

## COUVERTURE DE DÉCHARGE DE CLASSE 2 EN BORDURE DE MER

### BITUMINOUS GEOMEMBRANE IN A FINAL COVER EXPOSED TO TIDAL ACTION

Bertrand BREUL<sup>1</sup>, Tarik HADJ-HAMOU<sup>2</sup>, Bernard BREUL<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Axter Coletanche, Montréal, Québec, Canada

<sup>2</sup> Bureau d'Études SES (Strategic Engineering and Science), Irvine, Californie, États-Unis

<sup>3</sup> Coletanche, Paris, France

**RÉSUMÉ** – La fermeture définitive d'une décharge dans des marécages au bord de la Baie de San Francisco (USA) a été obtenue par le projet de géomembrane bitumineuse décrit dans cet article, devant deux solutions en géomembranes PEHD. Ces deux solutions conduisaient à l'importation de 90 000 m<sup>3</sup> de matériaux d'apport et à un empiétement de 1,5 hectares dans les marécages, du fait du très faible angle de frottement du PEHD. Le propriétaire (Marine américaine et son consultant US Corps of Engineers) et les régulateurs fédéraux (US EPA) ont préféré la conception, présentée dans cet article, qui est basée sur l'utilisation d'une géomembrane bitumineuse élastomère (BGM) exposée dans la zone soumise à marée et couverte sur le reste de la décharge. La conception avec BGM ne nécessite aucun apport extérieur.

Mots-clés : couverture de décharges, géomembrane bitumineuse, environnement, économie, angle de friction

**ABSTRACT** - Final closure of a landfill in a tidal wetland on the edge of the San Francisco Bay (USA) was obtained by the bituminous geomembrane solution described here, in front of two HDPE solutions. These two HDPE solutions were asking importation of 90 000 cubic meters of material and a 1,5 hectare encroachment in the wetland, due to the very low friction angle of the HDPE. The owner (US Navy and their consultant the US Corps of Engineers) and the federal regulators (US EPA) preferred our design, presented in this paper, based on a the use of a bituminous geomembrane (BGM) exposed in the tidal area and covered over the rest of the landfill. This solution does not need imported material.

Keywords: capping landfill, bituminous geomembrane, environment, economy, friction angle

### 1. Introduction

Suivant son programme général de protection de l'environnement et de nettoyage de sites pollués dans ses bases, la Marine Américaine a décidé de fermer une décharge d'ordure dans une base sur la Baie de Suisun, qui fait partie de la baie de San Francisco. La décharge fut créée en poussant les déchets, principalement ménagers, dans un marécage à partir de la route longeant celui-ci (figure 1). Le marécage est connecté à la baie par deux larges buses sous une route-digue qui l'isole d'un bras de mer de la baie et sert de limite à la base.

Le premier projet de fermeture, développé par un premier bureau d'étude et approuvé en 2004 par les agences de tutelle, fut abandonnée tout au début des travaux en juin 2006 quand des munitions non-explosées furent découverte lors d'excavations dans les déchets. Les travaux de construction d'une seconde solution, développée par un deuxième bureau d'étude en 2008, empiétant sur le marécage, furent stoppés par le client (Marine Américaine) en 2009, pour cause de dépassement du budget alloué, du coût associé à l'empiétement sur le marécage et surtout à cause de l'augmentation des besoins en sol qui allaient dépasser les prévisions de 20%.

Suite à ce second arrêt des travaux et rejet de la conception, un avis d'appel d'offre fut lancé en 2009 pour le développement d'une conception/réalisation clef-en-main. La conception gagnante acceptée par le client et les agences de tutelle est basée sur l'utilisation d'une géomembrane bitumineuse partiellement exposée, objet de cet article.

L'article présente d'abord un historique du site, les contextes hydrologique et géotechnique et une description des trois conceptions proposées. Nous présentons ensuite les détails techniques liés au choix de la solution basée sur une géomembrane bitumineuse élastomère et expliquons ses avantages et pourquoi elle reçut l'approbation des différents intervenants (agences de tutelle, client et riverains). La réalisation rapide se déroula entre avril et juin 2012.

### 1.1 Historique du site

La décharge couvre 5 hectares et forme un monticule asymétrique qui atteint une élévation maximale d'un peu plus de 3 m au-dessus du niveau de la mer, près de son bord oriental, le long de la route d'accès. La moitié occidentale de la décharge est à une altitude de 1 à 1,5 mètres selon le système géodésique NGVD29. Des marécages soumis à la marée entourent la décharge au nord, à l'ouest et au sud. La décharge, en service de 1944 à 1979, contient 95 000 à 105 000 m<sup>3</sup> de déchets municipaux et de sol de couverture. Les limites de la décharge sont définies par une cassure brusque de la pente et par le bord en partie basse de la pente dans le marécage. La flore terrestre s'étend jusqu'aux limites du bord de l'eau.

D'anciennes photographies indiquent que la décharge a été créée par la superposition progressive de déchets, principalement des ordures ménagères, poussés directement depuis la route située à l'est. Apparemment, la zone de dépôts n'a pas été excavée avant que le déchargement des déchets. D'après l'évaluation topographique, les déchets ont été inégalement répartis sur à peu près 3 mètres d'épaisseur.

La figure 1 montre une photographie aérienne de la décharge.



Figure 1. Vue aérienne de la décharge et du marécage

### 1.2 Conditions hydrologiques

Le niveau de l'eau dans le marécage est sous l'influence du flux et du reflux de la marée dans la Baie de San Francisco. Les hauteurs d'eau changent quotidiennement sous l'influence de la marée et sont typiquement de l'ordre de 0,5 mètres. Les hauteurs d'eau minimales et maximales ont été mesurées entre 0,5 et 0,9 mètres au-dessus du niveau moyen de la mer pendant les saisons sèches et humides. Des niveaux plus hauts seront probablement obtenus pendant des marées extrêmes et orages exceptionnels. Le niveau maximal de la mer, pour le dimensionnement de la couverture, est établi dans le paragraphe 3.1

### 1.3 Conditions géologiques et géotechniques

Le sol dans la région, notamment sous la décharge, est une argile limoneuse, normalement consolidée, appelée localement « San Francisco Bay Mud ». Lors d'une campagne d'exploration géotechnique en 2010, trois sondages ont été forés jusqu'à une profondeur de 17 mètres, avec récupération d'échantillons tous les 1,5 mètres. Ces sondages confirment la présence de l'argile dite « San Francisco Bay Mud » sur toute la hauteur. Trois horizons d'argile ont été identifiés. Le premier horizon s'étend sur 7 mètres d'épaisseur et est caractérisé par une argile molle, avec des lentilles de tourbe récente. Le deuxième horizon s'étend de 7 à 14 mètres de profondeur et est composé d'argile appelée localement « jeune San Francisco Bay Mud » ; il est plus compact et sans lentilles de tourbe. Le troisième horizon s'étend à partir de 14 mètres de profondeur et est constitué d'argile appelée localement « vieille San Francisco Bay Mud ».

Des essais ont été faits sur les échantillons d'argile récupérés dans chaque horizon, afin d'obtenir le coefficient de consolidation, l'indice de compression nécessaire au calcul des tassements potentiels sous la décharge et sa couverture et les paramètres géo-mécaniques pour les calculs de stabilité des pentes.

## 2. Description des conceptions proposées

### 2.1. *Projet de 2004*

La couverture de la décharge doit satisfaire les objectifs suivants:

- protéger la santé humaine et l'environnement de tous contacts avec les déchets (envol,.....) ;
- protéger la santé humaine et l'environnement de l'exposition aux lixiviats ;
- protéger la santé humaine et l'environnement des émanations de gaz.

Cette première conception de la couverture de la décharge consistait de bas en haut en :

- une couche de base épaisse de 0,60 m ;
- une couche d'argile épaisse de 0,30 m, de faible perméabilité ;
- une couche de barrière biotique ;
- une couche épaisse de 0,30 m. de couche de terre arable.

La conception prévoyait qu'une consolidation du massif de déchets soit réalisée pour minimiser les volumes de matériaux importés tout en créant différents niveaux d'aires de drainage. Cette consolidation avait aussi pour but de minimiser la superficie d'empreinte de la décharge et a, avec succès, maintenu la nouvelle empreinte de la décharge aux mêmes dimensions que celles de la décharge existante.

Les étapes de réalisation de ce projet consistent en :

- l'assèchement du marécage en bouchant les deux buses connectées à la baie et au pompage de l'eau;
- l'excavation des déchets sur le périmètre de la décharge ;
- la relocalisation des déchets dans la partie centrale de la décharge ;
- la construction d'une digue de retenue sur le périmètre pour contenir le poids des déchets de la décharge, de la couche de terre de base et de la couverture de la décharge.

Une géomembrane synthétique en PEBD avait été finalement choisie pour remplacer les 0,30 m de la couche d'argile.

En préalable à la phase de la consolidation des déchets, la végétation de surface de la décharge a été coupée. Le 15 juin 2006 et de nouveau le 6 juillet 2006, des munitions et des explosifs non-explosés ont été trouvés lors d'excavation dans la décharge. La découverte de ces objets a conduit à l'arrêt du chantier et à la révision de la conception de couverture.

### 2.2. *Projet de 2008*

Une seconde solution est proposée à partir du projet de 2004 : l'apport suffisant de matériaux d'apport a permis la création d'un remblai avec des pentes uniformes qui ont évité de creuser et reconsolider les déchets. Ces pentes ont été conçues avec une pente intérieure de 3 % et des pentes périmétrales à 10 % afin de permettre le drainage des eaux de surfaces et de pouvoir supporter les tassements dus à la consolidation de l'argile sous-jacente. En plus de la nécessité d'apporter des quantités importantes de matériaux, cette nouvelle conception exigeait une extension de l'emprise de la décharge pour couvrir le bas des déchets dans la zone de fluctuation de la marée. L'emprise s'étendait au-delà de la surface couverte par les déchets existants dans des zones nouvelles de marécages situées au nord, à l'ouest et au sud de l'emprise de la décharge existante. L'emprise de la couverture de 2008 aurait ainsi couvert plus de 6 hectares, dont environ 1,2 hectares dans la zone de marécages, entraînant de ce fait des pénalités importantes (l'emprise supplémentaire sur les zones humides est lourdement pénalisée par les autorités californiennes, qui veulent garder les zones humides, spécificité de la Californie, ces zones étant des refuges pour les oiseaux migrant, la faune (oiseaux et poissons) et la flore spécifique).

La figure 2 présente une coupe de profil de la solution proposée en 2008.

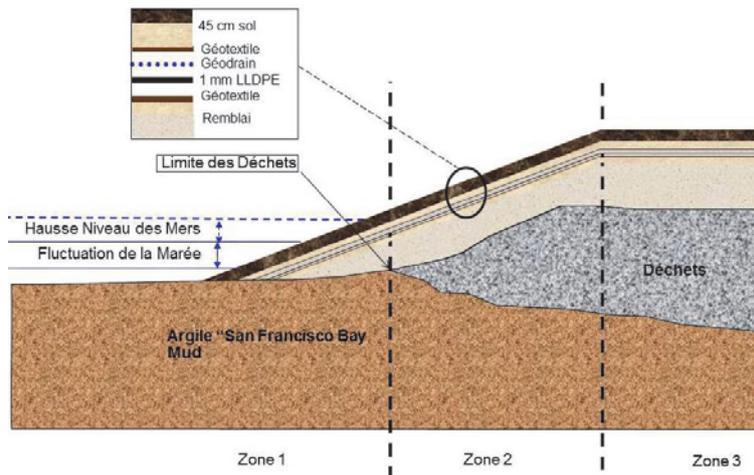


Figure 2. Coupe de profil de la solution proposée en 2008

### 2.3. Projet de 2010

La couverture proposée et approuvée par les agences réglementaires de l'Environnement de la région de San Francisco/Oakland et de l'État de Californie a été conçue pour répondre à la problématique suivante :

- ne rien excaver,
- ne rien déplacer de l'existant et ne pas empiéter sur le marécage.

Pour satisfaire ces conditions, qui s'ajoutent aux dispositions réglementaires, aux objectifs de la réhabilitation et à toutes les exigences applicables ou pertinentes, une couverture hybride a été retenue. Cette couverture hybride consiste en une géomembrane exposée dans la zone sujette aux fluctuations de l'océan et en une couverture à plusieurs couches dans le reste de la décharge.

La géomembrane exposée consiste en une géomembrane bitumineuse de 4 mm d'épaisseur renforcée à l'intérieur par un géotextile de 250 g/m<sup>2</sup>. Cette géomembrane bitumineuse a 4 fois l'épaisseur de la géomembrane synthétique en PEBD initialement proposée et 5 fois sa masse surfacique.

La géomembrane bitumineuse élastomère est insensible aux rayons UV et peut donc rester exposée:

- barrages: St. Jovit, Angliers, Mont Tremblant (QC, Canada, Cerro Lindo (Pérou)....
- canaux d'irrigation dans NW des USA, Oregon, Sud de l'Alberta (Canada)....
- bassins Orange (Ontario), Col Bayard (France),
- canaux de navigation QC (Canada), Angleterre

La couverture multicouche est constituée, de haut en bas:

- d'une couche de 0,30 m de sol arable ;
- d'une couche de drainage (un géocomposite) ;
- la géomembrane bitumineuse élastomère de 4 mm d'épaisseur ;
- d'une couche de fondation de 0,45 m.

La figure 3 présente une coupe de profil de la solution proposée.

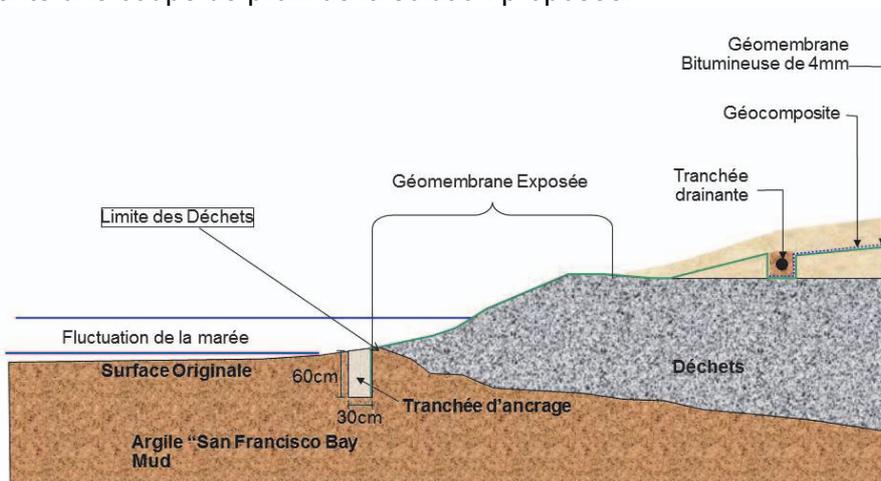


Figure 3. Coupe de profil de la couverture proposée en 2010

### 3. Dimensionnement de la conception 2010

#### 3.1. Problématique

Les directives de l'appel d'offre conception/réalisation retenues pour guider la conception furent les suivantes:

- couverture de l'empreinte des déchets ;
- minimiser l'empiétement supplémentaire dans le marécage;
- protéger au maximum la zone de marécage qui est un habitat naturel,
- minimiser les apports supplémentaires de matériaux venant de l'extérieur du site ;
- revégétaliser.

Pour le concepteur, les problèmes techniques et logistiques les plus importants étaient :

- estimation des tassement totaux et différentiels potentiels de l'argile sous la décharge et la couverture finale dans le temps, afin de dimensionner la couverture et le système de contrôle des eaux de surface en tenant compte de ces tassements
- minimiser le trafic routier traversant la ville en bordure de la base,
- planning de construction très serré avec possibilité d'arrêt des travaux sans préavis et pour des durées non-déterminées selon les besoins de la base (expéditions d'armement par bateau pour les bases du Pacifique),
- un chantier qui devait se confiner aux limites de la décharge et la zone entre la voie ferrée et la décharge (Figure 1).

La solution choisie d'une couverture hybride basée sur une géomembrane bitumineuse élastomère a permis de satisfaire les directives de l'appel d'offres et de résoudre les problèmes techniques et logistiques.

En optant pour une solution avec une partie de la géomembrane exposée, le concepteur a :

- éliminé toute importation extérieure de sol,
- protégé le marécage d'apport en fines du sol de couverture car la limite du sol de couverture se trouve à une altitude qui ne serait atteinte que, dans de très rares occasions, comme discuté au paragraphe 3.2 tout en éliminant 1.350 rotations de camion ;
- gardé la souplesse de travailler sur l'empreinte du site en jonglant avec les différentes activités, comme la géomembrane peut rester exposée et supporter un trafic routier léger,
- conservé la souplesse d'arrêter le chantier sans préavis et pour une durée indéterminée,
  - du fait du poids de la géomembrane, il n'y aurait pas eu d'inquiétude quant à l'effet du vent,
  - ni de dégradation par les UV quelle que soit la durée d'arrêt du chantier.

#### 3.2. Dimensionnement de la zone de géomembrane exposée

La zone de géomembrane exposée s'étend de la limite des déchets jusqu'au niveau maximum de la mer. Ce niveau maximum de la mer a été calculé à partir du niveau maximum de la marée, déduit des données historiques, auquel a été ajouté l'effet de la houle et l'effet de la surélévation des mers dans le temps. La valeur du niveau maximum de la marée ainsi que la hausse du niveau de la mer sont ceux mesurés et recommandés pour la jauge de Port Chicago, qui se trouve à l'entrée du bras de mer qui alimente les buses connectées au marécage. Les données historiques entre 1985 et 2009 indiquent que le niveau de la marée maximum, enregistré à la jauge, est de 3,63 m (11.91 pieds dans le système US) avec 9 marées supérieures à 3,35 m (11 pieds dans le système US). La valeur de 3,35 m fut donc retenue comme niveau maximum de la marée. L'effet de la houle au marécage a été estimé à 30 cm. L'effet de la hausse des mers, calculé selon la méthode décrite dans la circulaire EC 1165-2-211 du US Corps of Engineers, est de 14 cm. Le niveau de la mer le plus haut est donc égale à  $3,63+0,30+0,14 = 4,07$  m. Dans le système de référence géodésique NGVD29 utilisé en Californie et sur le site, ce niveau de 4,21 mètres est équivalent à 2,11 m.

Par conséquent la zone de géomembrane exposée s'étend de la limite des déchets à une ligne le long de la décharge correspondant au niveau 2,11m NGVD 29. La figure 5 montre les différents niveaux considérés.

#### 3.3. Analyse des tassements différentiels

Connaissant l'histoire du chargement, les conditions du site en 2009 (Figure 4) et les conditions géologiques discutées au paragraphe 1.3, une coupe schématique de profil de la décharge peut être établie (Figure 5).

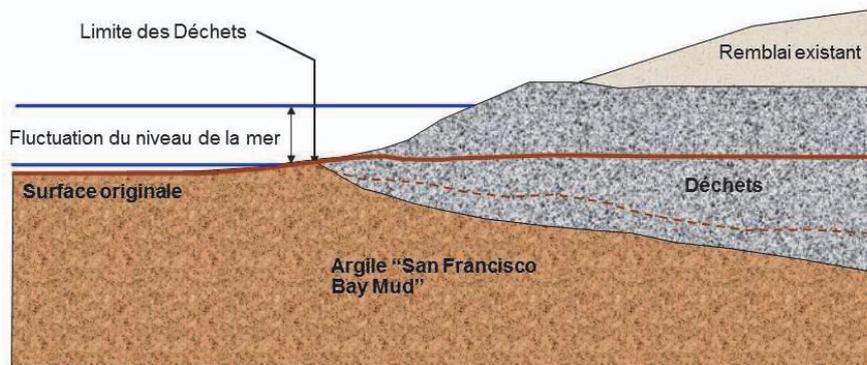


Figure 4. Coupe schématique des conditions de la décharge en 2009

Trois zones peuvent être identifiées dans le profil montré sur la Figure 5 :

- la **zone 1** : la zone des marécages intacte où aucun déchet n'a été déposé ;
- la **zone 2** : la zone où la hauteur de déchets varie de zéro à 2,5 mètres, mais où aucun sol n'a été déposé pendant les travaux de 2004 et 2008/2009, à part le sol de couverture temporaire des déchets ;
- la **zone 3** : la partie centrale de la décharge où il y a 2,3 mètres de remblai placé en 2008 et 2009 sur la couche de déchets d'une hauteur moyenne de 3 mètres.

Le tassement de la décharge sera surtout lié à la consolidation de l'argile « San Francisco Bay Mud ». L'hypothèse retenue est que les tassements des déchets en place depuis 1979 étaient stabilisés. Des trois horizons d'argile identifiés sur le site, l'horizon supérieur est l'argile la plus récente donc la plus malléable, avec le potentiel de consolidation le plus important, suivi du deuxième (jeune « San Francisco Bay Mud ») et troisième horizon (vieille « San Francisco Bay Mud »). La consolidation est un processus dépendant du temps et dure plusieurs années. Donc l'amplitude maximale de consolidation (tassement) et la durée nécessaire pour atteindre cette valeur maximale ont été calculées pour pouvoir vérifier que la couverture de la décharge pouvait supporter les tassements finaux dus à la consolidation de l'argile.

Les tassements ont été calculés au centre de la décharge et à la limite du sol de couverture, à la frontière de la Zone 2 et la Zone 3, sur la figure 5. Les tassements ont été calculés en tenant compte de la topographie finale de la décharge. Les travaux de terrassement pour atteindre cette topographie finale, excavaient certaines zones où d'importantes épaisseurs de sol avaient été placées en 2008/2009 et remblaient d'autres zones. Le but du plan de terrassement conçu pour la fermeture finale de la décharge était de répartir au mieux le sol sur site afin de minimiser la surcharge sur l'argile tout en maintenant des pentes suffisantes pour permettre le drainage des eaux de ruissellement. Les calculs ont été faits en considérant les cas de remblais/déblais les plus défavorables, afin de bien cerner les valeurs maximales des tassements totaux et différentiels.

Les calculs ont été faits par la méthode œdométrique pour les valeurs de tassements en divisant le profil en plusieurs couches. Les valeurs de l'indice de compression pour ces couches sont celles obtenues à partir des essais œdométriques pour chacun des trois types de « San Francisco Bay Mud » (récente, jeune et vieille). Le tassement total à long terme calculé est de 0,15 mètres au centre de la décharge et de 0,30 m au bord en limite du sol de couverture de la décharge. Les contraintes verticales initiales ont été calculées à partir de la topographie du site en 2009 et les contraintes verticales finales ont été calculées à partir du plan de terrassement final de la décharge. Les calculs indiquent que, à cause de l'effet du déchargement dans certaines zones et du faible chargement d'autres zones (1 mètre au plus), la contribution au tassement total vient principalement du premier horizon de « San Francisco Bay Mud », un peu du deuxième et rien du troisième qui, à une profondeur de plus de 14 mètres, ne ressent pas les effets de la surcharge du mètre de sol en partie supérieure.

Le temps pour atteindre ces valeurs maximales de consolidation (tassement) a été évalué en utilisant la méthode de Terzaghi et les coefficients de consolidation obtenus au laboratoire. Le temps pour atteindre un taux de consolidation de 100 % au site est de l'ordre de 27 ans à partir de la fin de la construction. Les calculs ont été faits avec l'hypothèse d'un seul chemin de drainage sachant que la couche d'argile, donc une couche « imperméable » s'étend sous le site sur plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur.

Les valeurs calculées des tassements totaux au centre et au bord de la décharge mènent à un tassement différentiel maximal théorique de 0,15 m entre les bords et le centre. Ce tassement différentiel n'affecte pas le système de drainage global de la couverture. Un tassement différentiel de 0,15 m entre l'entrée de la plus courte rigole d'évacuation des eaux de ruissellement de la couverture

réduirait sa pente moyenne de 2,1 % à 1,9 %. Cette pente légèrement réduite est acceptable pour la géomembrane bitumineuse (Coefficient de Manning très faible) et permettra toujours l'évacuation des eaux

La figure 6 compare les tassements calculés dans la Zone 2 pour les solutions de 2008 et 2010. Pour le projet de 2008, où 1,30 mètres de remblai auraient été déposés, un tassement maximal de 117 cm a été calculé. Par contre, le projet de 2012 où les seules charges anticipées sont celle de la géomembrane et 15 cm de couche d'apprêt pour avoir une surface plane pour déployer la géomembrane, le tassement maximum est de l'ordre de 18 cm.

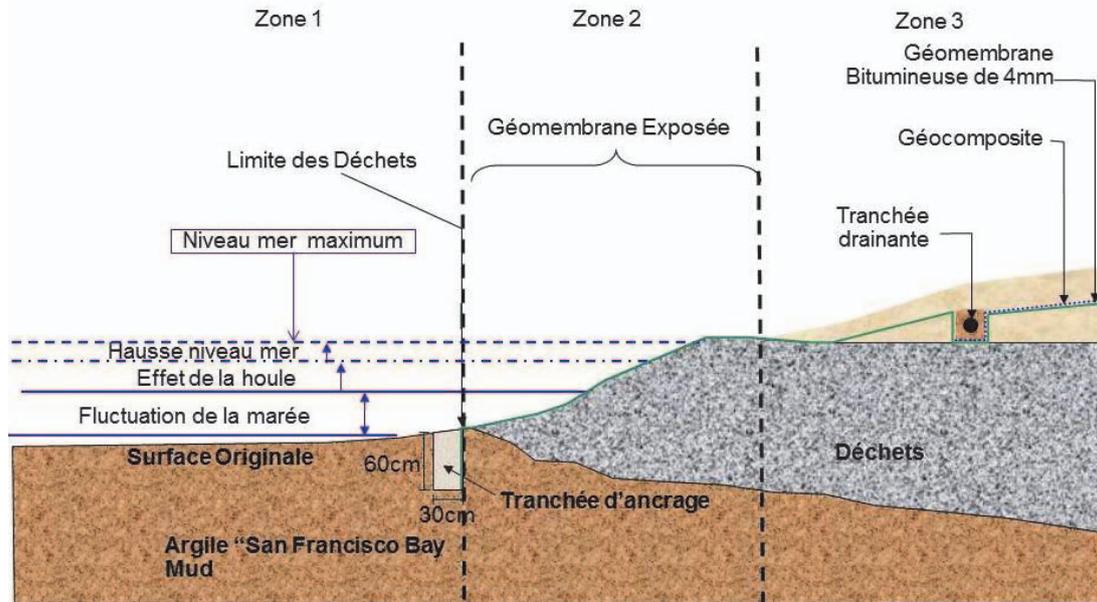


Figure 5. Détails du projet de 2010

### 3.4. Déformation

Sous une charge et sur un support compressible, les efforts engendrés donnent un effort vertical et un effort horizontal. Le poids de la décharge induira des mouvements latéraux de la zone peu ou non chargée, c'est-à-dire dans la zone de la géomembrane bitumineuse exposée. Ce mouvement latéral a été évalué à environ 5 centimètres. Comme la géomembrane est ancrée à ses 2 extrémités, cet allongement de 5 centimètres doit être absorbé par la géomembrane. La longueur minimale de la géomembrane bitumineuse exposée est de 12 mètres, menant à un allongement maximal de 0,42%, donc un niveau insignifiant d'allongement pour ce type de géomembrane, qui a une déformation à la rupture de l'ordre de 80 % et qui ne voit aucune de ses qualités altérées par une déformation de 45%. De plus, la visco-élasticité du bitume (essais du CEBTP) pourra absorber sans augmentation des efforts dans la géomembrane, ces tassements différentiels compte tenu que ces tassements apparaissent lentement et sur une grande période (27 ans).

### 3.5. Stabilité des pentes latérales

Les analyses de stabilité statiques et pseudo-statiques indiquent que les pentes sont stables avec un facteur de sécurité supérieur à 1,5 et que les déplacements sismiques possibles calculés sont de l'ordre de 6 à 9 centimètres et n'excèdent donc pas le critère de déplacement acceptable de 0,3 m. Les propriétés géomécaniques de la « San Francisco Bay Mud » ont été établies par le programme d'essais décrit dans le paragraphe 1.3. Le logiciel SLOPE/W de GEO-SLOPE (2008) fut utilisé pour faire les calculs de stabilité. Les déplacements sismiques ont été calculés en utilisant la méthode de Makdisi et Seed (1978) basée sur le concept du bloc rigide glissant sur une surface développée par Newmark (1965). Le séisme de dimensionnement est caractérisé par une magnitude de 6,5 et une accélération maximale de 0,45 g.

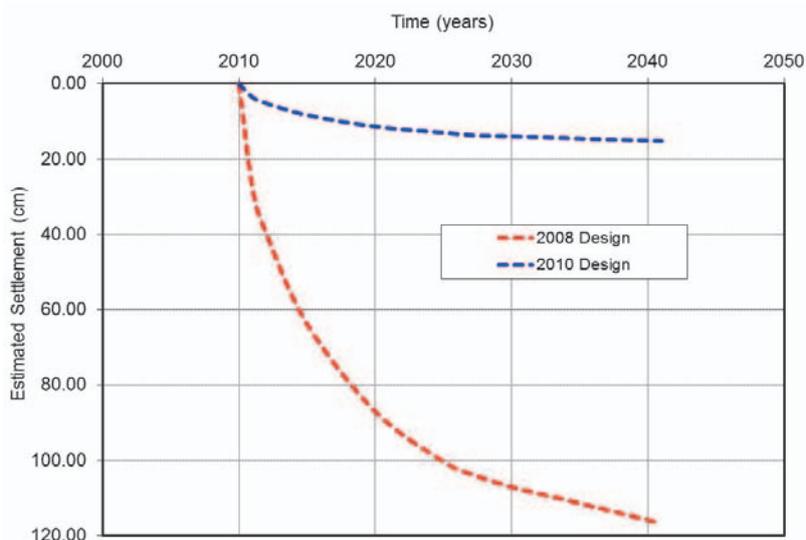


Figure 6. Tassements calculés dans la Zone 1

### 3.6. Travaux

Les travaux ont commencé fin février 2012 et se sont terminés le 18 mai 2012 avec deux semaines d'avance sur le planning. Les activités de terrassement et de déploiement des géosynthétiques (géomembrane bitumineuse et géocomposite) se sont déroulées sans problèmes. Vu l'espace de travail limité, certains volumes de terres ont été déplacé deux fois afin de permettre le déploiement des géosynthétiques. La figure 7 montre le terrassement en partie centrale où plus de 3 m de remblai avaient été placés en 2009. On peut voir en avant-plan la surface préparée pour la pose de la géomembrane et la figure 8 montre que les installateurs sont juste derrière le terrassier.

Les figures 9 et 10 montrent la décharge une fois les travaux terminés et la connexion rétablie entre le marécage et la baie. On peut voir la zone de géomembrane exposée, qui se trouve en partie sous eau.



Figure 7. Travaux de terrassement. Noter la granulométrie des matériaux directement en contact avec la membrane



Figure 8. Déploiement de la géomembrane bitumineuse élastomère



Figure 9. Facilité et efficacité en matière d'étanchéité du traitement des intrusions avec la géomembrane bitumineuse



Figure 10. Vue de la décharge et de la réouverture à la mer du marécage

La réception des travaux a été faite en Juillet 2012 par les autorités militaires, le bureau d'études de l'Armée (US Corps of Engineers) et les autorités de l'Environnement de Californie avec leurs félicitations.

Il faut enfin souligner que la pose a été faite par une entreprise de terrassement américaine de Los Angeles, ignorant tout des géomembranes. La formation à la pose et à la soudure de la géomembrane bitumineuse a été assurée par un des membres de notre équipe de moniteurs basés dans nos bureaux de Montréal et couvrant l'ensemble de l'Amérique du Nord.

#### 4. Conclusions

Le système hybride (géomembrane bitumineuse élastomère exposée dans les zones soumises à la marée et recouverte de terre végétalisée dans les parties vues en permanence) adopté pour la couverture finale de cette décharge dans le domaine public de la baie de San Francisco a été retenu par l'Armée Américaine devant 2 autres solutions en PEHD.

La sélection de ce système de couverture pour ce site posé sur de l'argile hautement compressible (San Francisco Bay Mud) a offert les avantages suivants :

- ✓ la totalité de la décharge a pu être couverte malgré la présence d'argile instable,
- ✓ pas de nécessité d'ancrage par lisse béton dans la vase grâce au poids important de la géomembrane bitumineuse,
- ✓ la possibilité de laisser la géomembrane exposée et la réduction des épaisseurs de terres de couvertures ont permis de trouver dans l'enceinte de la base et sur le chantier les terres nécessaires. Ceci a limité les transports (1 350 rotations de camions en moins, donc moins de pollution des zones traversées et le rejet de 80 tonnes de CO<sub>2</sub> évité),
- ✓ les efforts induits dans la géomembrane par les tassements différentiels s'en sont également trouvés réduits,
- ✓ la conservation intégrale de la surface des zones humides du fait de l'angle de frottement très élevé de la géomembrane bitumineuse, et donc la protection du milieu naturel d'un marécage connecté hydrauliquement à la Baie de San Francisco hautement protégé,
- ✓ le rétablissement d'une zone fréquentable par la faune,
- ✓ une économie financière très sensible de l'ordre de 15% par rapport à des solutions plus traditionnelles en PEHD,
- ✓ la réalisation des travaux dans un délai exceptionnellement court compatible avec les impératifs de la base.

Il est important de remercier le bureau d'études SES qui a soutenu cette variante, solution originale en géomembrane bitumineuse dans un continent dédié au PEHD depuis 25 ans.

#### 5. Références bibliographiques

*GEO-SLOPE international (2008). SLOPE/W in GeoStudio 2007 Version 7.11*

Makdisi F, Seed R.B. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 112, No. 1, January, pp. 44-59.

Newmark N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique* 15, No. 2, pp. 139-160.