

SPÉCIFICITÉS DES COUVERTURES DES CENTRES DE STOCKAGE DE DÉCHETS FAIBLEMENT RADIOACTIFS FRANÇAIS

SPECIFICITY OF THE CAP COVER FOR FRENCH LANDFILL DEDICATED TO NUCLEAR WASTES OF LOW ACTIVITY

Jean-Pierre GOURC¹, Matthieu VERSTAEVEL^{1,2}, Daniel REY², Albert MARCHIOL³

¹ LTHE, Université de Grenoble, Grenoble, France

² GENIVAR France, Saint Ismier, France

³ Andra, Soullaines-Dhuys, France

RÉSUMÉ - En France, l'Agence Nationale pour la gestion de Déchets Radioactifs (Andra) est chargée de la gestion des déchets radioactifs français. L'Andra a développé une série de concepts de centres de stockage de surface, dédiés aux déchets moyennement, faiblement et très faiblement radioactifs à durée de vie courte. Trois centres de stockage existent aujourd'hui : un site a été fermé (fin d'exploitation) et est actuellement en phase de surveillance, le CSM, et deux sites, le CSTFA¹ et le CSFMA sont aujourd'hui en phase d'exploitation.

Parmi les sujets clés relatifs à ces sites, il y a le concept et le comportement de la couverture soumise à des sollicitations hydriques et mécaniques. Le principe qui a été retenu est une superposition de différentes couches de matériaux naturels ou synthétiques.

Mots-clés: Déchets radioactifs – Installation de stockage de déchets – Tassement – Barrière de couverture.

ABSTRACT: In France, Andra, the French Agency in charge of the management of all nuclear waste, has developed original concepts for surface repositories dedicated to nuclear waste of intermediate, low and very low activity. Three surface sites are currently existing, one site is closed (monitoring phase), CSM, and two sites CSTFA and CSFMA are presently in a phase of operation.

A key issue is the concept and the behaviour of the cap cover of these sites, under hydraulic and mechanical solicitations. The cover principle is a system of several different layers made of natural and synthetic materials.

Keywords: Nuclear waste – Disposal facility – Landfill – settlement – cap cover barrier

1. Introduction

En France, l'Agence Nationale pour la gestion de Déchets Radioactifs (Andra) est chargée de la gestion des déchets radioactifs français. L'Andra a développé une série de concepts de centres de stockage de surface, dédiés aux déchets moyennement, faiblement et très faiblement radioactifs à durée de vie courte. Trois centres de stockage existent aujourd'hui : un site a été fermé (fin d'exploitation) et est actuellement en phase de surveillance, le CSM, et deux sites, le CSTFA² et le CSFMA sont aujourd'hui en phase d'exploitation.

¹ Le CSTFA (Centre de Stockage de déchets de Très Faible Activité) a changé de dénomination en 2012 pour intégrer les activités industrielles de regroupement et d'entreposage d'autres types de déchets ; il s'appelle désormais le CIREs : Centre Industriel de Regroupement, d'Entreposage et de Stockage.

² Le CSTFA (Centre de Stockage de déchets de Très Faible Activité) a changé de dénomination en 2012 pour intégrer les activités industrielles de regroupement et d'entreposage d'autres types de déchets ; il s'appelle désormais le CIREs : Centre Industriel de Regroupement, d'Entreposage et de Stockage.

1.1. Classification des déchets radioactifs

En France, la classification des déchets radioactifs repose sur deux paramètres (Tableau 1) :

- **le niveau de radioactivité** : Il s'exprime généralement en Becquerels (Bq) par gramme ou par kilogramme. Également appelé activité, le niveau de radioactivité correspond à la quantité de rayonnements émis par les éléments radioactifs (radionucléides) contenus dans les déchets. Les ordres de grandeur des activités correspondant à chacune des classes sont les suivants :

- Très faible activité (TFA), de 1 à 100 Bq/g,
- Faible activité (FA), de 100 à 100 000 Bq/g
- Moyenne activité (MA), de 100 000 à 1 000 000 Bq/g
- Haute activité (HA), plus de 1 000 000 Bq/g

- **la période radioactive** : Elle s'exprime en années, jours, minutes ou secondes. Également appelé demi-vie, elle quantifie le temps au bout duquel l'activité initiale d'un radionucléide est divisée par deux (Figure 1).

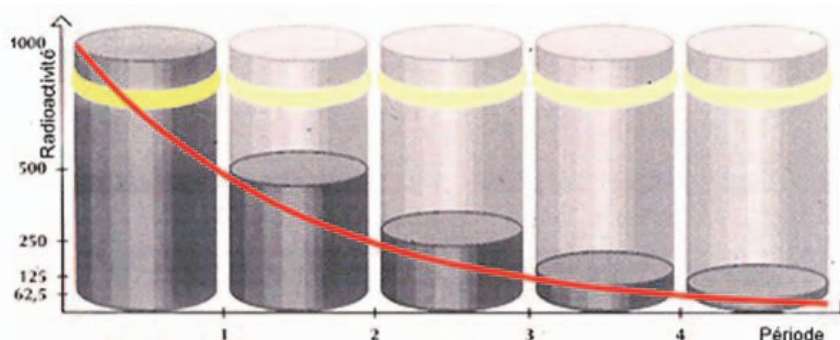


Figure 1. Période de décroissance radioactive

On distingue les déchets dont les principaux radionucléides ont une période "courte" (inférieure ou égale à 31 ans) et ceux qui ont une période longue (supérieure à 31 ans). On considère généralement pour les premiers que la radioactivité est très fortement atténuée au bout de 10 périodes, soit près de 300 ans (activité divisée par $2^{10}=1024$).

On notera aussi le cas particulier des radionucléides utilisés pour les besoins de diagnostic en médecine, de durée de vie "très courte", c'est-à-dire dont la période est inférieure à 100 jours. Au bout d'un temps réduit, leur radioactivité atteint des niveaux très faibles. Ces déchets sont entreposés sur leur site de production un certain nombre de jours, jusqu'à ce que leur radioactivité soit à un niveau très faible pour qu'ils puissent être stockés dans un centre de stockage conventionnel.

Tableau 1. Classification française des déchets radioactifs (Andra, 2009b).

Activité \ Demi-vie	Demi-vie Très courte Demi-vie < 100 jours	Demi-vie Courte (VC) Demi-vie < 31 ans	Demi-vie Longue (VL) Demi-vie > 31 ans
Très faiblement actif (TFA)	Entreposage sur site de production afin de permettre une décroissance radioactive avant stockage en centre de stockage conventionnel.	Installation de stockage de surface (Centre de stockage CSTFA)	
Faiblement actif (FA)		Installation de stockage de surface (Centre de stockage CSFMA)	Stockage à faible profondeur à l'étude, en accord avec l'article 4 du plan d'action du 28 Juin 2006 relative à la gestion durable des matières et déchets radioactifs
Moyennement actif (MA)			Centre de stockage profond à l'étude, en accord avec l'article 3 du plan d'action du 28 Juin 2006 relative à la gestion durable des matières et déchets radioactifs
Hautement actif (HA)		Centre de stockage profond à l'étude, en accord avec l'article 3 du plan d'action du 28 Juin 2006 relative à la gestion durable des matières et déchets radioactifs	

1.2. Volumes des déchets radioactifs et sites de stockage

Les déchets nucléaires français sont produits par plus de 1000 producteurs, dont les principaux sont EDF, Areva et le CEA, mais aussi des hôpitaux, des organismes de recherches et des industriels hors secteur électronucléaire. Annuellement, les producteurs transmettent à l'Andra le volume de déchets radioactifs qu'ils ont en stock. Ces volumes correspondent aux volumes une fois conditionnés préalablement à l'envoi dans les centres de stockage correspondant. Le tableau suivant (Tableau 2) synthétise les volumes issus de ces déclarations pour chaque classe de déchet à la fin 2010, et donne une évaluation des volumes de déchets radioactifs prévus à la fin 2020 ainsi qu'à la fin 2030.

Tableau 2. Volumes de déchets fin 2010 et estimations pour la fin 2020 et la fin 2030, (Andra, 2012)

Classes de déchets	Volume total à la fin 2010 (m ³)	Volume estimé à la fin 2020 (m ³)	Volume estimé à la fin 2030 (m ³)
TFA	360 000	762 000	1 300 000
FA-VC and MA-VC	830 000	1 000 000	1 200 000
FA-VL	87 000	89 000	133 000
MA-VL	40 000	45 000	49 000
HA	2 700	4 000	5 300
TOTAL	≈ 1 320 000	≈ 1 900 000	≈ 2 700 000

Comme le montre le Tableau 1, les déchets de type FA-VC, MA-VC et TFA sont actuellement stockés sur les sites de l'Andra :

- les déchets MA-VC et FA-VC ont été stockés au CSM (site de La Hague, Manche) de 1969 à 1994 (ce centre est actuellement en phase de surveillance), puis à partir de 1992 au CSFMA sur le site de Soulaines-Dhuys dans l'Aube,
- les déchets TFA sont stockés au CSTFA sur le site de Morvilliers, également dans l'Aube,

Ces deux types de déchets représentent les plus grands volumes de déchets radioactifs en France.

Pour les déchets HA-VC et VL, MA-VL et FA-VL, les concepts des centres de stockage sont à l'étude (Tableau 1).

Le tableau 3 regroupe les volumes de déchets stockés dans chacun des sites à la fin 2009 et les prévisions pour la fin d'exploitation.

Tableau 3. Les centres de stockage français existant en quelques chiffres

Nom	Situation	Classe de déchets	Ouverture	Fermeture	Volume à la fin 2009 (m ³)	Volume à la fermeture (m ³)
CSM	Manche	FA-VC&MA-VC	1969	1994		527 225
CSFMA	Aube	FA-VC&MA-VC	1992	-	231 046	1 000 000
CSTFA	Aube	TFA-VC&TFA-VL	2003	-	142 990	650 000

Le premier centre de stockage de déchets radioactifs français a été le CSM (Centre de stockage de la Manche à La Hague, Tableau 3). Il a été ouvert en 1969 et destiné aux déchets de faible et moyenne activité à durée de vie courte. À sa fermeture en 1994, 527 225 m³ de déchets y avaient été stockés. En 1992, le CSFMA a été ouvert dans l'Aube pour remplacer le CSM et en 2003, le CSTFA, également dans l'Aube, a été ouvert afin d'accueillir les déchets TFA.

Les figures 2, 3 et 4 donnent une vue aérienne des trois centres de stockage français actuels.



Figure 2. Vue aérienne du CSM (Manche)



Figure 3. Vue aérienne du CSFMA (Aube).



Figure 4. Vue aérienne du CSTFA (Aube).

1.3. Étude spécifique de la déformation des couvertures de centre de stockage

Les principaux objectifs de la couverture sont de limiter l'infiltration d'eau et de protéger les ouvrages de stockage et les colis de déchets des agressions extérieures (conditions climatologiques, animaux fouisseurs...).

Le principe de la couverture est un système de différentes couches de matériaux naturels et synthétiques.

Concernant la couverture des centres de stockage de déchets Très Faiblement Actifs, la couche d'argile est un des éléments importants (Daniel, 1983; USEPA, 1989). Il est très important de conserver les caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques de la couverture pendant la phase de surveillance. Les déchets TFA français sont principalement conditionnés en conteneurs de formes variables, les vides entre conteneurs sont comblés avec des matériaux granulaires de remplissage. Du fait de ce type de stockage et de la possibilité de vides présents, des tassements dans les déchets peuvent se produire, pouvant provoquer la déformation de la couverture (Camp et al., 2005a). Cette déformation du système peut conduire à la création de fissures dans la couche d'argile, ce qui augmente fortement sa perméabilité (Cheng et al., 1994).

Selon Jessberger et Stone (1991), l'argile est très sensible à la déformation. Les matériaux de la couverture doivent conserver leurs caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques pendant toute la durée de la phase de surveillance. Assez peu d'études sont consacrées au comportement des matériaux argileux soumis à des extensions sous faible confinement (Divya et al., 2013). Les résultats d'essais de laboratoire et in-situ ont été comparés dans le présent document, alors qu'ils sont généralement étudiés séparément (Khire et al., 1997; Benson and Khire, 1997). Le comportement des argiles soumises à la traction a été étudié par des essais en laboratoire (Ajaz et Parry, 1975, Indraratna

et Lasek, 1996), par des essais in-situ de grande échelle (Edelmann et al., 1996; Aupicon et al., 2002) et enfin par des essais en centrifugeuse (Viswanadham et Mahesh, 2002). Les différences obtenues sont partiellement expliquées par les différences de compactage (Moussai, 1993; Mesbah et al., 1999), par les hétérogénéité de sols, l'effet d'échelle et l'effet du temps. La plupart de ces recherches montrent l'importance de l'influence de la teneur en eau w (masse d'eau interne sur masse de la fraction solide sèche d'un élément de sol) sur le comportement de l'argile, avec en particulier une distinction entre les sols à $w > w_{opt}$ et ceux à $w < w_{opt}$ (correspondant à l'essai Proctor). Toutes ces recherches ont montré la difficulté d'extrapoler des résultats de laboratoire pour prédire le comportement qu'aura l'argile sur site (Moussai, 1993; Indraratna et Lasek, 1996; Mazzieri et al., 2001).

2. Présentation des centres de stockage français existants (Tableau 3)

2.1. Le premier centre de stockage de déchets faiblement et moyennement actifs à durée de vie courte (CSM)

Le CSM a été ouvert en 1969 (superficie de 15 ha), date à laquelle il a reçu le premier colis de déchets radioactifs. À sa fermeture, ce centre avait reçu 527225 m³ de déchets faiblement et moyennement actifs à vie courte.

La décision de créer le centre de stockage de la Manche a été prise à la fin des années 1960 (publication du décret de création en 1969), alors que les autres pays producteurs de déchets radioactifs continuaient de les disperser en mer. Les premières études ont conduit le CEA à choisir dès 1967 le site de stockage de La Hague, et sous sa responsabilité, à en confier l'exploitation à Infratome en 1969.

Les premiers temps d'exploitation ont correspondu à une période de progrès continu où il a fallu analyser, corriger les erreurs et en tirer les enseignements pour rapidement apporter les améliorations nécessaires. Durant les 25 années d'exploitation, plusieurs étapes successives de ce site peuvent donc être distinguées. La première méthode a consisté à enterrer les colis dans des tranchées classiques (Figure 5). À la fin des années 1970, le processus a changé pour des alvéoles en béton (Figure 6) ou des piles de colis et barils confinées latéralement par des fûts béton reposant sur des radiers en béton armé (Figures 7). En 1978, 100 000 m³ étaient déjà stockés sur le Centre



Figure 5. Tranchée en terre, pour le stockage initial dans les années 1970 (CSM)

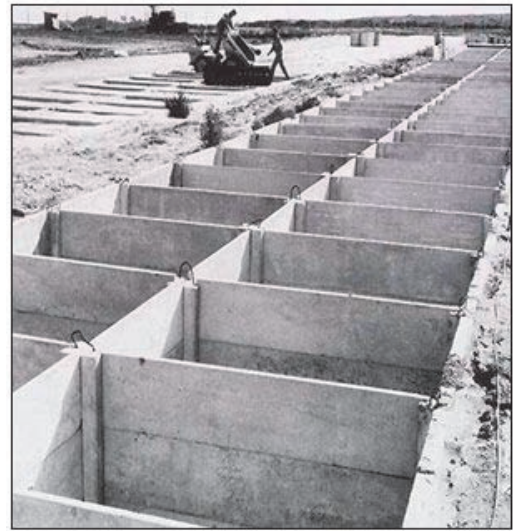


Figure 6. Alvéoles en béton (CSM).



Figure 7. Stockage sur dalle en béton (CSM).

La seconde étape à partir de 1979 (création de l'Andra) et jusqu'au début des années 1990 a été une phase transitoire. Le processus a été modifié par un stockage en monolithes (Figure 8) et en tumulus (Figure 9). Cette méthode est celle qui a été conservée jusqu'à la fermeture du site. Pendant cette phase, les déchets ayant été stockés précédemment dans des tranchées en pleine terre (Figure 5) ont été repris et stockés dans des tumulus.



Figure 8. Stockage en monolithes (CSM)



Figure 9. Stockage en tumulus (CSM).

Cette dernière étape de l'exploitation correspond à la phase industrielle. Pendant cette période, le site était rempli en continu. Les déchets étaient stockés et, à partir de 1991, la couverture a été mise en place. La figure 10 donne une coupe schématique d'une alvéole de stockage couverte.



Figure 10. Vue en coupe d'une alvéole de stockage du CSM (Andra, 2009 a).

Entre 1991 et 1997, le stockage a donc été recouvert d'une couverture multicouche : c'était une première mondiale. Plusieurs milliers de m³ de matériaux arrivaient par camion sur le site et une membrane bitumineuse était mise en place, positionnée entre plusieurs couches de sable et de terre. Cette géomembrane est constituée d'un film en polyester, choisi pour son élasticité et sa capacité à s'adapter aux mouvements de terrain. Ce film est trempé dans du bitume pour le rendre étanche. Les lés de membrane sont soudés les uns aux autres et contrôlés par système d'ultra-sons. Ce sont ainsi 35 km de membrane qui ont été déployés.

L'objectif de la couverture est d'empêcher l'eau d'atteindre les colis et d'éviter ainsi la diffusion de substances radioactives dans les eaux souterraines. La couverture doit aussi protéger le stockage contre tous mouvements de terrain, intrusions humaines, animales ou végétales. Enfin, un ensemble de réseaux (galeries, canalisations et drains) collecte les eaux de pluie et les eaux d'infiltration sur le site.

En janvier 2003, le Centre de stockage de la Manche est officiellement passé en phase de surveillance à long terme. Cette phase durera plusieurs siècles. Son objectif est de contrôler l'impact du Centre sur son environnement, d'identifier toute situation anormale et de mettre en place les mesures correctives nécessaires. Aujourd'hui l'impact du Centre sur son environnement reste très faible.

2.2. Le centre de stockage de déchets moyennement et faiblement actifs (CSFMA)

À partir de 1992, le CSFMA a pris le relais du CSM qui arrivait progressivement en fin d'exploitation. Dans ce nouveau site (CSFMA), les déchets sont mis en place avec un système automatisé dans des alvéoles en béton armé (Figures 11 et 12). Si leur densité est trop faible, les déchets sont préalablement compactés dans une presse avant d'être stockés, afin d'éviter tout tassement ultérieur.

Ces fûts sont stockés dans des structures en béton armé de 25 mètres de côté et 8 mètres de haut, construites par tranches de travaux successives. Quand l'alvéole est pleine, elle est fermée par une dalle étanche en béton armé. À la fin de l'exploitation, une couverture supplémentaire à base d'argile sera ajoutée afin d'assurer la protection des déchets à long terme. La durée de surveillance de ce site est de 300 ans après sa fermeture.



Figure 11. Alvéole en béton armé (CSFMA)



Figure 12. Système automatisé de stockage au CSFMA (Andra 2010).

2.3. Le centre de stockage de déchets très faiblement actifs (CSTFA)

Ouvert en 2003, ce centre de stockage a une capacité de 650 000 m³. Les alvéoles de stockage sont creusées progressivement, dans une couche d'argile de plus de 25 mètres d'épaisseur (Figure 13), elles ont une profondeur de 8 mètres et sont exploitées une par une. La barrière de fond de toutes les alvéoles suit la réglementation française pour le stockage des déchets dangereux, avec notamment une géomembrane polyéthylène haute densité (PEHD) de 2mm d'épaisseur, placée en fond et sur les côtés de l'alvéole avant sa mise en exploitation (Figure 14). Les premières alvéoles avaient une capacité de 10 000m³. Des alvéoles doubles sont utilisées depuis 2007, leur capacité a été augmentée à 25 000 m³ (26 mètres de large pour 174 mètres de long). Les alvéoles sont remplies en couches successives (10 en moyenne). Les vides entre les colis de déchets sont comblés avec du sable.

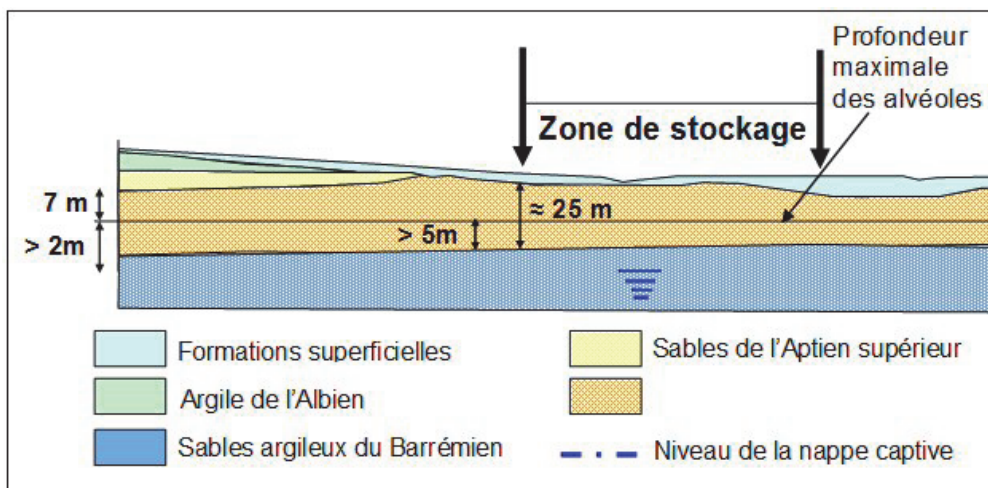


Figure 13. Coupe géologique du site du CSTFA, (Andra, 2008 c).

Pendant toute la phase d'exploitation (Figure 15), les alvéoles sont couvertes par un bâtille, du creusement jusqu'à leur fermeture. Une fois l'alvéole remplie et enveloppée par la géomembrane, le bâtille est déplacé jusqu'à l'emplacement de l'alvéole suivante pour creusement et exploitation. Lorsque plusieurs alvéoles contiguës sont fermées, le multicouche de couverture à base d'argile est mis en œuvre (Figures 16 à 18).

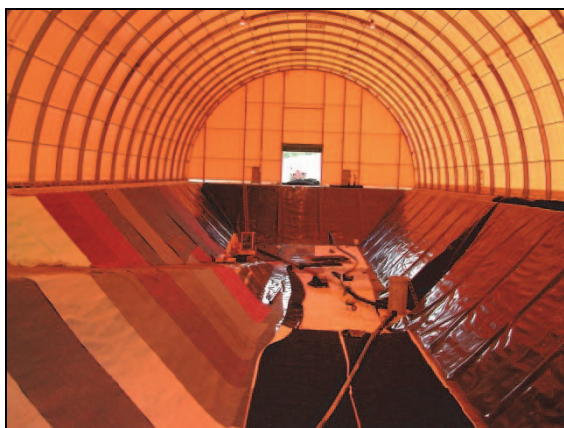


Figure 14. Barrière active par géosynthétiques (CSTFA).



Figure 15. Phase de stockage sous bâtibulle (CSTFA).



Figure 16. Déplacement d'un bâtibulle (CSTFA).



Figure 17. Étapes successives de mise en œuvre de la couverture (CSTFA).

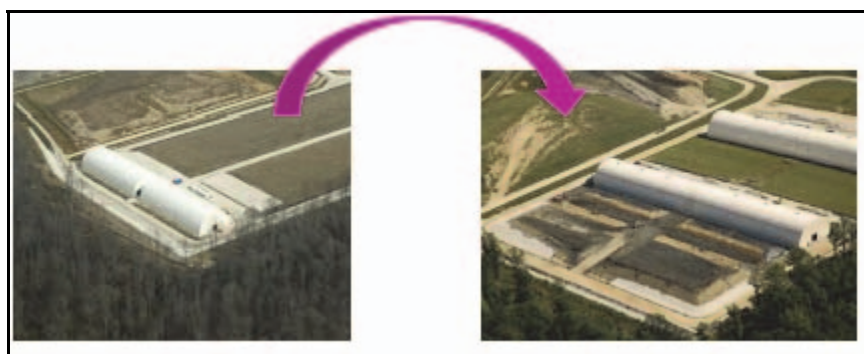


Figure 18. Phase initiale en alvéole simple et nouvelle phase en double alvéole (CSTFA).

Le concept de stockage des déchets TFA repose sur le principe de deux barrières complémentaires, la barrière géosynthétique pour les premières décennies, et la barrière minérale pour le long terme (Figure 19) :

- une fois l'alvéole remplie, une géomembrane PEHD similaire à celle du fond et des côtés de l'alvéole, est mise en place sur le dessus et raccordée par thermo-soudage à celle déjà posée sur les côtés, afin de former une barrière étanche continue tout autour des déchets. La géomembrane est conçue pour éviter toute fuite radioactive et toute infiltration d'eau extérieure (pluies, ...) sur plusieurs décennies ;
- une couverture multicouche à base d'argile est compactée au-dessus de la géomembrane. Cette couverture entoure toute l'alvéole et est raccordée avec la couche de 5 mètres d'épaisseur située en fond sous la géomembrane inférieure, couche ayant une perméabilité très faible (inférieure à 10^{-9} m/s) en conformité avec la réglementation pour les Installations de Stockage de Déchets dangereux. Cette argile a été étudiée dans le cadre d'un programme de recherche (Gourc et al., 2010) dans le but d'évaluer la capacité de ce matériau à supporter des déformations sans se fissurer.

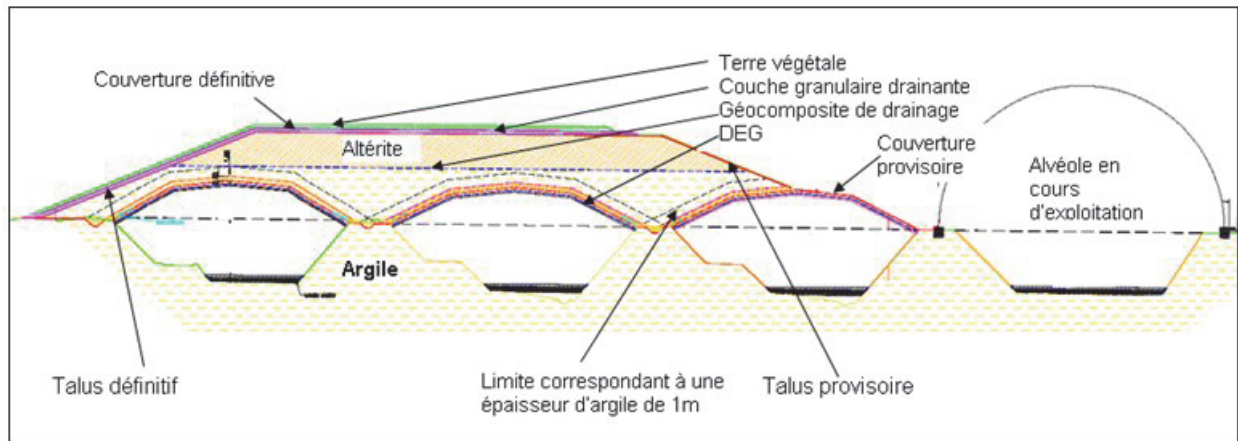


Figure 19. Étapes successives de la construction de la couverture du site CSTFA (Andra, 2008c).

3. Approche géotechnique de la couverture du CSM

3.1. Caractéristiques de la couverture et géomembrane sélectionnée

La couverture du CSM est constituée de plusieurs couches en matériaux naturels et synthétiques (Figure 20 et Tableau 4).

La couche supérieure (couche 7) correspond au sol végétalisé de protection, pour éviter une dégradation liée aux sollicitations essentiellement climatiques. La couche au-dessous (couche 6) est constituée de limon sableux comme matrice avec quelques éléments grossiers. Cette couche de protection a pour base une couche de sable (couche 5) drainante, ramenant l'eau ayant traversé la couche de limon sableux jusqu'aux tuyaux drainants à sa base. La géomembrane bitumineuse supérieure (couche 4) sert d'arrêt aux infiltrations potentielles dans la zone de stockage (Figure 21). Une seconde couche de sable (couche 3) située entre la géomembrane supérieure et la géomembrane inférieure (couche 2) a pour objectif de collecter les fuites éventuelles au travers de la géomembrane supérieure. Il s'agit d'un système d'alerte qui permet de décider d'une réparation en cas de fuite observée. La couche de limon sableux inférieure (couche 1) donne la forme en toit d'usine de la couverture, unique en son genre pour ce type d'ouvrage. L'objectif de cette forme pour le toit des déchets (Figure 22) était de favoriser le ruissellement et le drainage.

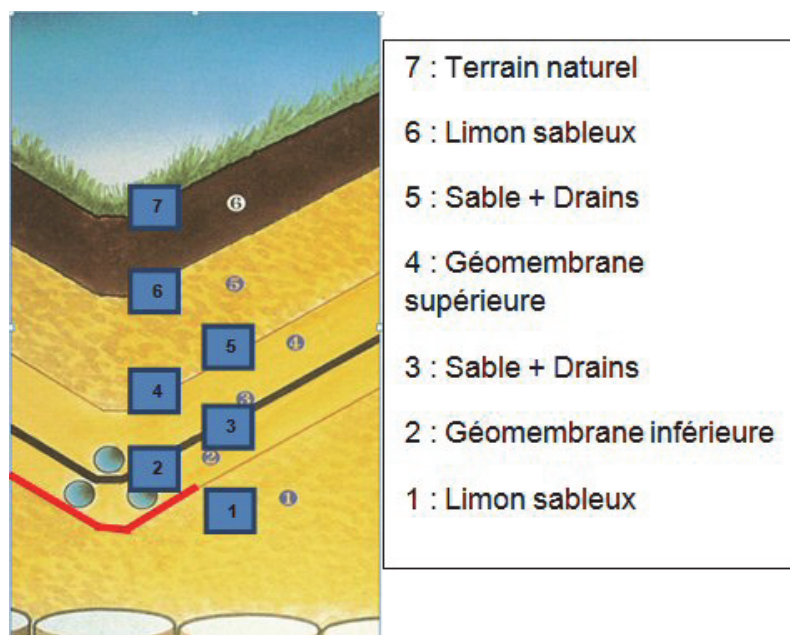


Figure 19. Système de la barrière de couverture du site CSM (Vervialle, 2011).

Tableau 4. Fonctions des différentes couches de la barrière de couverture

Couches	Fonctions
7 – Terrain naturel	Couverture naturelle
6 – Limon sableux	Barrière évitant les intrusions humaines et animales
5 – Sable + Drains	Couche de drainage au-dessus de la géomembrane
4 – Géomembrane supérieure	Barrière étanche
3 – Sable + Drains	Couche de drainage en cas de fuite de la géomembrane
2 – Géomembrane inférieure	Couche de contrôle en cas de fuite
1 – Limon sableux	Couche de forme



Figure 20. Mise en place de la géomembrane supérieure sur un panneau du CSM.



Figure 21. Vue générale de la construction de la barrière de couverture du CSM.

Les caractéristiques géotechniques du limon sableux sont données dans le Tableau 5.

Tableau 5. Caractéristiques géotechniques du limon sableux utilisé en couverture du CSM

Propriétés		Limons sableux
Granulométrie		
< 2 μm	12%	
< 80 μm	39%	
Limites d'Atterberg		
Indice de plasticité	I_p	8
Limite de plasticité	w_p	22%
Limite de liquidité	w_L	30%
Caractéristiques Proctor normal		
Poids volumique sec optimum	γ_{d-opt}	18,7 kN/m ³
Teneur en eau optimum	w_{opt}	14,3%

La géomembrane utilisée en couverture du CSM (Figures 21 et 22) est une géomembrane bitumineuse. Ce type de géomembrane a été sélectionné par l'Andra pour deux raisons principales, le fait qu'il s'agit du type de géomembrane le plus « naturel » et que par ailleurs il s'agit d'un matériau capable de supporter de grandes élongations en traction, en prévision des déformations possibles du support. Le tableau 6 (Staub et al., 2011) présente une comparaison de l'extensibilité moyenne de différents types de géomembranes (ϵ_{\max} est l'élongation relative maximale avant rupture lors d'un essai de traction pure).

Tableau 6. Comparaison de l'extensibilité de différents types de géomembranes

Type	Argile non-confinée	GM PEHD	GSB GeosynthétiqueBentonique	GM Bitumineuse	GM PP Polypropylène	GM PVC	GM EPDM
ϵ_{\max} Limite d'élasticité (%)	0,2 à 1,5	15	20	50	50	300	>300

3.2. Comportement hydraulique de la barrière de couverture

Un bilan hydraulique a été tenté globalement pour l'ensemble du site et en considérant les volumes d'eau annuels par unité de surface. Les données volumiques accessibles sont, d'une part, les précipitations (P) et l'évapotranspiration (ETR) obtenues à partir des services météorologiques et, d'autre part, les eaux de ruissellement (R) collectées en surface de la couverture et les eaux collectées dans les tuyaux drainants placés au-dessus de la géomembrane supérieure (UGM) et inférieure (LGM) (Figure 20).

La valeur obtenue pour (P-ETR-R) correspond au volume d'eau unitaire percolant dans la couche de limon sableux (Figure 23). Cette donnée est comparée au volume collecté additivement dans les drains situés aux deux niveaux (UGM et LGM).

L'équilibre des flux donne :

$$P-ETR - R = UGM + LGM + \Delta w \quad (1)$$

Cette équation prend en compte l'eau éventuellement stockée par la couche de limon sableux (augmentation Δw de sa teneur en eau initiale).

L'étude de la teneur en eau en place w a montré que sa variation dans le temps Δw n'était pas significative. Comme par ailleurs, à partir de la figure 24, on observe des fuites négligeables ($LGM = 0$), il apparaît raisonnable de comparer pour l'équation (1), (P - ETR - R) au volume collecté dans le drain supérieur (UGM).

Compte tenu du fait que le calcul de l'évapotranspiration est toujours difficile et peu précis, les valeurs rapportées sur la figure 24 de (P-ETR-R) et (UGM) sont très comparables. Le résultat peut être considéré comme satisfaisant.

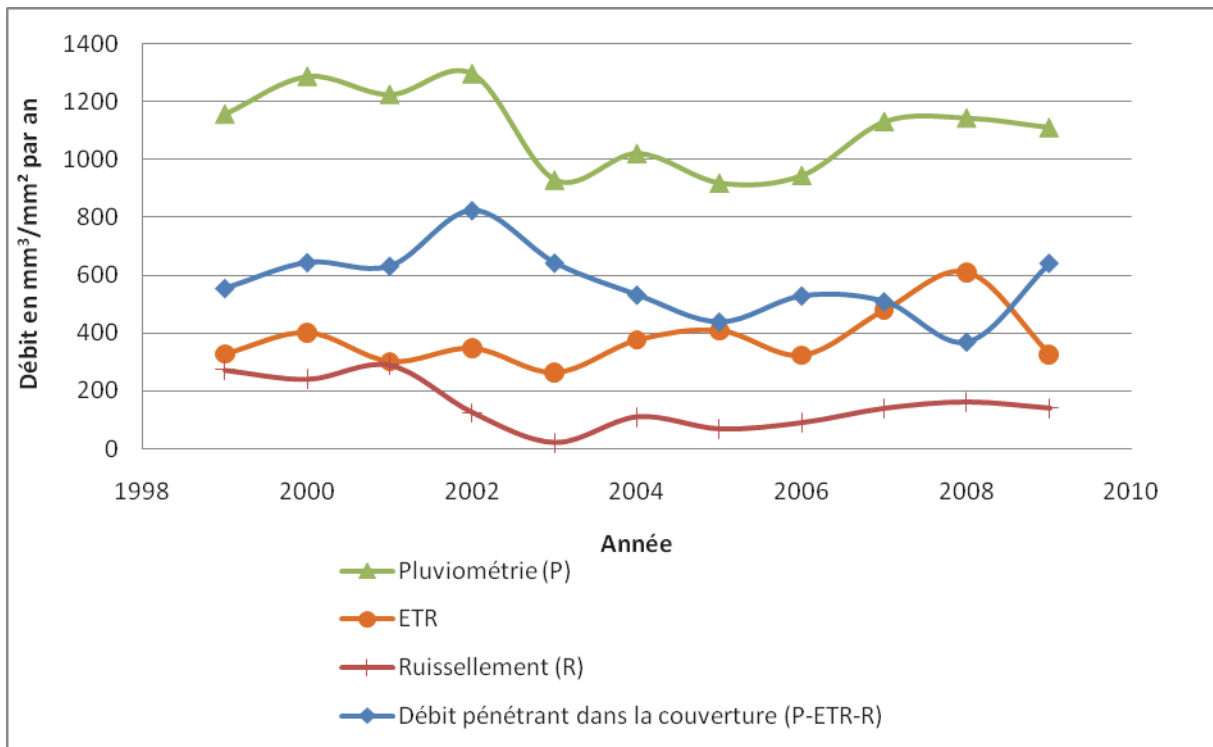


Figure 22. Détermination du flux percolant à partir de la surface du CSM (échelle du site)

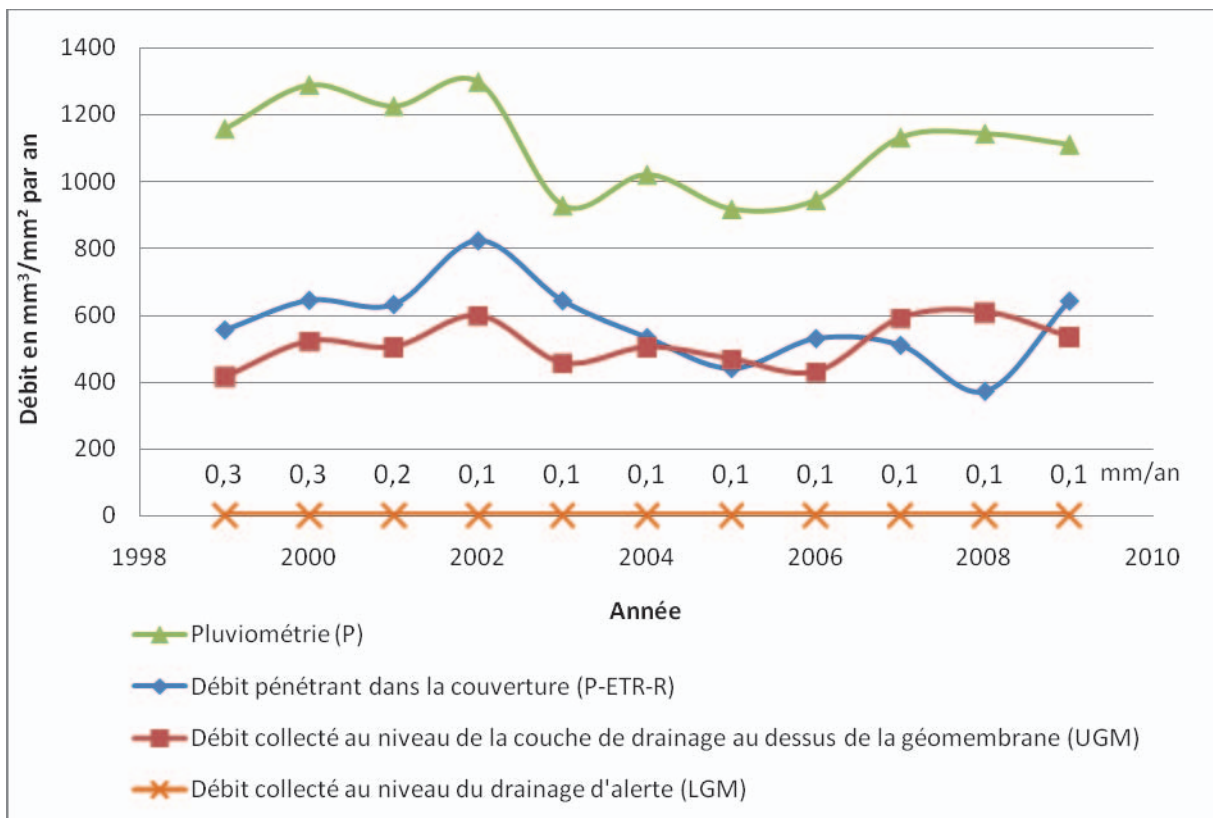


Figure 23. Bilan hydrique pour la couverture du CSM (échelle du site)

3.3. Comportement mécanique de la barrière de couverture

3.3.1. Suivi des tassements de la couverture du CSM

Les tassements de la couverture du CSM ont été enregistrés à partir de la date de son installation en 1993. La Figure 25 montre le champ des tassements pour l'ensemble du site entre 1993 et 2008. On

peut observer que les valeurs de tassement les plus importantes sont obtenues sur les talus latéraux du site et aussi très localement sur le sommet.

Les tassements latéraux se justifient par un léger glissement de la couche de limon sableux sur la géomembrane.

Pour les talus les plus instables, les travaux de confortement sont en cours (Figure 26). Pour le traitement de la zone sommitale faisant l'objet d'un tassement localisé dans la zone Nord Est (excavation sur la figure 25), une réparation a été réalisée en 2009 (section 3.4).

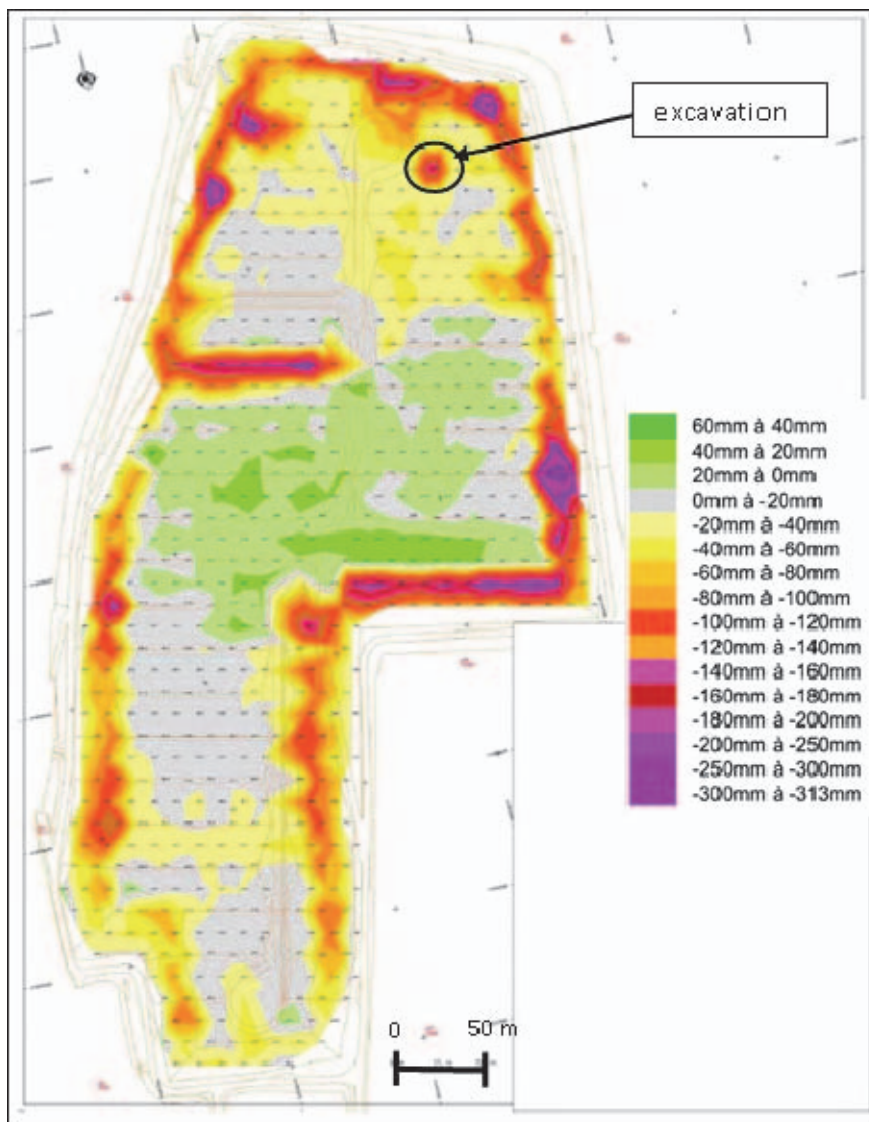


Figure 24. Champ des déplacements verticaux (tassements) obtenus sur le CSM entre 1993 et 2008 (Andra, 2008a).

3.3.2. Confortement des pentes instables du CSM

L'Andra a décidé une réparation systématique des pentes sujettes à glissement. Les pentes initiales étaient relativement fortes (2,3 Horizontal pour 1 Vertical). La figure 26 montre le type de confortement effectué avec apport de matériau afin d'adoucir la pente et un soutènement en pied de talus.

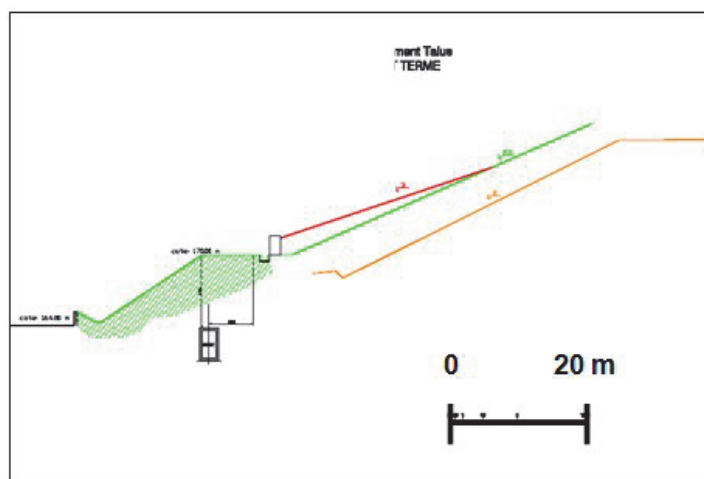


Figure 25. Confortement des pentes légèrement instables (Andra, 2008b).

3.4. Analyse de la zone de tassement différentiel

3.4.1. Réparation de la zone

La réparation du tassement localisé a été l'occasion de mener à bien une observation quantitative rarement effectuée, d'une zone en couverture soumise à un important tassement différentiel (Villard et al., 2000).

En 2009, la zone présentant une grande déformation de surface (panneau 102 Est) a été excavée (Figures 25 et 27). Le but de cette opération était la réparation du tassement et le reprofilage de la couverture. Elle a permis également l'observation des modifications géométriques et structurales de la barrière composite sur toute son épaisseur et si possible de rechercher si un effondrement localisé à la base pouvait être la cause des tassements observés en surface (Figures 27 et 28).



Figure 26. Tassement différentiel de surface (CSM)



Figure 27. Excavation de la zone déformée jusqu'à la géomembrane supérieure avant réparation (CSM)

L'observation a montré que la géomembrane n'était pas endommagée de manière significative (ni perforation ni déchirure). La cause du tassement de surface apparaît comme liée à un écrasement localisé du corps de déchets en place sous la géomembrane inférieure. Un travail de relevé topographique minutieux de toute la zone excavée a été mené, avec un relevé des altitudes en surface et au niveau de la géomembrane supérieure sur toute la zone déformée. Ces altitudes sont comparées à celles initiales au moment de la construction, afin d'en déduire les tassements.

3.4.2. Méthode d'analyse

L'intégrité de la couche de sol fin peut être altérée par un tassement différentiel. En effet une déformation localisée du support peut induire une fissuration de la couche de sol sus-jacente. Une étude très complète du sujet a été précédemment menée sur ce thème (Gourc et al., 2010) et une corrélation entre l'élongation relative observée dans la zone tendue et le risque de fissuration peut être recherchée

(voir Chapitre 4). Sous un confinement faible, la fissuration d'un sol fin peut survenir pour une élongation relative, dépendant de la teneur en eau et de l'énergie de compactage, mais généralement inférieure à 0,5%, ce qui est très bas.

À partir du champ de déplacements (obtenu par différence entre les altitudes finales au moment de l'excavation fin 2009 et les altitudes initiales au moment de la construction en 1993) en surface et au niveau de la géomembrane supérieure, il est possible de calculer :

- la variation locale des volumes de la couche de limon sableux, due au phénomène d'effondrement localisé : une variation positive, attendue dans le cas présent, correspond à une dilatation volumique du sol (foisonnement) et conséquemment à une déstructuration accroissant la perméabilité du matériau ;
- l'élongation relative de la fine épaisseur de limon sableux, en extension lors du mouvement de flexion de la couche. Puisque l'élongation relative est maximale à la base de la couche, c'est là que l'on pourra observer l'initialisation de la fissuration.

3.4.3. Déformation volumique de la couche de limon sableux

La figure 29 présente les courbes d'altimétrie pour le niveau de la géomembrane supérieure, après tassement différentiel, ainsi que la position des échantillons de géomembrane (P1 à P4) prélevés pour des tests de laboratoire relatifs à l'endommagement éventuel. La figure 30 présente les différentes coupes verticales utilisées pour l'interprétation en déformation. La surface horizontale considérée ici est (12m x 18m). Le tassement maximal au niveau de la géomembrane supérieure est de 0,60m tandis qu'il n'est que de 0,40m en surface. Il apparaît donc qu'il y a une distribution plus étalée des tassements lorsque l'on se déplace du fond vers la surface.

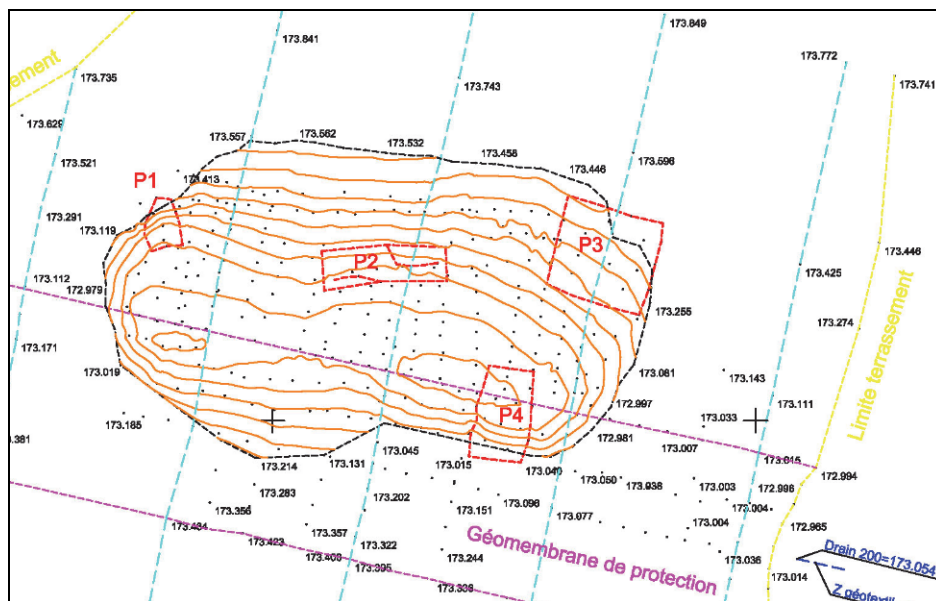


Figure 28. Courbes altimétriques correspondant au niveau de la géomembrane supérieure après tassement et emplacement des échantillons de géomembrane prélevés (P1 à P4).

La figure 30 montre les zones prises en compte pour l'évaluation des volumes de sol, quatre zones partielles et la zone globale. La figure 31 montre schématiquement (pas à l'échelle) une section-type transversale à un panneau, avec les deux pentes à 5 degrés au sud et 9 degrés au nord permettant d'explicitier la procédure de calcul des volumes pour la couche de limon sableux, avant et après tassement. Le tableau 7 présente les valeurs pour les volumes finaux et initiaux, et les dilatations relatives correspondant à la différence des volumes rapportée au volume initial. Une valeur positive de la dilatation correspond à une diminution de la masse volumique du sol.

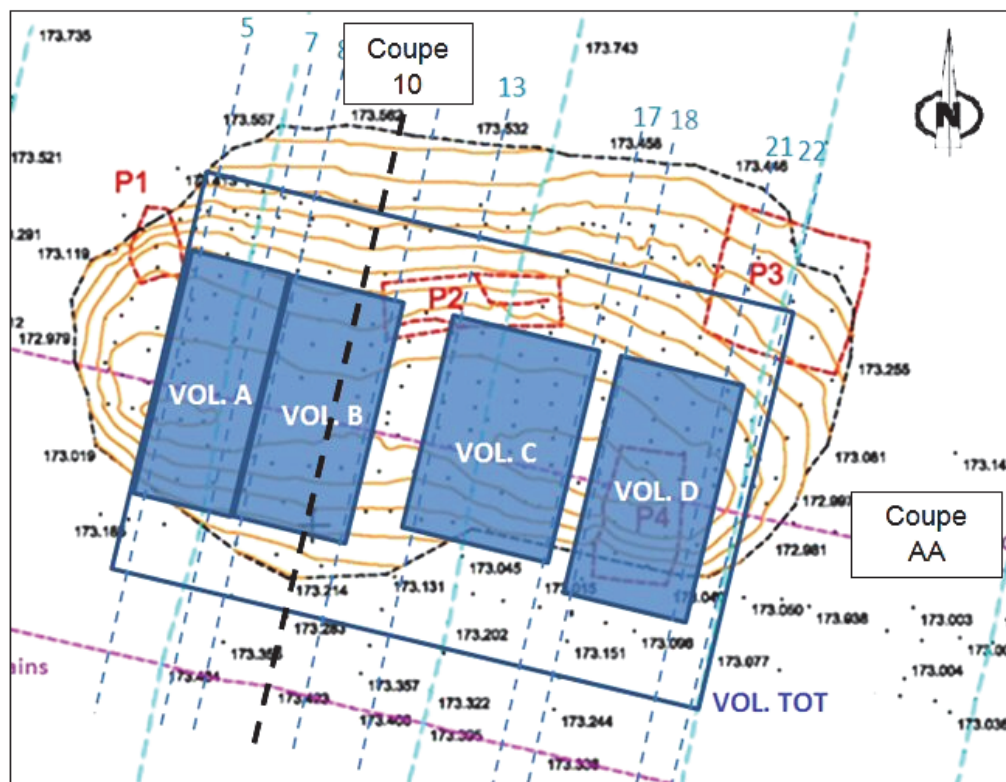


Figure 29. Coupes verticales (longitudinale (AA) et transversale (10)) considérées pour le calcul des élongations relatives et volumes considérés pour le calcul des déformations volumiques.

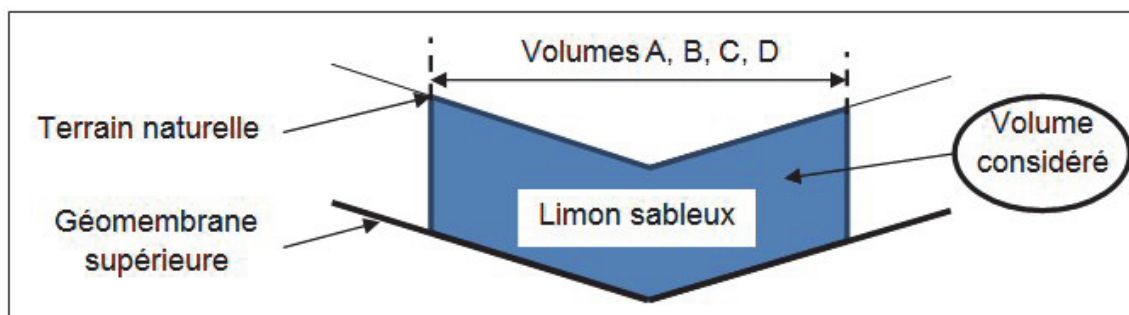


Figure 30. Schéma-type pour le calcul des déformations volumiques de la couche de limon sableux

Tableau 7. Variations de volume des différentes zones considérées dans la couche de limon sableux

	Volume initial m ³	Volume après tassement m ³	Déformation volumique
Volume zone A	17,72	19,64	10,8%
Volume zone B	17,76	19,18	8,0%
Volume zone C	17,76	19,7	10,9%
Volume zone D	17,73	19,07	7,6%
Volume total	124	131,99	6,4%

3.4.4. Élongation relative à la base de la couche de limon sableux

On compare la valeur de la longueur de la « fibre tendue » (fine épaisseur de sol à l'interface avec la géomembrane supérieure) en fin de construction et celle lors de l'excavation, pour différentes coupes

verticales (Figure 30). Sur les figures 32 et 33, on présente pour deux coupes, longitudinale (coupe AA) et transversale (coupe 10), en partie haute des figures les altitudes des surfaces supérieure et inférieure de la couche de limon sableux, et en partie basse les élongations relatives ε correspondantes. Une valeur positive de ε traduit une extension de la « fibre ».

Il est important de remarquer que des valeurs de l'élongation relative particulièrement grandes sont localement observées à la base de la couche, jusqu'à 10% alors qu'il a été noté que sous faible confinement une fissuration pouvait s'amorcer pour une valeur de ε de 0,5%. Par contre le phénomène est négligeable en partie supérieure de la couche.

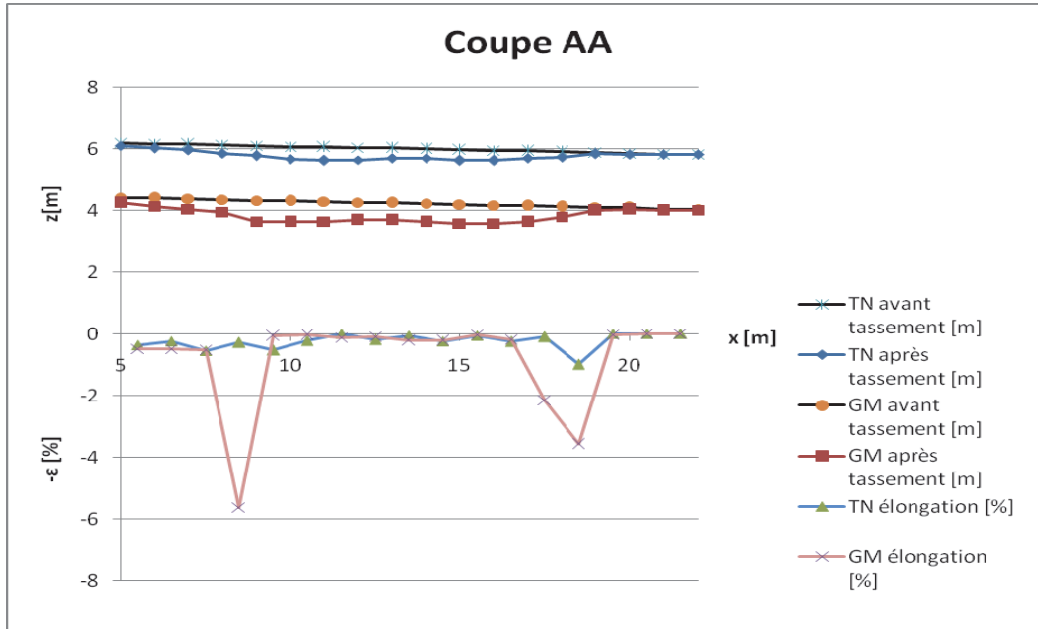


Figure 31. Altitudes initiale et après tassement aux deux interfaces, surface (TN) et géomembrane (GM) et élongations relatives correspondantes pour la coupe longitudinale AA

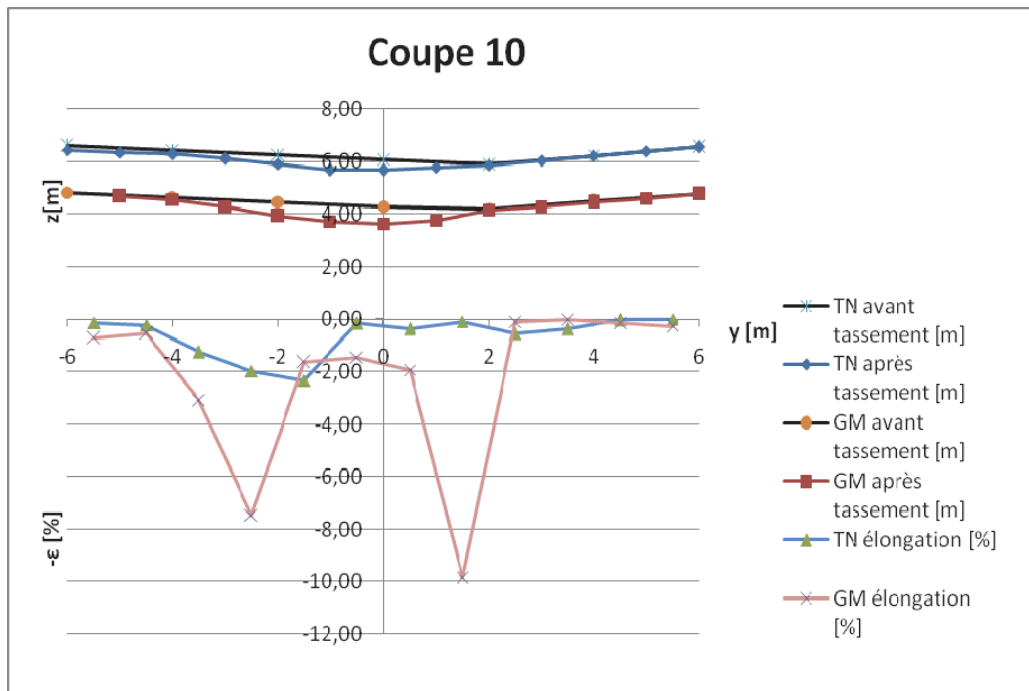


Figure 32. Altitudes initiale et après tassement aux deux interfaces, surface (TN) et géomembrane (GM) et élongations relatives correspondantes pour la coupe transversale 10

4. Approche géotechnique de la couverture du CSTFA

4.4. Caractéristiques de la couverture et barrière d'argile sélectionnée

Le site CSTFA, localisé dans l'Aube, actuellement en cours d'exploitation, sert au stockage de déchets de très faible activité (Andra, 2005). Les principales caractéristiques de l'exploitation du site sont données dans la section 2.2. Pour assurer en surface le confinement des déchets, la barrière composite couple une couche d'argile compactée et une géomembrane PEHD (Camp et al., 2005a). La figure 34 présente une coupe de la barrière de couverture.

Les déchets stockés sont des blocs de différentes formes, conteneurs géotextiles, caissons, fûts, les espaces inter-blocs sont remplis par du sablon (Figure 15). Du fait du mode de remplissage, des risques de tassements sont possibles.

Un programme de recherche original a été entrepris relatif à la possibilité d'une couche d'argile de supporter sans endommagement les mouvements intempestifs de la base de déchets. Il s'agissait d'une part d'essais de traction indirecte (essais de flexion quatre points) en laboratoire (Camp et al., 2009), et d'autre part d'essais d'éclatement en vraie grandeur effectués sur le site même du CSTFA. Une corrélation entre les essais aux deux échelles a été recherchée.

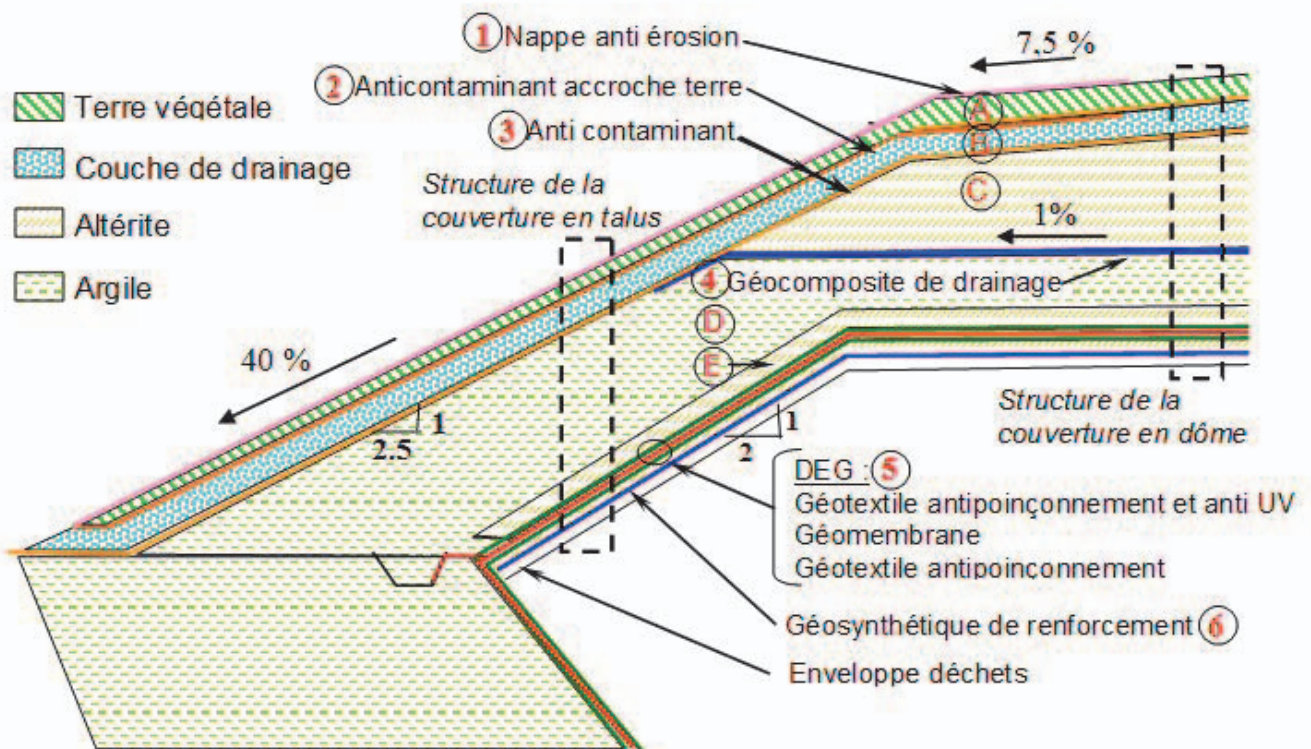


Figure 33. Coupe de la barrière de couverture composite du CSTFA

L'argile de la barrière de couverture est prélevée dans la zone même du CSTFA (Aptien) et cette même argile fait fonction de barrière passive à la base du stockage (Camp et al., 2005b). Le principal composant de cette argile est une kaolinite. Suivant la classification standard, il s'agit d'une argile limoneuse, appelée simplement argile par la suite. La caractérisation physico-mécanique de cette argile a fait l'objet d'études précédentes (Camp et al., 2010). Les caractéristiques de base de ce matériau sont rappelées sur le tableau 8.

Il s'agit d'une argile moyennement plastique suivant le diagramme de Casagrande. Des essais Proctor ont permis d'obtenir à l'optimum $\gamma_d = 17,6 \text{ kN/m}^3$ pour $w_{\text{opt}} = 16\%$.

Tableau 8. Caractéristiques géotechniques de l'argile de l'Aptien du CSTFA

Propriétés		
Granulométrie		
< 2 μm	12%	
< 80 μm	39%	
Limites d'Atterberg		
Indice de plasticité	I_P	22
Limite de plasticité	w_P	22%
Limite de liquidité	w_L	44%
Caractéristiques Proctor normal		
Poids volumique sec optimum	γ_{d-opt}	17,6 kN/m ³
Teneur en eau optimum	w_{opt}	16,0%

4.5. Sensibilité à la fissuration de l'argile de couverture, à partir des essais de flexion en laboratoire

Le protocole de l'essai de flexion quatre points, considéré comme un essai de traction indirecte, a été adapté de manière à permettre un suivi précis de la déformation de la poutre d'argile (Figures 35 et 36). La poutre parallélépipédique a pour dimensions ($L=400\text{mm}$, $h=100\text{mm}$ et $c=100\text{mm}$) et l'écartement des cylindres d'appui est 100mm au-dessus et 300mm en dessous (Camp et al., 2010). Un effort de compression est appliqué verticalement à l'aide des cylindres d'appui.

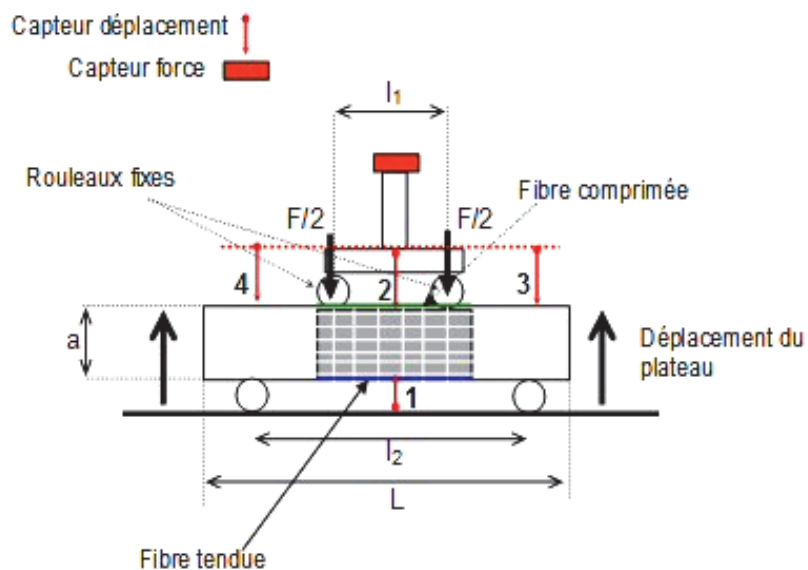


Figure 34. Schéma de la poutre de l'essai de flexion 4 points (Camp et al., 2010)

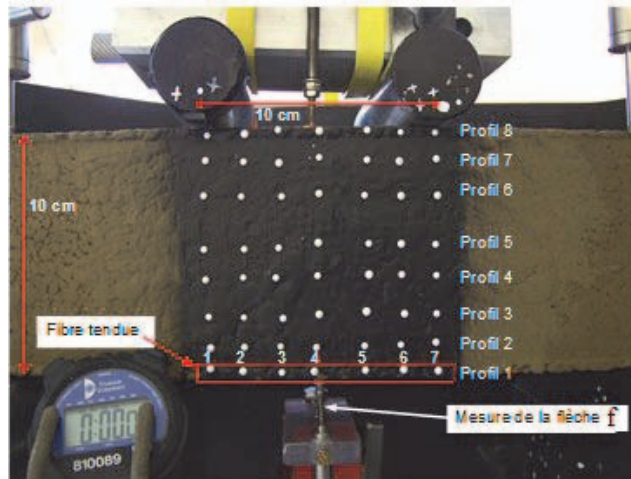


Figure 35. Zone centrale de la poutre en flexion avec le maillage pour suivi photographique (Camp,2008)

La partie centrale frontale (100mm x 100mm) correspondant à la zone de moment de flexion invariant est munie de marqueurs, et un suivi photographique permet d'observer l'initialisation et la progression de la fissuration (Figures 36 et 37). Le début de fissuration précède généralement de peu le moment où l'effort de compression vertical est maximal. La figure 38 montre l'évolution de l'élongation relative entre deux repères de la fibre tendue (profil 1 de la figure 36) pour un essai à $w_{opt} + 3\%$. La fissuration s'initialise entre les marqueurs 5 et 6 dès un déplacement vertical du plateau de compression de l'ordre de 2mm et une élongation relative ε voisine de 0.5%. Au-delà de ce seuil, l'élongation se concentre sur la zone en fissuration.

Cet essai a permis de tester l'influence de l'énergie de compactage, de la teneur en eau (la déformabilité sans fissuration s'améliore lorsque la teneur en eau augmente, jusqu'à une teneur en eau $w_{opt} + 3\%$) et aussi l'influence positive d'un renforcement par fibres courtes en polymère (Viswanadham et al., 2011).

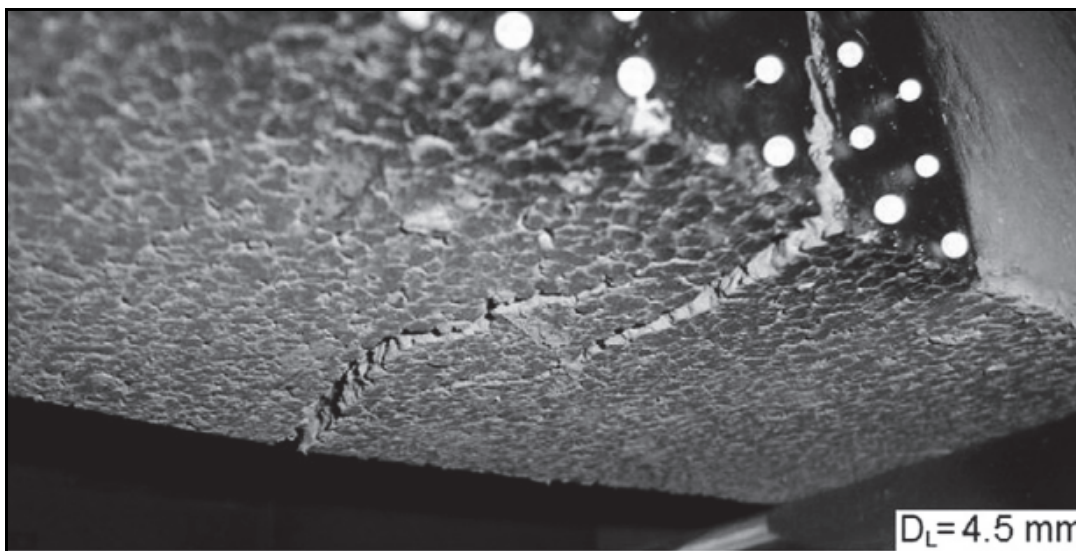


Figure 35. Vue de dessous de la zone centrale fissurée (Camp et al., 2010)

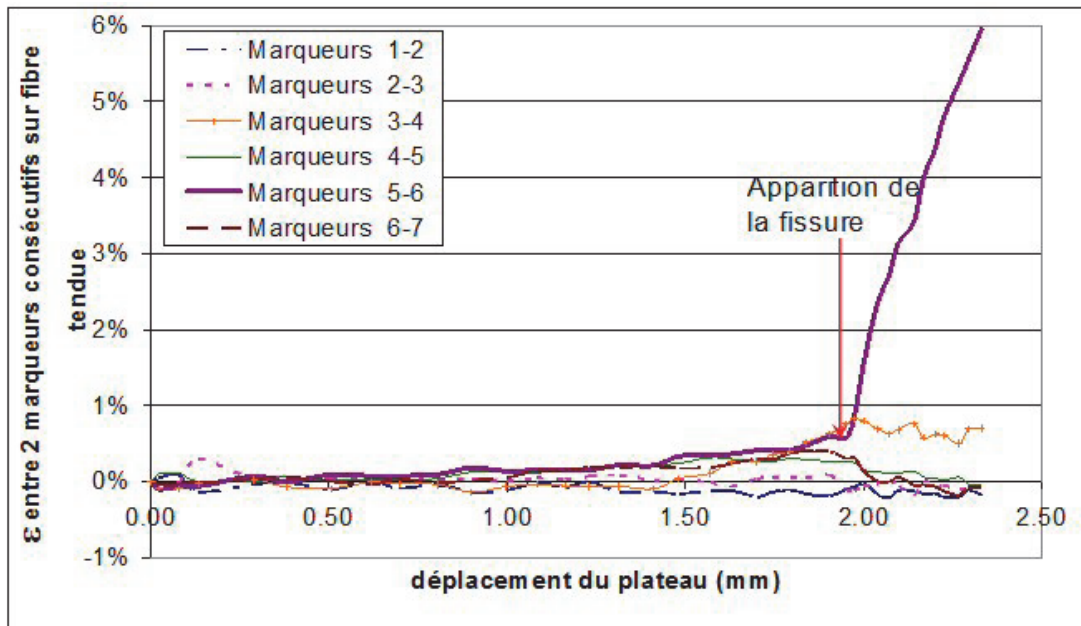


Figure 36. Évolution des elongations relatives locales entre marqueurs pour le profil 1 de la figure 36 (Camp et al., 2010)

4.6. Sensibilité à la fissuration de l'argile de couverture à partir des essais d'éclatement en vraie grandeur sur site

Afin de mieux repérer l'initialisation de la fissuration de l'argile, un essai original de flexion inversée sur la base de l'essai d'éclatométrie a été proposé (Figure 39). Dans cet essai, la fibre tendue est totalement non confinée puisque en partie supérieure, cas le plus critique. Cette situation présente l'avantage de permettre la visualisation externe de la fissuration. C'est un système de quatre vérins qui permet le soulèvement de la plaque centrale à une vitesse de 4mm/min pour une course maximale de 0,25m.

La figure 40 montre après excavation latérale en fin d'essai la déformée de la poutre.

Il s'agit d'un essai lourd et coûteux, mais trois essais différents ont pu être effectués. L'essai présenté correspond à une couche d'argile d'épaisseur 0,80m, pour une teneur en eau $w_{opt} + 3\%$.

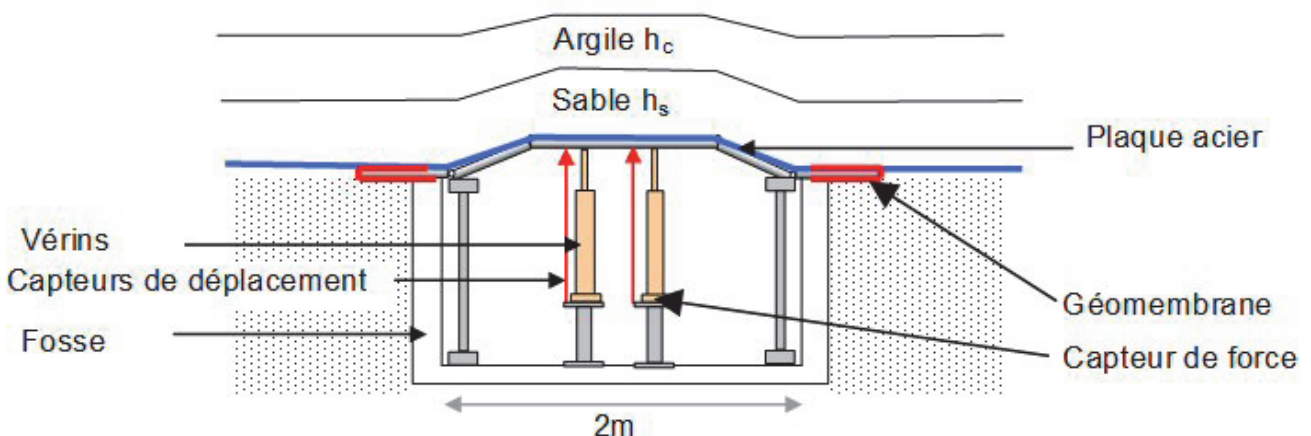


Figure 37. Schéma de l'essai d'éclatométrie sur site (Camp et al., 2010).

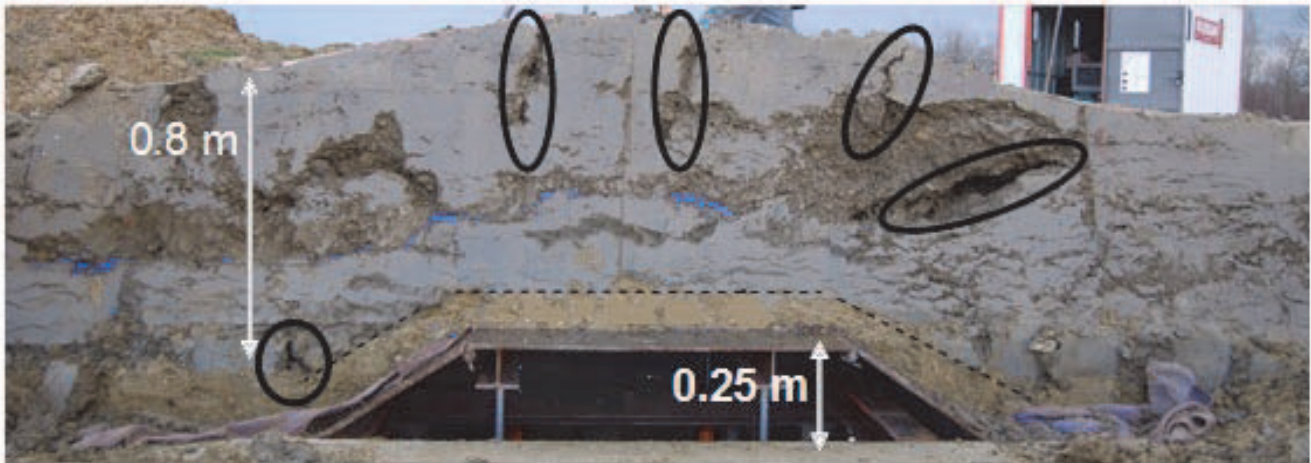


Figure 38. Coupe de la poutre d'argile déformée en fin d'essai avec une ellipse autour des zones fissurées (Camp et al., 2010)

Les fissures, multiples, apparaissent effectivement en partie supérieure de la poutre, et pour un déplacement de la plaque inférieure faible, de l'ordre de 20 à 30mm suivant les zones. Sur la figure 40, ces fissures en fin d'essai sont entourées d'une ellipse. À partir d'une analyse photographique de vues de dessus de la poutre, il est possible de déterminer l'élongation relative initiant localement la fissuration. Pour l'essai présenté (Camp et al., 2010), cette élongation relative ε est localement égale à 0,3% entre deux repères espacés de 0,25m. Ce résultat est globalement en accord avec les résultats obtenus en laboratoire sur poutre (§ 4.2) où la fissuration, pour la même énergie de compactage et la même teneur en eau, s'initiait à $\varepsilon = 0,5\%$ entre deux marqueurs espacés de 15mm (Camp et al., 2007). L'écart de déformation entre les deux essais peut être attribué à l'échelle de l'observation.

Des essais complémentaires ont aussi été effectués en centrifugeuse à l'IIT de Bombay (Gourc et al., 2010) avec des résultats tout à fait en cohérence avec les résultats présentés. Au final, il est apparu qu'une argile compactée à $w_{OPT} + 3\%$ était la plus à même de supporter une déformation de flexion sans fissuration.

5. Conclusion

Le présente conférence a fait dans une première partie le point pour la France sur les quantités de déchets radioactifs actuels et futurs par types de déchets et sur les concepts de stockage.

Les recherches présentées dans la littérature scientifique concernent essentiellement les déchets les plus radioactifs, tandis que peu d'information scientifique est publiée sur le stockage des déchets faiblement ou très faiblement radioactifs alors que leur dépôt a débuté il y a plusieurs décennies.

Cet article est l'occasion de décrire les sites de surface correspondant à ce type de déchets, le premier à La Hague (CSM) en phase de surveillance et les deux autres dans l'Aube (CSFMA et CSTFA) en exploitation.

Dans une seconde partie, l'accent est mis sur la structure de la couverture composite de ces sites et sur leur comportement. La barrière de couverture est complexe, composée de matériaux minéraux (sols) et synthétiques (géomembranes et géotextiles). Elle a pour objectif de s'opposer au transfert des eaux météorites dans les déchets.

Dans une troisième partie, il est montré que la couverture peut être soumise à des tassements différentiels et dans une dernière partie, à partir d'expérimentations en laboratoire et sur site, il est prouvé que les barrières argileuses, soumises à un tassement différentiel ne supportent que de faibles élongations sans fissuration, même si la teneur en eau est portée à $w_{opt} + 3\%$.

Il a été démontré par ailleurs que les géotextiles ou les fibres courtes pouvaient efficacement renforcer les sols fins, et que les géomembranes et GSB pouvaient procurer seuls ou associés à une couche d'argile une étanchéité égale ou supérieure à celle d'une couche d'argile épaisse, du moins sur le court terme. Mais, à la différence du stockage de déchets dangereux, le stockage des déchets radioactifs fait l'objet d'une surveillance sur des temps bien supérieurs à 30 ans. L'utilisation de géosynthétiques pose alors la question de la pérennité de leur fonctionnement sur de longues périodes.

Les géosynthétiques ne pourront s'imposer pour des fonctions non temporaires (cas des applications considérées actuellement pour les sites présentés) que s'ils apportent la preuve de leur bon comportement pour le long terme, à l'échelle de plusieurs siècles.

6. Remerciements

Ces travaux ont été effectués dans le cadre d'une thèse CIFRE, préparée au LTHE, associant GENIVAR France, Andra, Vinci Construction Terrassement et l'ANRT.

Les auteurs remercient Emilia Capecchi, étudiante Erasmus de l'Université de Padova, pour sa contribution.

7. Références bibliographiques

- Ajaz A., Parry R.H.G. (1975). Stress-strain behaviour of two compacted clays in tension and compression. *Géotechnique* 25 (3), pp. 495–512.
- Andra (2005). Centre de stockage de l'Aube : Structure expérimentale de couverture, interprétation des mesures. *Rapport Hydroexpert*.
- Andra (2008a). Rapport annuel 2008 du Centre de stockage de la Manche.
- Andra (2008b). Rapport sur l'intérêt de mettre en place une couverture plus pérenne sur le Centre de Stockage de la Manche.
- Andra (2008c). The very-low-level waste disposal facility – A new management system.
- Andra (2009a). L'Andra dans la Manche
- Andra (2009b). National Inventory of Radioactive Materials and Waste, Synthesis Report.
- Andra (2010). Le centre de stockage des déchets radioactifs de faible et moyenne activité.
- Andra (2012). National Inventory of Radioactive Material and Waste 2012-The Essential.
- Aupicon M., Villard P., Gourc J.P., Gisbert T. (2002). Bending experimentation of a composite clay-geosynthetic liner. *Seventh International Conference on Geosynthetics, Nice, France, 2 (environmental engineering)*, pp. 647–650.
- Benson C., Khire M. (1997). Earthen materials in surface barrier, barrier technologies for environmental management. *National Academy Press, Washington D.C*, pp. 79–89.
- Camp S., Rey D. Kaelin J.L. (2005a). Presentation of a new French site for storing very low level radioactive waste, 21-22, March 2005.
- Camp S., Gourc J.P., Plé O., Villard P., Rey D. (2005b). Landfill cap cover issue: improvement of the capability to sustain differential settlement. *Tenth International Waste Management and Landfill Symposium, Sardinia, Italy*.
- Camp S., Gourc J.P., Plé O., Villard P. (2007). Mechanical behaviour of a clay layer for landfill cap cover application: Experimental investigation and numerical modelling. 7-9 March 2007.
- Camp S. (2008). Comportement sous flexion d'une argile: application à la couverture d'une ISD TFA. *Mémoire de Thèse, Université Joseph Fourier Grenoble*.
- Camp S., Plé O., Gourc J.P. (2009). Proposed protocol for characterizing a clay layer subjected to bending. *Geotechnical Testing Journal, ASTM Publishers* 32 (3), pp. 273–279.
- Camp S., Gourc J.P., Plé O. (2010). Landfill clay barrier subjected to cracking: Multi-scale analysis of bending tests. *Journal Applied clay science, Elsevier, Vol.48*, pp 384-392.
- Cheng S.C., Larralde J.L., Martin J.P. (1994). Hydraulic conductivity of compacted clayey soils under distortion or elongation conditions. *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM*, pp. 266–283.
- Daniel D.E. (1993). Shallow land burial of low-level radioactive waste. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 109 (1), pp. 555-573.
- Divya P.P., Viswanadham B.V.S., Gourc J.P. (2013). Evaluation of tensile strength-strain characteristics of fiber reinforced soil through laboratory tests. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, to be published*.
- Edelmann L., Katzenbach R., Amann P., Weiss J. (1996). Large-scale deformation tests on soil layers for landfills. *Proc. of the 2nd Int. Congress on Environmental Geotechnics, Osaka, Japan*, pp. 205–209.

- Gourc J.P., Camp S., Viswanadham B.V.S., Rajesh S. (2010). Deformation behaviour of clay cap barriers of hazardous waste containment systems: full-scale and centrifuge tests. *Journal Geotextiles & Geomembranes, Elsevier, Vol.28, Issue 3, pp. 281-291.*
- Indraratna B., Lasek G. (1996). Laboratory evaluation of the load-deflection behaviour of clay beams reinforced with galvanised wire netting. *Geotextiles and Geomembranes 14, pp. 555-573.*
- Jessberger H.L., Stone K.J.L. (1991). Subsidence effects on clay barriers. *Geotechnique 41 (2), pp. 185-194.*
- Khire M., Benson C., Bosscher P. (1997). Water balance modelling of earthen landfill covers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123, pp. 744-754.*
- Mazzieri F., Van Impe W.F., Haegeman W., Fratolocchi E., Van Impe P.O. (2001). Preparation procedure influence on properties of compacted clay specimens. *Proc. 15th ICSMGE, 2001, Istanbul, Turkey.*
- Mesbah A., Morel J.C., Olivier M. (1999). Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique: détermination des paramètres pertinents. *Materials and Structures 32 (9), pp. 687-694 (in French)*
- Moussai B. (1993). Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux, *Mémoire de Thèse, INSA Lyon, France.*
- Staub M., Marcolina G., Gourc J.P., Simonin R. (2011). An incremental model to assess the environmental impact of cap cover systems on MSW landfill emissions. *Journal Geotextiles & Geomembranes, Elsevier, Vol.29, pp. 298-312.*
- USEPA (1989). EPA Technical guidance document : final covers on hazardous waste landfills and surface impoundments. *US Environmental Agency, Washington, DC. EPA/530-SW-89-047.*
- Vervialle J.P. (2011). The Centre de la Manche disposal facility. *KHNP, October 25th 2011.*
- Villard P., Gourc J.P., Giraud H. (2000). A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal, Oct.2000, Vol.37, N°5, pp. 987-999.*
- Viswanadham B.V.S., Mahesh K.V. (2002). Modelling deformation behaviour of clay liners in a small centrifuge. *Canadian Geotechnical Journal 39, pp. 1406-1418.*
- Viswanadham B.V.S., Rajesh S. (2009). Centrifuge model tests on clay based engineered barriers subjected to differential settlements. *Applied Clay Science, Vol. 42, No. 3-4, pp. 460-472.*
- Viswanadham B.V.S., Rajesh S., Divya P.P., Gourc J.P. (2011). Influence of randomly distributed geofibers on the integrity of clay-based landfill covers: a centrifuge study. *Geosynthetics International, Vol.18, N°5, pp. 255-256.*