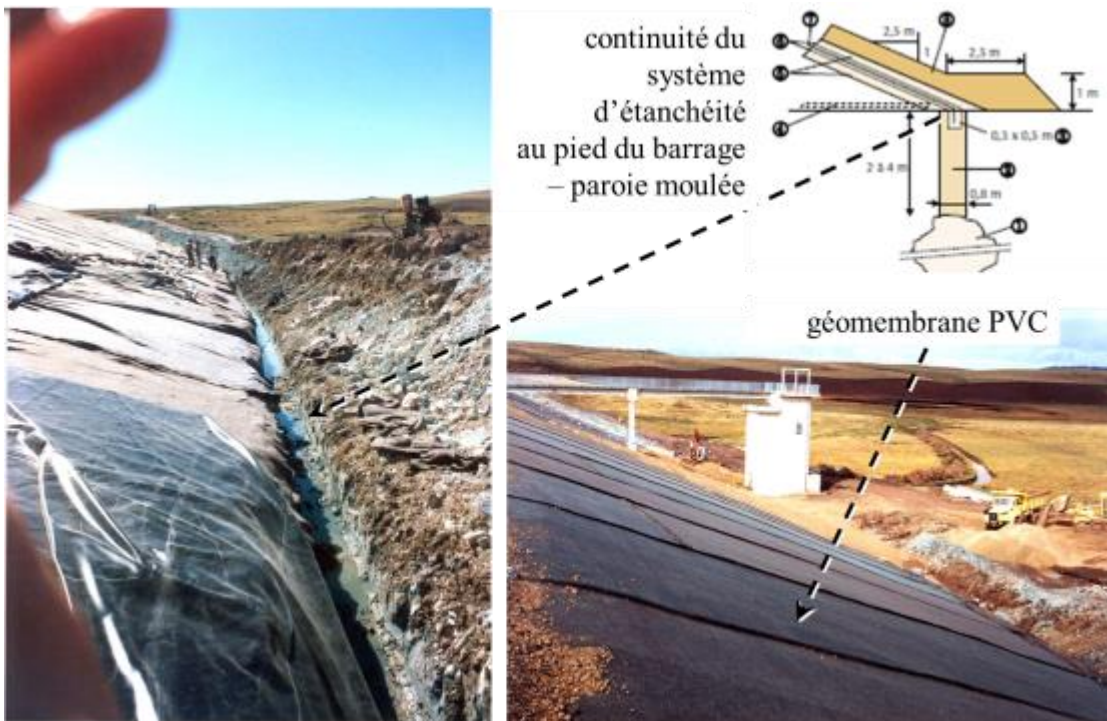


Figure 72. Barrage de l'Aubrac : connexion entre la géomembrane PVC et le rideau vertical en paroi moulée afin d'assurer une continuité de l'étanchéité (1986).



Figure 73. Barrage de l'Aubrac : vue de l'amont (2016).



Figure 74. Barrage de l'Aubrac : campagne de prélèvement (2000).

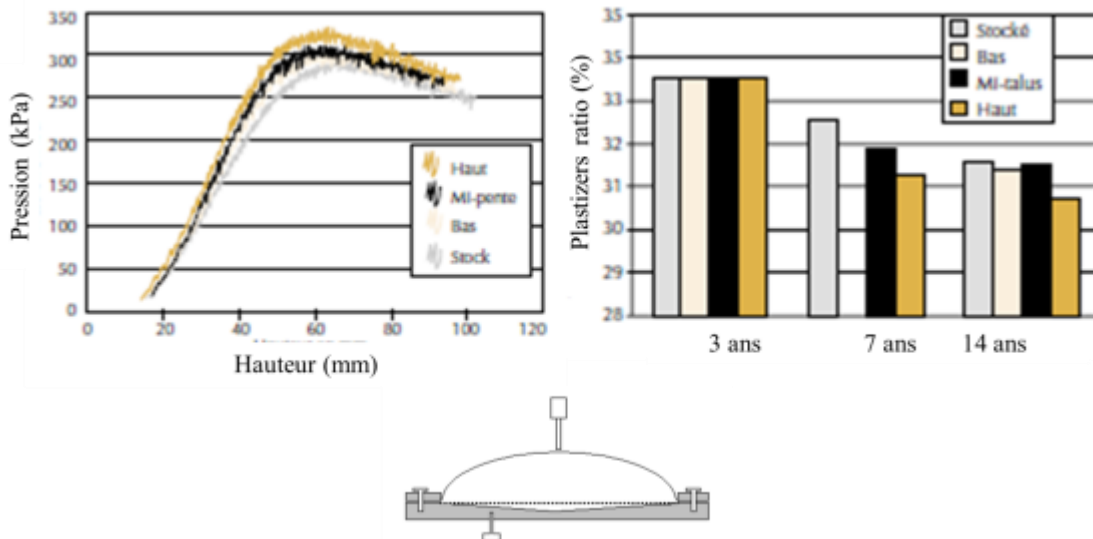


Figure 75. Barrage de l'Aubrac: évolution au cours du temps du comportement en éclatométrie et de la teneur en plastifiants entre (1986) à la construction et (2000), année de prélèvement d'échantillons.

Un incident a eu lieu lors de la mise en œuvre de la protection amont (Figure 71) lorsque la mise en place de la couche de gravier (intermédiaire entre les géosynthétiques et les enrochements) a été modifiée en déversant les graviers non plus à partir du bas mais de la crête de la pente amont ; la couche granulaire s'est mise à glisser en entraînant le géotextile supérieur et aussi la géomembrane sur environ 10% du parement amont (Figure 76, Figure 77 et Figure 78).

A la suite de cet évènement, une nouvelle méthode de détermination du frottement d'interface a été expérimentée (plan incliné), permettant de prendre en compte une contrainte normale à l'interface de faible valeur (correspondant à la surcharge de la couche de protection) :

- l'utilisation conventionnelle de la boîte de cisaillement de grande taille donne un angle de frottement géomembrane/géotextile inférieur (sous géomembrane) de 34° ;
- l'utilisation d'un plan incliné de conception sommaire (Figure 79 et Figure 80), donne un angle de frottement pour la même interface, égal à 25° seulement (Girard, et al., 1990).

Puisque la pente du parement amont du barrage est de 22°, le glissement observé pouvait donc être attendu, la différence entre 22° et 25° pouvant être justifiée par l'effet dynamique sur site défavorable du déversement.

Depuis lors, le test de plan incliné a été amélioré et a démontré la flexibilité de son usage et son potentiel pour simuler des situations réelles (Carbone, et al., 2015) sous faible contrainte normale.

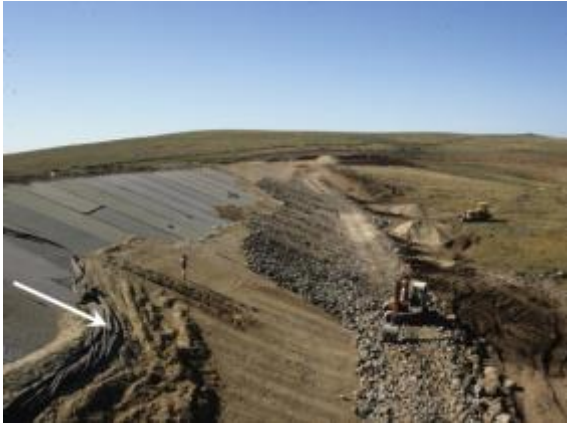


Figure 76. Barrage de l'Aubrac : vue du glissement de la géomembrane et des couches de protection à l'interface avec le géotextile inférieur, pendant la construction (1986).



Figure 77. Barrage de l'Aubrac : vue rapprochée du glissement de la géomembrane et des couches de protection à l'interface avec le géotextile inférieur, pendant la construction (1986).



Figure 78. Barrage de l'Aubrac : vue détaillée du glissement à l'interface géotextile inférieur-géomembrane (1986).



Figure 79. Plan incliné de l'IRSTEA simulant le multi-couche du parement amont du barrage de l'Aubrac.



Figure 80. Plan incliné de l'IRSTEA : Glissement obtenu par augmentation de l'inclinaison.

4.4. La Hague (1991-97) : barrière de couverture d'un centre de stockage de déchets faiblement radioactifs

4.4.1. Concept and géotechnologie

Le stockage sécuritaire des déchets nucléaires est un problème important au niveau mondial. Il n'y a que la part la moins active des déchets nucléaires qui peut être stockée dans des centres de surface. Le tableau 12 explique où sont stockés les déchets radioactifs en fonction de leur activité et de leur temps de demi-vie. En France il existe actuellement trois sites de stockage de surface pour déchets nucléaires. L'un est fermé, la phase opérationnelle de stockage étant terminée, c'est le CSM ("Centre de Stockage de la Manche") de La Hague (Figure 81), et il fait l'objet d'une surveillance continue. Les deux autres sites sont encore en phase de stockage. Le CSM a reçu ses premiers déchets nucléaires en 1969. Quand le site a fermé en 1994, il avait reçu 527 225 m³ de déchets courte vie d'activité faible ou intermédiaire (Tableau 12).

Tableau 12. Règles pour le stockage de déchets radioactifs en fonction de leur classification

Déchets nucléaires	Vie courte (période < 30 ans)	Vie longue (période > 30 ans)
Très faible activité (TFA) → < 100 Bq/g	Dépôt de surface (Morvilliers TFA-new)	Dépôt de surface (Morvilliers TFA-new)
Faible activité (FA)	Dépôt de surface (CSM – fermé & Soulaines FMA-stockage en cours)	Dépôt de surface (Recherche sur le graphite & déchets radifers)
Activité intermédiaire (MA)	Dépôt de surface (CSM – fermé & Soulaines FMA-stockage en cours)	Stockage profond (Recherche sur site en cours)
Activité élevée (HA)	Stockage profond (Recherche sur site en cours)	Stockage profond (Recherche sur site en cours)



Figure 81. CSM de La Hague, vue Générale de la couverture végétalisée du site (2008).

Le concept de la couverture d'un tel stockage, qui doit rester efficace pendant 300 ans, en prenant en compte les sollicitations mécaniques, hydrauliques, climatiques, est un vrai défi.

4.4.2. Dimensionnement et construction

La couverture du CSM de La Hague est composée de plusieurs couches minérales et synthétiques (Figure 82).

La couche de surface est constituée de terre végétale. Elle sert aussi d'isolation par rapport aux sollicitations climatiques. En dessous on trouve une couche de limon sableux avec quelques particules très grossières. La couche de sable en dessous a une fonction de drainage des eaux de percolation, qui sont collectées par un tube qui amène ces eaux dans un bassin pour contrôle des débits. Cette couche se situe sur la géomembrane bitumineuse qui fait office d'étanchéité. Sous la géomembrane, on trouve une couche de sable qui devrait drainer les fuites éventuelles au travers de la géomembrane. La couche inférieure de limon sableux donne sa forme à la couverture, très spécifique en « toit d'usine ». Cette forme a été sélectionnée de manière à réduire le chemin des eaux de ruissellement de surface, afin de diminuer les infiltrations. Dans un centre de stockage conventionnel en dôme, l'eau est collectée sur les bords du dôme.

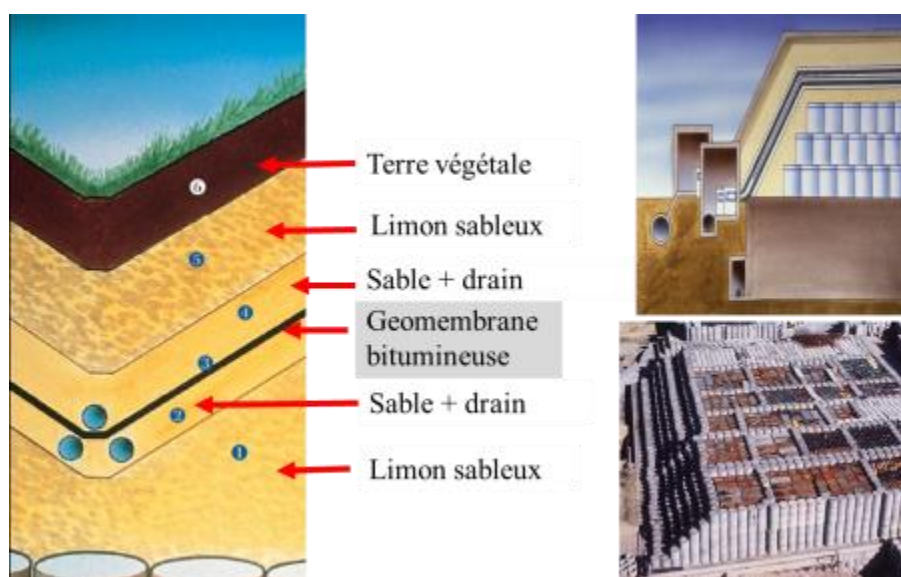


Figure 82. CSM de La Hague : coupe-type de la barrière de couverture et photo du stockage des colis.

Les déchets de faible activité sont généralement stockés en blocs ou conteneurs de forme variable, et l'espace entre colis est rempli avec un matériau sableux. Ce type de stockage induit de possibles mouvements des colis et la création de vides inter-colis, ce qui peut entraîner des tassements en couverture. La déformation de la couverture qui en résulte peut entraîner une fissuration de la couche de sol fin et une augmentation de la conductivité hydraulique de cette couche.

La géomembrane sélectionnée pour le site du CSM est une géomembrane bitumineuse (Figure 83 et Figure 84). Ce type de géomembrane a été choisi par l'ANDRA d'une part parce qu'il s'agit de la géomembrane la plus "naturelle", quoiqu'il s'agisse d'un bitume modifié, et d'autre part parce que ce type de géomembrane peut supporter de grandes elongations. Le Tableau 13 présente une comparaison de l'extensibilité de différents types de géomembranes (ϵ_{\max} est la déformation maximale dans un essai de traction simple). La géomembrane bitumineuse est un géocomposite où la partie centrale est un nontissé imprégné de bitume.

Tableau 13. Déformation maximale de différents types de géomembranes dans un essai de traction simple.

étanchéité	argile non confinée	gmb HDPE	GCL	gmb bitumineuse	gmb PP flexible	gmb PVC	gmb EPDM
ϵ_{\max} (%)	0.2 à 1.5	15	20	> 50	50	300	> 300



Figure 83. CSL de La Hague ; phase de construction et de stockage (1991).



Figure 84. CSM de La Hague ; mise en place de la géomembrane bitumineuse (1991).

4.4.3 Durabilité et leçons tirées de l'ouvrage

Question hydraulique : une tentative de bilan hydrique est présentée (Gourc, et al., 2013), en s'appuyant sur les données globales du site depuis sa clôture. Les volumes d'eau qu'il est possible de quantifier sont, d'abord les précipitations (P) et l'évapotranspiration (ETR) à partir des données de l'office national météorologique, et d'autre part le ruissellement (R) collecté à la surface de la couverture du site, et l'eau qui s'est infiltrée jusqu'au drain (supérieur) au-dessus de la géomembrane supérieure (UGM), et l'eau ayant traversé la géomembrane qui est collectée au niveau du drain (inférieur) de détection de fuite (sur la géomembrane inférieure) (LGM) (Figure 85).

La valeur calculée de (P-ETR-R) correspond à l'eau susceptible d'avoir percolé dans le limon sableux, (Figure 82). Cette valeur peut être comparée au volume collecté dans le drain supérieur plus celui dans le drain inférieur, (UGM) + (LGM) situés respectivement au-dessus de la géomembrane supérieure et de de la géomembrane inférieure. Si on considère que la teneur en eau du limon sableux n'est pas modifiée au cours du temps, on devrait retrouver une même valeur pour :

$$P-ETR-R = UGM + LGM.$$

Comme les fuites à travers la géomembrane (supérieure) sont négligeables, (LGM ~ 0), (Figure 85), la comparaison se limite à (P-ETR-R) et (UGM). On peut considérer que l'écart entre les valeurs trouvées (Figure 85) est acceptable, compte tenu que le calcul est fait à l'échelle du site et que l'évaluation de l'évapotranspiration n'est qu'approximatif.

Question mécanique : les tassements de la couverture ont été enregistrés dès la fin de construction de la couverture du CSM (1998) (Gourc, et al., 2013). La Figure 86 représente le champ des tassements entre 1998 et 2008. Les tassements les plus importants sont observés sur les talus latéraux au dôme.

Les tassements sur les talus (pente à 23°) sont liés au glissement lent de la couverture sur la géomembrane ou le fluage des couches de sol (Figure 87 et Figure 88). Ce problème a été traité en diminuant la pente et en mettant une butée de pied.

Il existe par ailleurs sur la partie sommitale de la couverture une seule zone soumise à un effondrement localisé progressif (Figure 86). En 2011 une excavation de cette zone a été entreprise de manière à analyser ce cas de tassement différentiel (Figure 89). Cette excavation a permis d'observer l'altération de la barrière de couverture en fonction de son épaisseur (Figure 90 à Figure 92). La géomembrane a effectivement fléchi mais ne montre pas de signes d'endommagement (déchirure, trou,...). La cause de ce tassement différentiel semble être dû à l'écrasement d'un colis sous la géomembrane. La Figure 93 représente les courbes iso-valeurs de l'altitude de la géomembrane supérieure (base de la couche de limon sableux) et aussi la localisation des échantillons de géomembrane prélevés, P1 à P4. En supposant les tassements de la géomembrane verticaux, on peut en déduire l'élongation de la nappe de géomembrane : on trouve ainsi une déformation maximale $\varepsilon \approx 11\%$, ce qui est important, mais à priori tolérable pour une géomembrane bitumineuse.

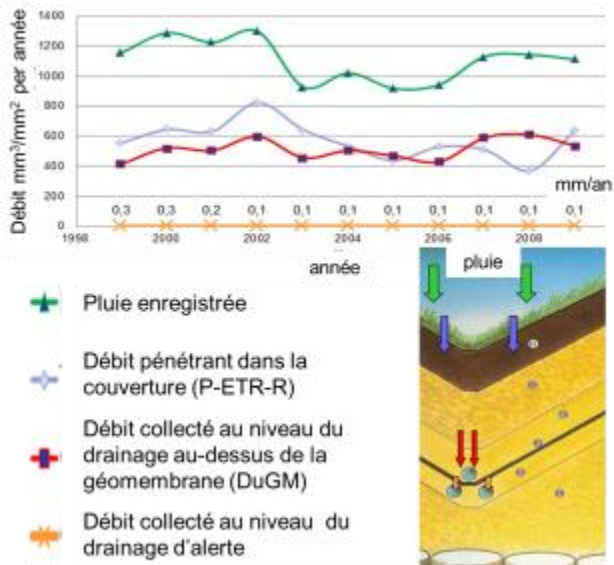


Figure 85. CSM de La Hague, bilan hydraulique entre 1999 et 2009.

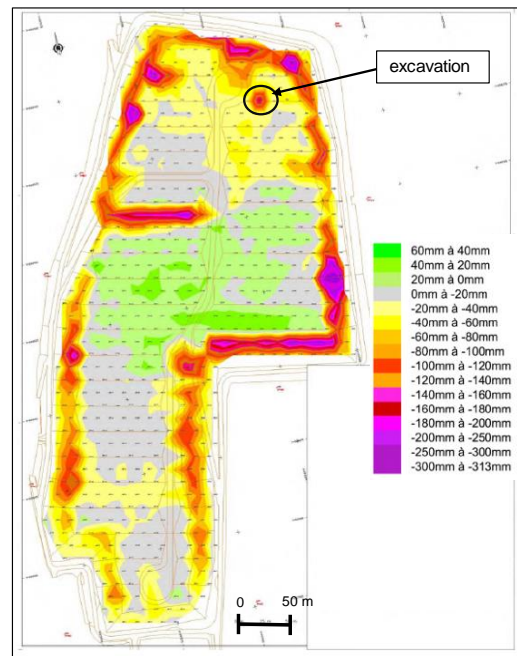


Figure 86. CSM de La Hague, tassement vertical entre la fin de construction (1998) et (2008).



Figure 87. CSM de La Hague, glissement lent de la pente, 20 ans après construction.



Figure 88. CSM de La Hague, glissement lent de la pente, 20 ans après construction. Excavation en crête.



Figure 89. CSM de La Hague : localisation de la zone de tassement différentiel, avant excavation (2010).



Figure 90. CSM de La Hague ; excavation de la zone de tassement différentiel (2011).



Figure 91. CSM de La Hague : excavation de la zone de tassement différentiel ; géomembrane pontant la zone d'effondrement (2011).



Figure 92. CSM de La Hague : prélèvement d'échantillons dans la zone de tassement différentiel (2011).

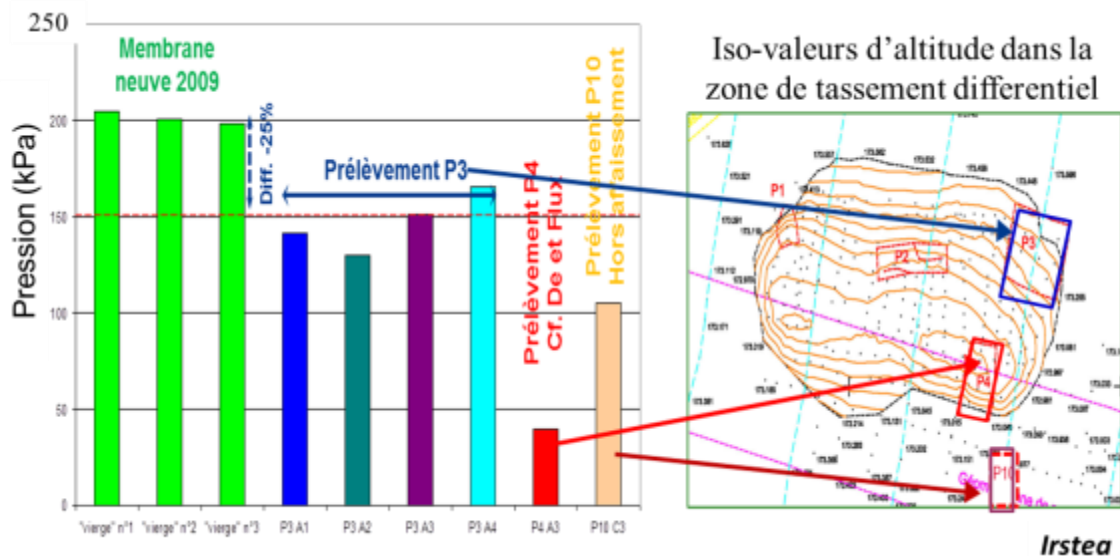


Figure 93. CSM de La Hague : tests d'éclatométrie sur échantillons de géomembrane bitumineuse de différentes provenances.

Des essais d'éclatométrie ont été effectués à l'IRSTEA sur les échantillons prélevés pour évaluer la perte de résistance en traction (Figure 93). Des tests de diffusion, avec de l'eau tritiée ont été parallèlement menés à l'ANDRA (Marchiol, et al., 2015) pour évaluer la perte de résistance au transfert d'eau (Figure 94).

Une étude structurale complémentaire a été menée au 3SR-LTHE pour étudier l'influence d'une déformation de traction sur la structure et par voie de conséquence sur la conductivité hydraulique. On rappelle que le corps de la géomembrane est un nontissé imprégné de bitume. La tomographie rayons X a permis une étude préliminaire du comportement de la matrice bitume lors d'un essai de traction, essai qui sollicite au préalable le géotextile nontissé. Un exemple est montré sur la Figure 95 : à une température de 20°C, pour un échantillon vierge de géomembrane soumis à une déformation de 14%, on peut observer un petit vide créé sans doute par la rotation des fibres avec effet de cisaillement sur le bitume. Les matériaux nontissés et bitume ayant un comportement rhéologique complexe, de nouveaux tests devraient être entrepris.

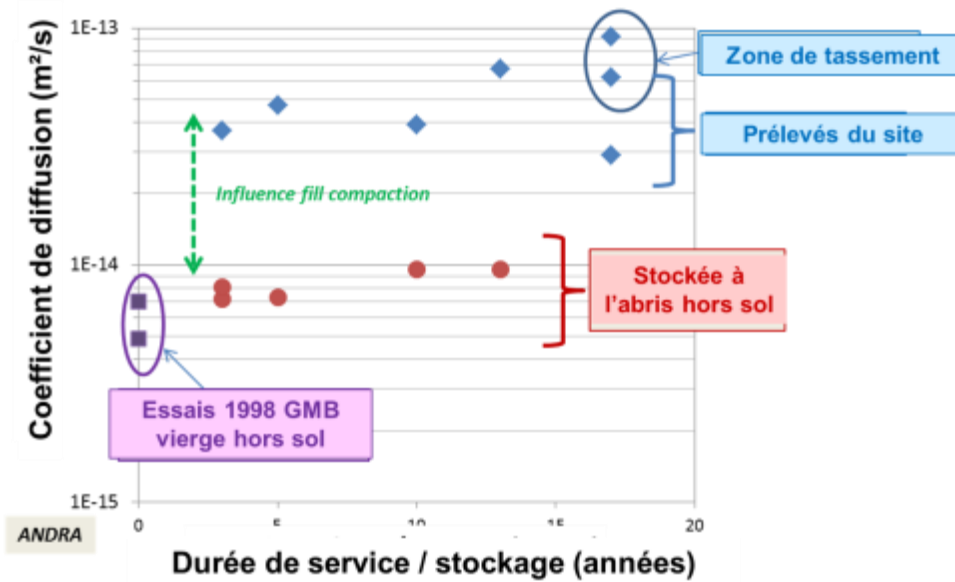


Figure 94. CSM de La Hague : tests de diffusion sur échantillons de géomembrane bitumineuse de différentes provenances.

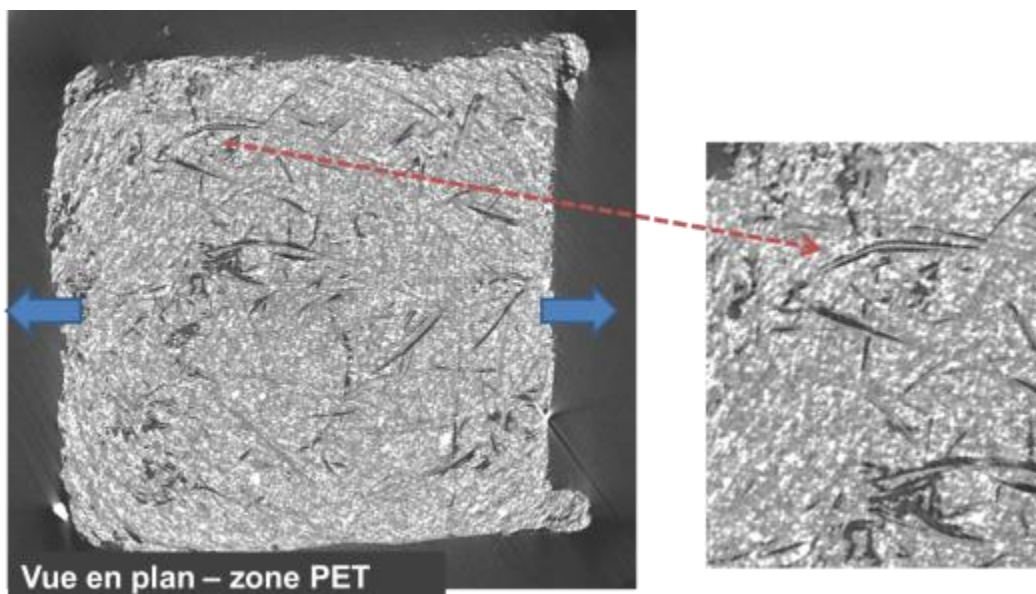


Figure 95. CSM de La Hague : tomographie sur des échantillons vierges sollicités en traction (100 mm/mn; flèche bleue : sens de traction) pour une extension $\epsilon_{\max} = 14\%$: en noir les vides entre les fibres PET et la matrice bitume (3SR-LTHE, 2015).

5 Conclusion et perspectives pour les 20 prochaines années

Le présent article a permis de “revisiter” des ouvrages basés sur la technologie géosynthétique datant de deux à quatre décennies. Sur les dix exemples présentés en détail, sélectionnés sur le territoire français pour des raisons de commodité, six correspondent à des applications mécaniques, quatre à des applications hydrauliques. Tous ont été conçus et construits, après les années 70, période de découvertes et d'innovations fondamentales, pendant laquelle les ingénieurs incluaient dans leurs structures en terre des géosynthétiques, ... sans le savoir, puisque ce terme n'existait pas encore.

Les exemples, ou « cas historiques » en paraphrasant les anglo-saxons, présentés, correspondent à l'époque suivante, celle de la rationalisation de la technique, de la maîtrise des géomatériaux, de l'établissement de méthodes de dimensionnement. Les dix ouvrages, à ce titre, sont très représentatifs. Il a été montré ici que leur comportement est, deux ou trois décades après, tout à fait satisfaisant. Ils

constituent ainsi une preuve incontestable de la tenue au temps des géosynthétiques lorsqu'ils ont été mis en œuvre dans les règles de l'art.

Néanmoins les co-auteurs tiennent à insister sur les difficultés rencontrées dans la collecte de l'information (type de géosynthétique, mise en œuvre, dimensionnement,...et même localisation de l'ouvrage ?!) malgré leur bonne connaissance du réseau géosynthétique. Il n'est pas douteux que sans ces efforts, la majorité des ouvrages présentés seraient tombés dans l'oubli. On ne peut qu'encourager les ingénieurs d'aujourd'hui à un archivage des données, une conservation d'échantillons, un suivi des ouvrages.... pour une pérennisation de cette technique, basée sur des références historiques.

Les co-auteurs tiennent, d'autant plus, à remercier chaleureusement tous les « contributeurs » pour l'information fournie, qui a permis la compilation de ce document. Ils espèrent encore un soutien pour une poursuite de cette étude avec d'autres études de cas.

6. Remerciements

Le programme de recherche intitulé « OGAR » (Ouvrages Anciens Géosynthétiques Anciens : le Retour), qui est toujours en cours, a été partiellement supporté par Axter Europe, Eiffage Infrastructures, Huesker Synthetic GmbH, Low and Bonar, Renolit Waterproofing France, Tencate Geosynthetics Europe, Texinov.

7. Références bibliographiques

- Alonso, E., Degoutte, G. & Girard, H., 1990. Results of seventeen years of using geomembranes in dams and basins. *Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles Geomembranes and related products*, The Hague, pp. 437-442.
- Blivet, J. & Gourc J.P., 1998. Large retaining structures reinforced by geosynthetics: French case histories. *St. Louis (USA), Fourth International Conférence on Case histories on geotechnical engineering*.
- Borie, F.; Velly, B.; Montgenet, Ph.; Perrier, H.; Simon, A., 1991. Lutte contre les effondrements karstiques. *Revue générale des Routes*, Issue 690, pp. 61-63.
- Carbone, L.; Gourc, J.P.; Caroubba, P.; Pavanello, P.; Moraci, N., 2015. Dry friction behaviour of a geosynthetic interface using inclined plane and shaking table tests. *Geotextiles and Geomembranes*, Volume 43, pp. 293-306.
- Cazzuffi, D., Giroud J.P., Vaschetti, G., 2011. Emploi des géomembranes dans les barrages: 50 ans de différentes applications dans le monde., *Rencontres Géosynthétiques 2011*, pp 1-32
- Cassard, A., Kern, F. & Mathieu, G., 1979. Utilisation des techniques de renforcement dans les barrages en terre. *Paris, Proc. Colloque Inter. sur le renforcement des sols*, pp. 229-233.
- Delmas, P., 1988. Ouvrages de soutènement renforcés par géotextiles: l'expérience du réseau des LPC., *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, Numéro 153, pp. 89-101.
- Delmas, P., Berche, J. & Gourc, J., 1986. Le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles: programme Cartage. *Bulletin de liaison des ponts et chaussées*, Numéro 142, pp. 33-44.
- Delmas, P., Farkouh, B., Faure, Y. & Nancey, A., 1994. Long term behaviour of geotextile as filter in a 21 years old dam: Valcros. *Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles Geomembranes and related products*, Singapore,
- Delmas, P., Puig, J. & Schaeffner, M., 1984. Procédé et dispositif pour la construction de massifs de sols renforcés, notamment par nappes de géotextiles.. France, *Brevet n° 2569741*.
- Faure Y.H., Farkouh, B., Delmas, P. & Nancey, A., 1999. Analysis of geotextile filter behaviour after 21 years in Valcros dam. *Geotextiles and geomembranes, Elsevier*, n°5, pp. 353-370.
- Faure, Y., Farkouh, B. & Meriaux, P., 1994. Long term behaviour of trench drain in the Alps., *5th Int. Conf. on Geotextiles Geomembranes and related products*, Singapore, vol. 2, pp. 747-750.
- Faure, Y., Kehila, Y. & Farkouh, B., 1996. Behaviour of experimental in-situ trench drains in varved clays. *Proc. Geofilter 96*, Montreal, pp. 543-552.
- Girard, H., Fischer, S. & Alonso, E., 1990. Problems of friction posed by the use of geomembranes on dam slopes - examples and measurements. *Geotextiles and Geomembranes*, Volume 9, pp. 129-143.

- Giroud, J., 1973. L'étanchéité des retenues d'eau par feuilles déroulées. *Annales ITBTP*, 312, TP 161, pp. 94-112.
- Giroud, J., Gourc, J.P., Bally, P. & Delmas, P., 1977. Comportement d'un textile non-tissé dans un barrage en terre. Paris, *Proc. Colloque Inter. "Sols et Textiles"*, Paris, pp. 213-218.
- Giroud, J. & Gourc, J., 2014. The first double geomembrane liner forty years later. *Proc. 10th Int. Conf. on Geosynthetics*. Berlin,
- Gourc, J., 1996. Retaining structures with geosynthetics: a mature technique but with some questions pending. *Proc. 1st European Geosynthetics Conf. Eurogeo 1, keynote lecture*, Maastricht, pp. 27-46.
- Gourc, J., Arab, R. & Giraud, H., 2001. Calibration and validation of design methods for geosynthetic-reinforced retaining structures using partial factors. *Geosynthetics International*, 8(2), pp. 163-191.
- Gourc, J. & Maticard, Y., 1994. Two decades of geosynthetic reinforced retaining structures in France. *Recent case histories of permanent geosynthetic reinforced soil retaining walls*, Tatsuoka & Leshchinsky éd. s.l.:Balkema.
- Gourc, J., Ratel, A. & Delmas, P., 1986. Design of fabric reinforced retaining walls: the displacement method. *Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, IV*, Vienna, pp. 1067-1072 .
- Gourc, J., Verstaavel, M. & Rey, D., 2013. Spécificités des couvertures de stockage de déchets faiblement radioactifs. *Proc. 9th Rencontres 13*, Dijon, pp. 19-44.
- Hérault, A. et al., 1995. The geotextiles in reinforcement of retaining wall: a well tested technique - wall WS13 RN20 Foix-Tarascon sur Ariège. *Proc. 2nd Rencontres 95*, pp. 109-115.
- Kern, F., 1977. Réalisation d'un barrage en terre avec parement aval vertical au moyen de poches en textiles. *Proc. Colloque Inter. "Sols et Textiles"*, Paris, pp. 91-94.
- Khay, M. & Claquin, Y., 2000. Reinforced soil-thread technique in protective mounds of pressure tank. *Geoasia*. Kuala Lumpur,
- Khay, M., Gigan, J. & Ledelliou, M., 1990. Reinforcement with continuous threads: technical developments and design method. *Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles Geomembranes and related products*, The Hague, vol 1, 21-26.
- Koffler, A., 1995. Renewed impermeabilization of canal de Jonage. *Rencontres 95*, Beaune, pp. 86-91.
- Lavaud, S. et al., 2011. Evolution des caractéristiques des fibres polyester d'un remblai en Teksol après 20 ans. *Proc. 8th Rencontres Géosynthétiques*, Tours, pp. 331-338.
- Leflaive, E., 1982. The reinforcement of granular material with continuous fibers. *Proc. Second Inter. Conference on geotextiles*, Las Vegas, vol.3, pp. 721-726.
- Leflaive, E., 1988. Teksol, already more than fifty successful applications. *Proc. Inter. Geotechnical Symp. on theory and practice of earth reinforcement*, Fukuoka, pp. 541-545.
- Marchiol, A., Ricard, D. & Robinet, J., 2015. Surveillance d'une géomembrane bitumineuse oxydée dans une couverture de stockage sur le long terme. *Proc. 10th Rencontres 10*, La Rochelle, pp. 251-268.
- Mitchell, J. & Villet, W., 1987. Reinforcement of earth slopes and embankments, s.l.: *National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board*, 290, 323p.
- Perrier, H., Ducol, J., Simon, A. & Lacroix, G., 1990. Renforcement des routes par géotextile; prévention contre les effondrements karstiques. *Proc. 4th Int. Conf. on geotextiles, geomembranes and related products*. The Haag,
- Puig, J. & Blivet, J., 1973. Remblai à talus vertical armé avec un textile synthétique. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Numéro 64, pp. 13-18.
- Royet, P., Girard, H., Poulain, D. Tisserand C., 2002. Comportement des géomembranes dans les barrages français en remblai. *Ingénieries N°31*, pp 3-15,
- Risseuw, P. & Alexiew, D., 1999. Erfahrungen mit einer der ältesten Geotextilbewehrten Stützwände in Europa: Bauweise, Statik, Verhalten, Langzeitständigkeit. s.l., s.n.
- Risseuw, P. & Schmidt, H., 1990. Hydrolysis of HT polyester yarns in water at moderate temperatures. *Proc. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and related products*, The Hague, 691.
- Veldhuizen van Zanten, R., 1986. Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering. 9 éd. *Rotterdam: Balkema*. pp. 429-47
- Veylon, G. et al., 2016.. Performance of geotextile filters after 18 years' service in drainage trenches. *Geotextiles and Geomembranes*, Volume 44, pp. 515-533.