

LES GEOCOMPOSITES DE FILTRATION ET DE DRAINAGE DANS LES INFRASTRUCTURES LINEAIRES ET LE GENIE CIVIL

ARAB Rabah¹, GENDRIN Pierre², YAHIA-AISSA Mourad³, ZERMANI Messaoud⁴

rabab.arab@afitex.com

¹ AFITEX, 13 – 15 rue Louis Blériot 28300 Champhol, France

² Bureau d'Etude Géoroute Ingénierie, France

³ Terrasol, Montreuil, France

⁴ AFITEX Algérie, Algérie

Résumé : Durant ces vingt dernières années, les géocomposites ont connu un essor considérable dans tous les domaines de la construction particulièrement dans les infrastructures routières et dans les centres de stockage de déchets. De nos jours, ils sont présents dans la plupart des ouvrages et leurs domaines d'application ne cessent de s'accroître. Ce sont des produits qui contribuent à la préservation de la ressource naturelle et la protection de l'environnement. Dans notre communication, nous nous proposons de présenter des ouvrages où les géocomposites sont utilisés avec succès.

Mots-Clefs : Ouvrages, Drainage, Filtration, Géocomposites, Instrumentation.

Abstract : During these last twenty years, geocomposites knew a considerable development in all the domains of construction particularly in linear infrastructures and landfills waste storage. Nowadays, they are present in most of the works and their domains of application do not stop increasing. It is products which contribute to the conservation of the natural resource and the environmental protection. In our communication, we suggest presenting works where geocomposites is successfully used.

Key-Words: Works, Drainage, Filtration, Geocomposites, Instrumentation.

1. Introduction

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

La solution traditionnelle telle qu'elle est pratiquée de nos jours (figure 1) est constituée par :

- un géotextile inférieur de filtration et de séparation,
- un matériau granulaire à forte perméabilité de quelques dizaines de centimètres,
- un géotextile supérieur de séparation et filtration.

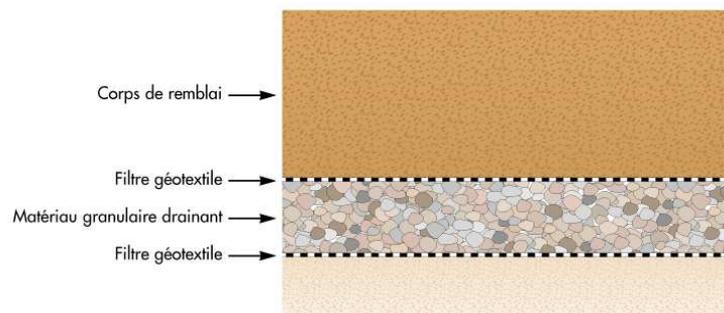


Figure 1 : Structure de la solution traditionnelle

2. Solution de drainage par géocomposite

La structure du géocomposite est illustrée sur la figure 2. Elle résulte de l'assemblage par aiguilletage des éléments suivants :

- une nappe filtrante non tissée aiguilletée (filtre inférieur),
- des mini-drains perforés régulièrement selon deux axes alternés à 90°,
- une nappe drainante non tissée aiguilletée,
- une nappe filtrante non tissée aiguilletée (filtre supérieur).

Il est largement utilisé en géotechnique routière et en géotechnique de l'environnement (Gendrin et al. 2006, Arab et al. 2002, 2006).

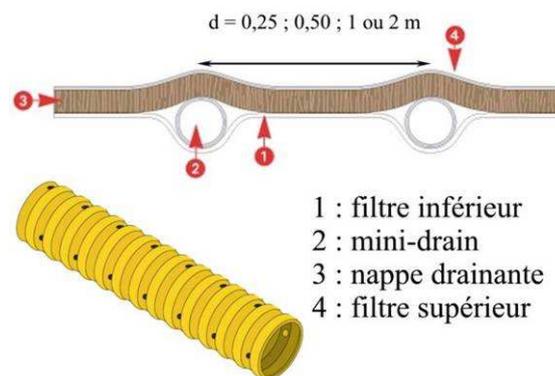


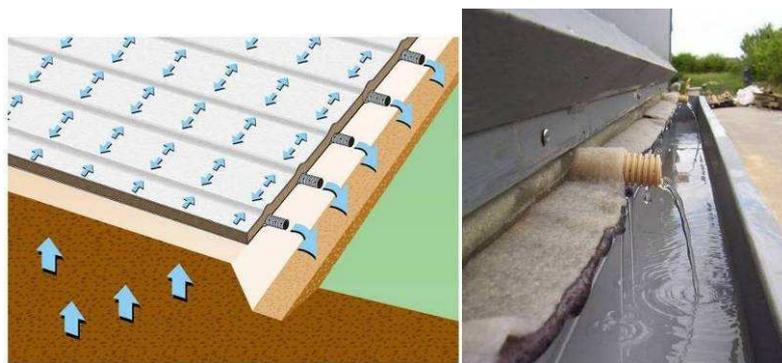
Figure 2 : Structure du géocomposite de drainage

3. Méthode de dimensionnement – logiciel Lymphéa

Le logiciel LYMPHEA est développé et est validé en collaboration entre le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Nancy et l'Université Joseph Fourier de Grenoble 1. Il permet de dimensionner tout type de drainage (liquide et gaz) par géocomposite en tenant compte des caractéristiques géométriques de l'ouvrage et les conditions hydro-géotechniques locales (Faure et al.1933, Faure et Auvin, 2004). Les conditions de flux considérées dans LYMPHEA sont les suivantes :

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

Dans les modélisations analytiques, les écoulements d'eau dans la partie courante (nappe composite) sont considérés perpendiculaires aux mini-drains (figure 3) et cela est validé par des expérimentations (figure 4).



Figures 3 et 4 : Modélisation des écoulements dans la nappe composite

LYMPHEA tient en compte des paramètres suivants :

- la capacité de débit dans le plan de la nappe drainante sous compression (hauteur du remblai),
- la longueur des écoulements
- la pente éventuelle des écoulements,
- l'espacement entre les mini-drains ;
- les conditions d'écoulement dans les mini-drains

Le logiciel permet de déterminer le produit le mieux adapté pour drainer le flux attendu en optimisant le nombre de mini-drains de façon à limiter la pression hydraulique (exprimé en hauteur d'eau) dans le géocomposite. Le logiciel permet de visualiser les courbes piézométriques dans le géocomposite (homogène ou hétérogène).

Les équations analytiques régissant les écoulements dans les géocomposites équipé de mini-drains, qui sont implémentées dans le logiciel LYMPHEA sont données dans les paragraphes qui suivent.

3.1. Alimentation avec un flux constant à travers le sol

Le flux dans le sol est considéré perpendiculaire au plan du géocomposite avec une vitesse constante V . La perte de charge dans chaque élément du géocomposite est calculée en accord avec les conditions d'écoulement dans les mini-drains.

3.1.1 Mini-drains non saturés

Les mini-drains peuvent être non saturés lorsque la pente est relativement forte (donc le gradient i), la longueur L_0 est petite, la vitesse du flux entrant est faible et la distance entre mini-drains est relativement faible. Ces conditions sont rencontrées quand la relation entre ces paramètres est :

$$L_0 < \frac{\alpha(\sin \beta)^{n+1}}{2VB} \quad (1)$$

La pression maximum entre mini-drains est égale à :

$$\left(\frac{u}{\gamma_w} \right)_{\max} = \frac{VB^2}{2\theta} + a(VB)^b \quad (2)$$

3.1.2 Mini-drains saturés

On peut rencontrer ce cas lorsque la pente de l'écoulement est négative (sous remblai où le point central est plus bas que les sorties à cause des tassements) ou quand la pente est nulle ou encore lorsque la pente est trop faible vis à vis de la longueur des mini-drains.

Les mini-drains sont saturés sur toute leur longueur L , le seul paramètre qui contrôle le flux est la différence d'altitude entre les points extrêmes.

Avec une pente positive, les mini-drains seront totalement saturés si :

$$L > \frac{\alpha}{2VB} \left(\frac{n+2}{n+1} \sin \beta \right)^{n+1} \quad (3 a)$$

Et la pression maximum entre mini-drain est de :

$$\frac{u}{\gamma_w} = \frac{VB^2}{2\theta} + a(VB)^b + \left(\frac{n+1}{n+2} \right) \left(\frac{2VB}{\alpha} \right)^{1/n+1} L^{(n+2)/(n+1)} - L \cdot \sin(\beta) \quad (3 b)$$

Quand la pente est négative ou égale à 0, la pression hydraulique exprimée en hauteur d'eau par rapport à la sortie est donnée par :

$$\frac{u}{\gamma_w} = \frac{VB^2}{2\theta} + a(VB)^b + \left(\frac{n+1}{n+2}\right) \left(\frac{2VB}{\alpha}\right)^{1/n+1} L^{(n+2)/(n+1)} \quad (3 c)$$

3.2. Alimentation avec une hauteur d'eau constante à travers une couche de sol

Cette situation se présente, par exemple, pour le drainage d'une fondation sur un sol d'épaisseur D et de faible perméabilité, situé sous le niveau de la nappe phréatique.

Les mini drains sont supposés saturés, horizontaux et d'une longueur L, pour une approche théorique. Dans ces conditions, la distribution des vitesses d'écoulement dans le géocomposite n'est pas uniforme, mais fonction de la perte de charge dans la nappe drainante entre les mini drains et dans les mini drains.

Pour une charge h_0 , la pression maximum dans la nappe à l'inter-drain ($x=0$ et $s=0$) est donné par :

$$\left(\frac{u}{\gamma_w}\right)_{\max} = h_0 \left[1 - \frac{1}{\cosh(\sqrt{\chi} L)} \times \frac{1}{\cosh\left(B\sqrt{\frac{k}{\theta D}}\right)} \right] \quad (4a)$$

$$\text{avec} \quad \chi = \frac{2}{q_d} \sqrt{\frac{k\theta}{D}} \tanh\left(B\sqrt{\frac{k\theta}{D}}\right) \quad (4b)$$

La capacité de décharge des mini drains est constante et le flux est calculé à la sortie des mini drains où il est maximum et la capacité de décharge minimum.

Le débit de chaque mini drain est donné par :

$$Q_2(s=L) = q_d h_0 \sqrt{\chi} \tanh(\sqrt{\chi} L) \quad (4 c)$$

Notations

V : écoulement vertical alimentant le produit (m/s)

B : demi-distance entre mini-drains (m)

L : longueur des écoulements (m)

a : constante expérimentale

b : constante expérimentale

θ : transmissivité (m²/s)

α : constante expérimentale

n : constante expérimentale

β : pente des écoulements (°)

h : charge hydraulique (m)

q_d : capacité de décharge (m³/s)

k : perméabilité (m/s)

D : épaisseur de la couche de sol (m)

4. Déviation sud de Cambrai – drainage sous remblai

Le contournement sud de Cambrai constitue la déviation de la RN43, axe qui relie Douai à Cambrai et à Le Cateau. Cette opération a pour objectif de dévier le trafic de transit de l'agglomération de Cambrai, de contribuer au développement de l'agglomération et de faciliter l'accès au réseau autoroutier pour l'est du Cambrésis. Ce contournement intercepte la RN 30 et la RN 44, et dans cette section, successivement le canal de Saint Quentin et la rivière Escaut. La maîtrise d'œuvre a choisi de réaliser un viaduc de 280 m de long pour franchir la zone en raison de la richesse faunistique et floristique du site.

4.1. Le contexte géotechnique et solution préconisée

La vallée de l'Escaut est un site géologiquement sensible. Elle présente des sols organiques très compressibles. La présence des sols organiques est confirmée par les sondages géotechniques réalisés aux approches de l'ouvrage. Ils ont révélé une couche de tourbe d'épaisseur moyenne de 1,80 m à une profondeur entre 3 et 5 m. Les études géotechniques ont mis en évidence des tassements de l'ordre de 1,10 m des remblais à proximité des culées, qui sont dus essentiellement à la présence de sols organiques.

A l'issue des investigations géotechniques (figure 5), le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Lille préconise de réaliser les remblais en deux phases. La première phase correspond à la montée du remblai jusqu'à 5 m (la hauteur totale étant de 8,00 m). La deuxième phase consiste à réaliser le remblai dans sa hauteur finale (8m). Le délai entre les deux phases, qui permet d'obtenir une consolidation à 95% des tassements prévisibles est évalué à trois mois, à condition de drainer verticalement les terrains sous-jacents.

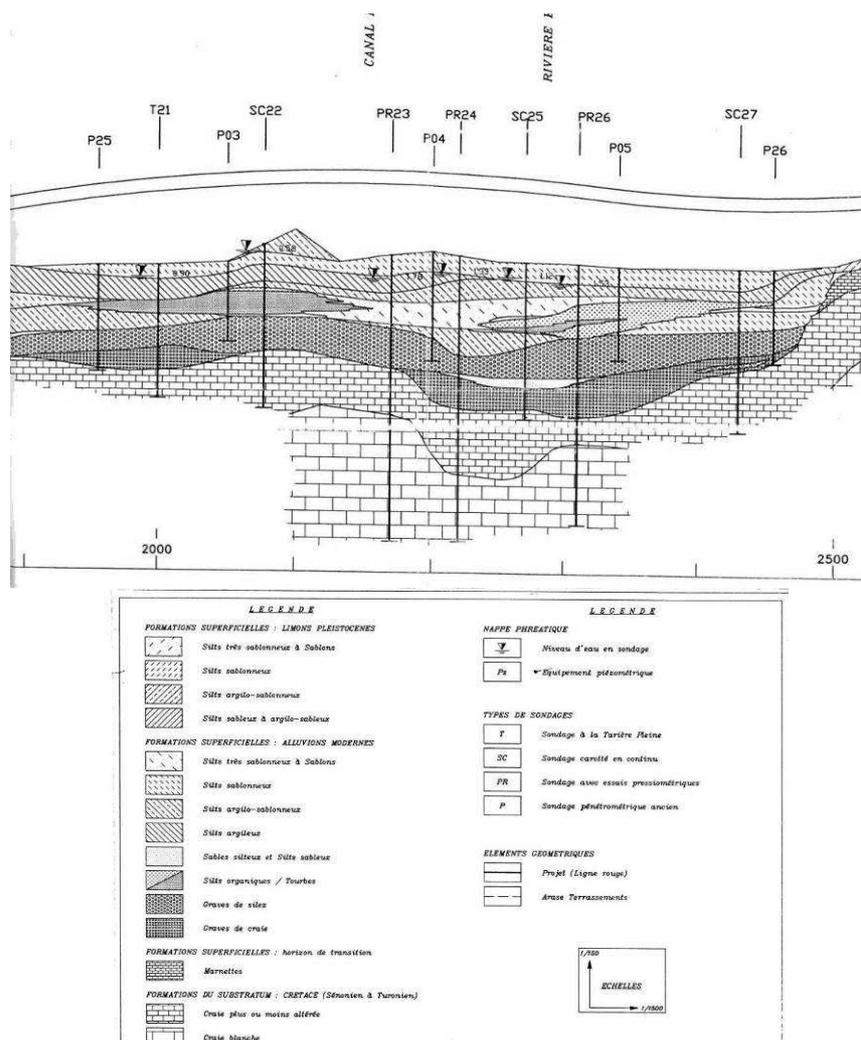


Figure 5 : Coupe géotechnique et légende

4.2. Phase travaux et instrumentations

Préalablement à la réalisation du remblai, une instrumentation comprenant un dispositif de mesure des tassements, déplacements horizontaux du sol et des pressions interstitielles a été mise en place. Cette instrumentation a pour but de suivre le comportement du remblai pendant la construction et d'affiner les hypothèses de dimensionnement des fondations profondes.

Les premiers travaux correspondent à la réalisation d'une piste d'accès, constituée par une couche de sols grossiers, complétée par des matériaux du site traités à la chaux. La hauteur de cette couche est conçue pour anticiper une partie des tassements prévisibles avec une pente de 3% (figure 6).



Figure 6 : drainage vertical et horizontal

Les drains verticaux sont mis en œuvre jusqu'à une profondeur correspondant à l'horizon de grave de craie (cf. fig.1) et donc la profondeur de fichage est variable. Le maillage calculé est de 1,5 x 1,5 m.

Le drainage horizontal est assuré par un géocomposite équipé de mini-drains (cf. figure 2 et figure 7). Le géocomposite de drainage est déroulé directement sur le fond de forme. La première couche du remblai est mise en place à l'avancement. Sa composition polypropylène est compatible avec des matériaux traités.



Figure 7 : montée du remblai

Les différents résultats des mesures correspondant à la première phase de la montée du remblai sont donnés sur les figures 8 et 9.

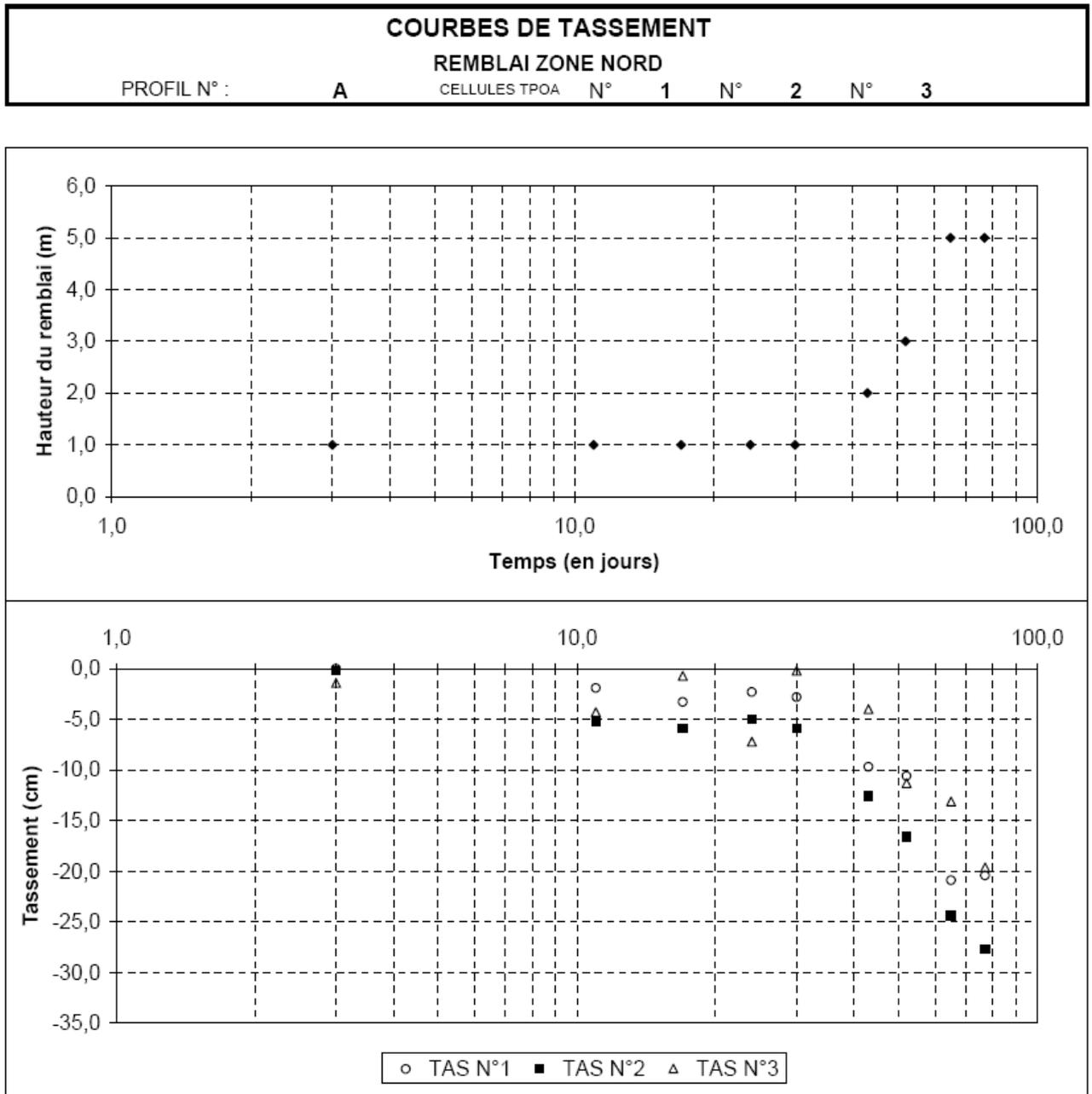


Figure 8 : Tassements mesurés pendant la première phase de construction

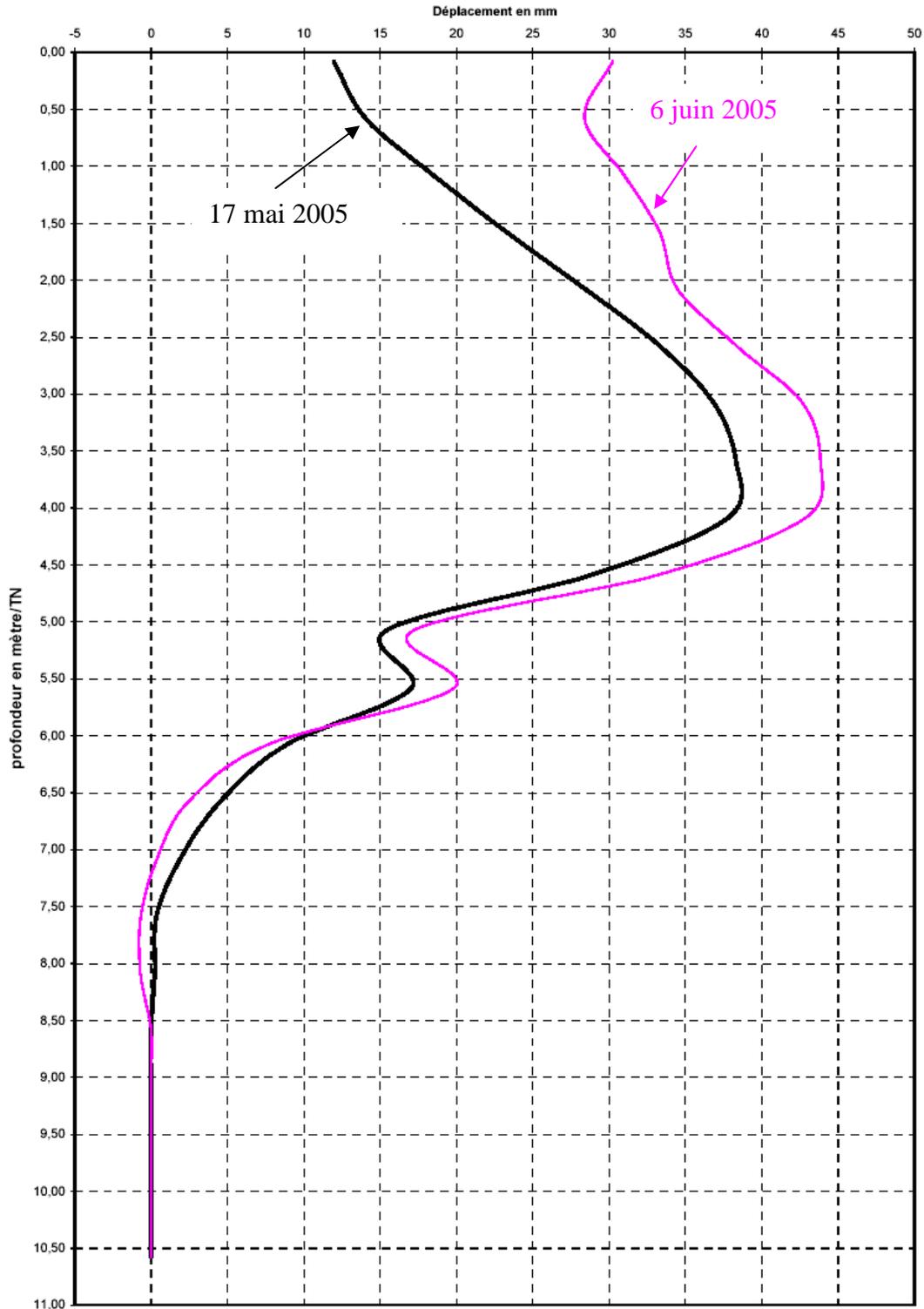


Figure 9 : Déplacements horizontaux mesurés perpendiculairement à l'axe du remblai

Les tassements mesurés sont en accord avec les prédictions théoriques. Les déplacements horizontaux sont à corrélérer avec la coupe géotechnique. En effet, les déplacements les plus importants se sont produits entre 3 et 4,5 m.

Sur les figures 10 et 11 est montré l'ouvrage en phase construction et achevé.

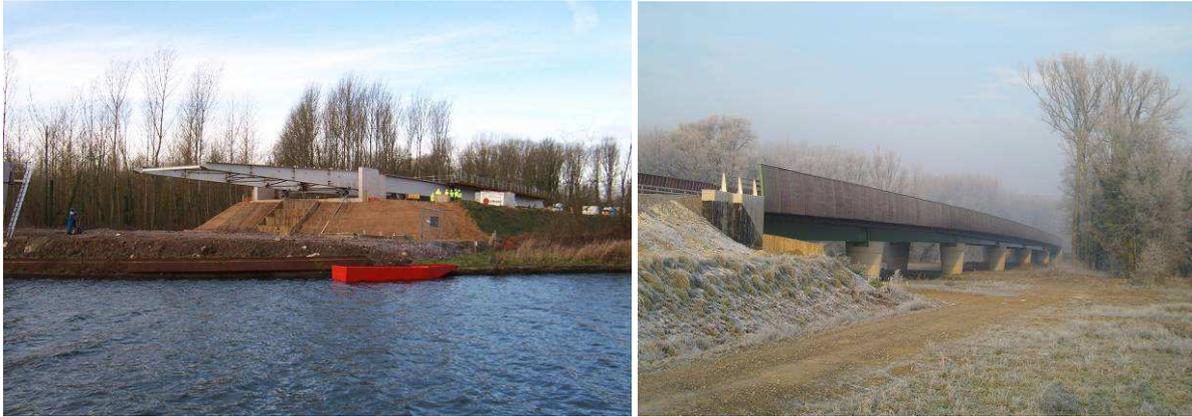


Figure 10 et 11 : ouvrage en phase construction et achevé.

Les travaux se sont terminés en mai 2005. Les résultats observés sur le terrain sont conformes aux prédictions. Le géocomposite de drainage équipé de mini-drains régulièrement perforés est utilisé avec succès pour assurer la stabilité à long terme du talus de déblai.

5. LGV Rhin Rhône – Drainage sous remblai

Le tronçon C3 de la future LGV Rhin - Rhône s'étend des communes de Laire (Doubs) à Petit Croix (Territoire de Belfort) sur un linéaire de 21,4 km. Il comprend le remblai R380 du PK 22+985 au PK 23+400. La vue en plan de l'ouvrage est illustrée sur la figure 12 qui précise l'emplacement des différents points de sondages; le remblai R380 inclut un ouvrage hydraulique de type cadre en béton.

Les textes de références appliqués au projet et spécifiques aux lignes ferroviaires à grande vitesse (LGV) imposent des tassements résiduels extrêmement faibles après la mise en œuvre des infrastructures de voies, voire quasi nuls au droit des ouvrages d'art. Cette contrainte oblige le géotechnicien, comme au droit du remblai R380, à prescrire des solutions techniques de type pré-chargement associées le plus souvent à des drains verticaux compte tenu des délais disponibles pour obtenir la consolidation quasi complète de l'assise

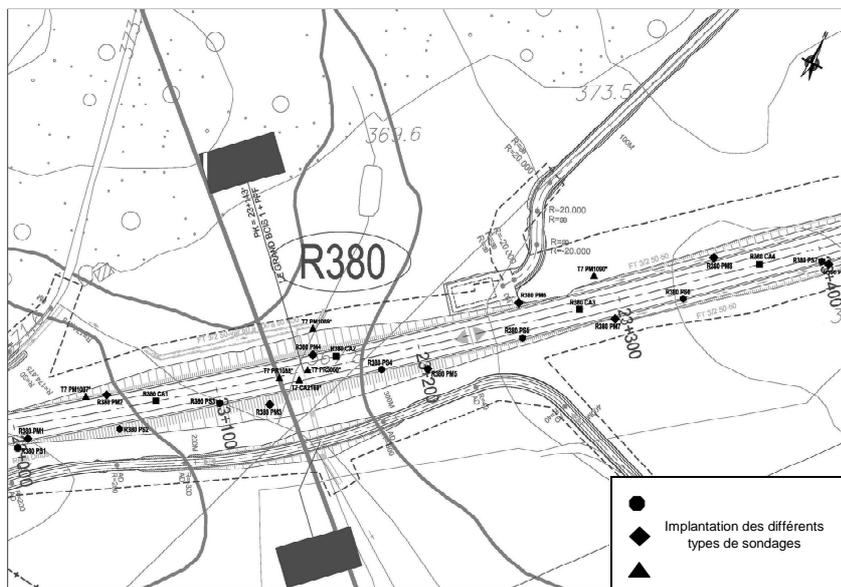


Figure 12 : Vue en plan de l'ouvrage R380

5.1. Géométrie et contexte géotechnique

La zone la plus sensible d'un point de vue géotechnique est localisée au niveau du franchissement d'un fond de vallon entre les PK 23+070 et PK 23+200 (Figure 13) auquel est associé la hauteur maximale de remblai (6 m) et qui inclut un ouvrage hydraulique. Le tableau 1 reprend les principales caractéristiques des terrains identifiés.

Le niveau de la nappe a été relevé à 2,5 m de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel.

L'évaluation des tassements, notamment au droit de l'ouvrage hydraulique et de ses blocs techniques latéraux, a conduit à la mise en place d'un pré-chargement avec surcharge d'une hauteur totale de 7,5 m afin de s'affranchir des phénomènes de consolidation. Les terrains sous nappe concernés étaient la frange inférieure des loëss et le faciès argileux des Cailloutis de Sundgau. Ce pré-chargement a été associé à des drains verticaux préfabriqués afin de rendre compatible les délais de consolidation avec les impératifs de date de livraison de l'ouvrage. La longueur des drains verticaux a été fixée à 11 m pour un maillage de carré 1,2 m x 1,2 m.

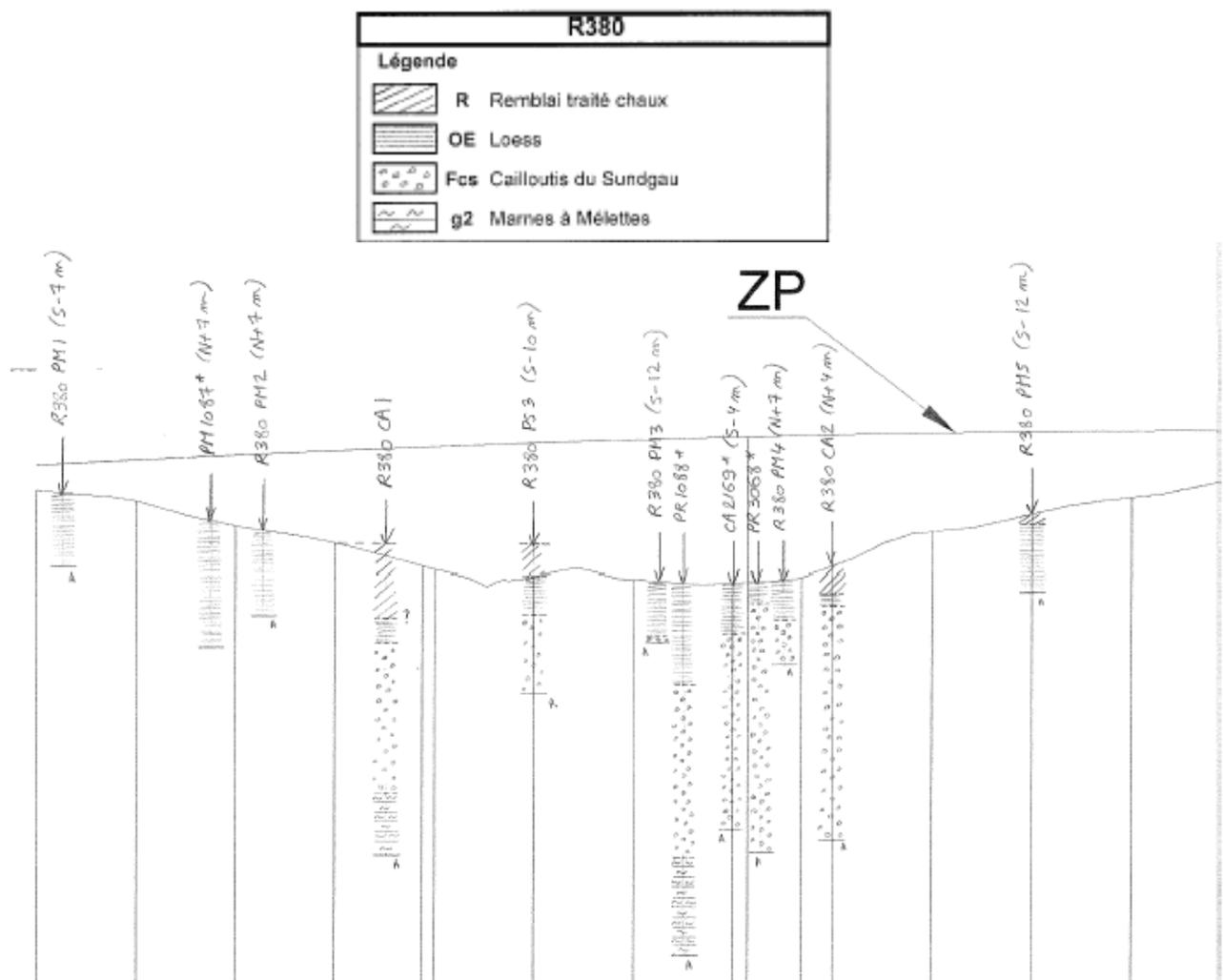


Figure 13 : Profil géotechnique au droit du R380 du lot C3

Tableau 1. Principales caractéristiques géotechniques identifiées

Formations	Profondeur	Caractéristiques de compressibilité				
		C_c	C_s	e_0	σ'_p	C_v (m ² /s)
Loëss	0 – 4 m	0.082 - 0.195	0.014 - 0.038	0.442 - 0.684	σ'_0 (normalement consolidé)	$0.26 \cdot 10^{-8}$ - $2.94 \cdot 10^{-8}$
Cailloutis du Sundgau, faciès sablo-graveleux	4 – 6.5 m	Em = 28 MPa				
Cailloutis du Sundgau, faciès argileux	6.5 – 11 m	0.262	0.058	1.285	σ'_0 (normalement consolidé)	$0.51 \cdot 10^{-8}$
Marnes de l'Oligocène altérées	11 – 13 m	0.119	0.014	0.538	σ'_0 (normalement consolidé)	$12 \cdot 10^{-8}$
Marnes de l'Oligocène compactes	Au delà de 13 m	incompressibles				

Les tassements en fonction des profils en travers considérés avaient été estimés entre 4 et 9 cm pour un temps de consolidation évalué entre 2 et 3 mois dans les loëss et entre 6 et 10 mois dans le faciès argileux des Cailloutis de Sundgau.

5.2. Phase travaux et instrumentation

Après le terrassement de la couche de terre végétale, les premiers travaux correspondent à la mise en œuvre des drains verticaux géosynthétiques (Figures 14 et 15)



Figures 14 et 15 : Mise en place des drains verticaux

En remplacement de la base drainante granulaire usuelle, il a été décidé d'assurer le drainage horizontal par un géocomposite équipé de mini-drains de 20 mm de diamètre extérieurs (cf. figure 2)

Le géocomposite de drainage est déroulé directement sur le fond de forme. La connexion de celui-ci avec les drains verticaux se fait par simple recouvrement (Figure 16). La première couche du remblai est mise en place à l'avancement (Figure 17)



Figures 16 et 17 : mise en œuvre du drainage horizontal et montée du remblai

Le remblai a été instrumenté à l'aide de profilomètres pour suivre les tassements en fonction du temps et décider du moment de l'enlèvement de la surcharge. Des exemples de mesures de tassements sont montrés sur les figures 18 et 19. L'interprétation des résultats en construction d'Asaoka est illustrée sur la figure 20.

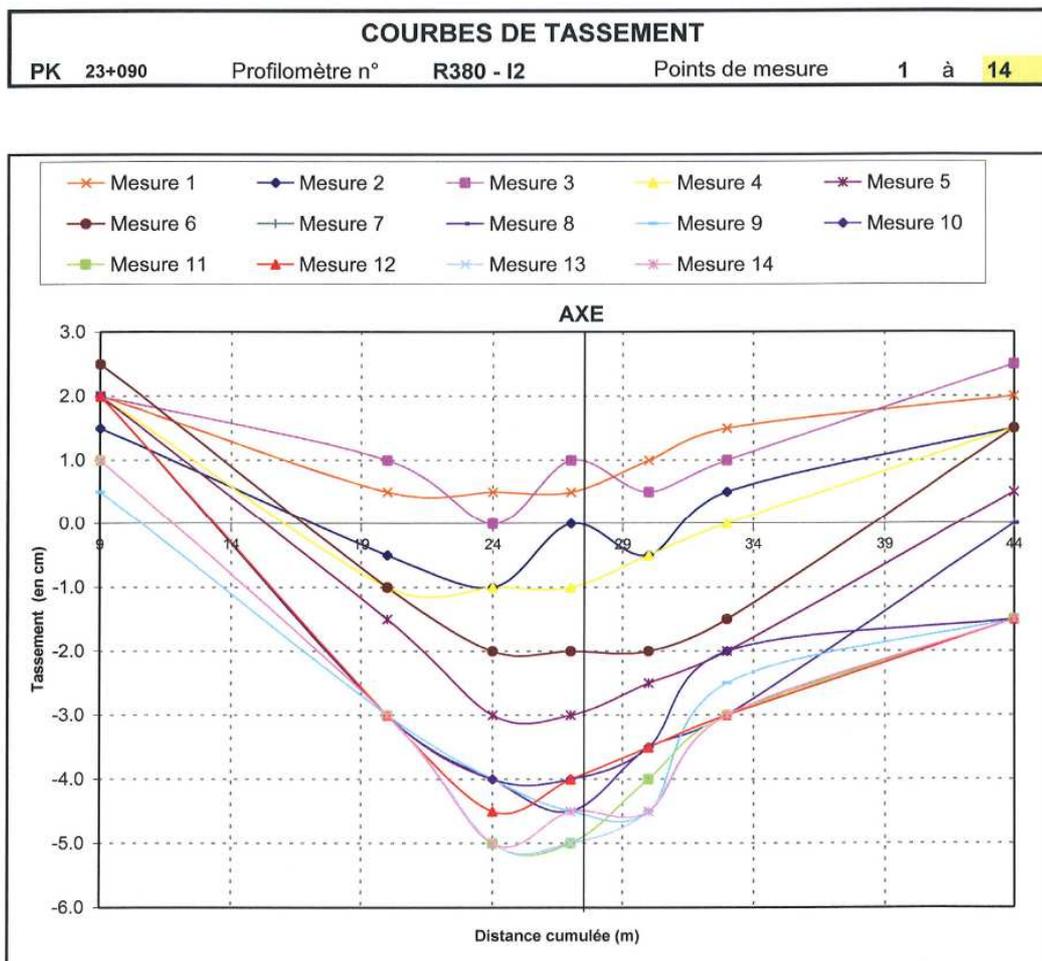


Figure 18 : Courbes de tassement sur profil en travers (profilomètre)

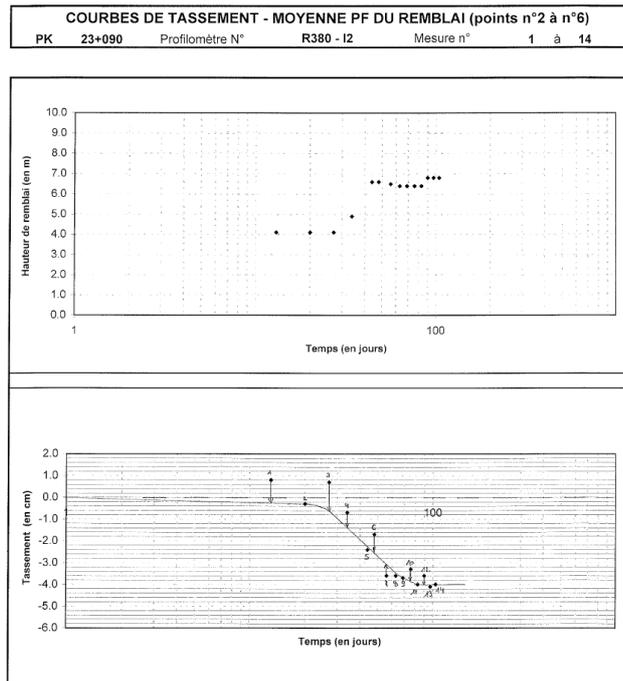


Figure 19. Courbes des tassements en fonction du temps à l'axe du remblai

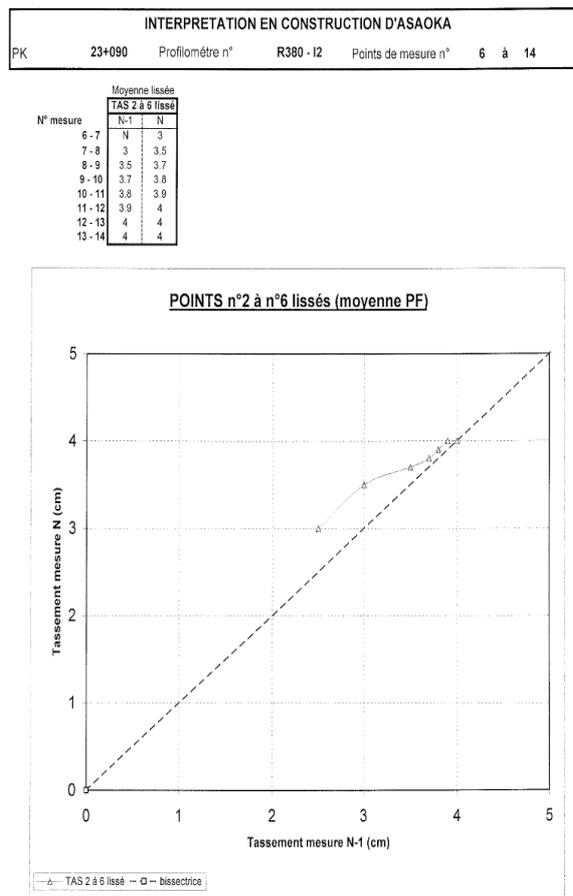


Figure 20: Interprétation des résultats de mesures en construction d'Asaoka

Les tassements mesurés sur site n'ont pas excédé 4 cm ce qui correspond à la borne inférieure de l'estimation. La durée effective de la consolidation a été constatée par application de la méthode d'Asaoka à un peu plus de 3 mois.

6. Déviation de Beauvais-Masque drainant

L'amélioration de la circulation autour des grandes villes nécessite soit la construction de déviations, soit l'élargissement des routes existantes. De tels projets induisent souvent la réalisation de grands déblais dont il faut assurer la stabilité à court et à long terme. Les particularités de ce projet sont la réalisation de grands déblais dans un contexte hydrogéologique et géotechnique difficile. Dans la suite, nous présentons, le contexte hydrogéologique et géotechnique du projet, puis la solution géocomposite de drainage employée pour traiter le déblai D5, le plus important en longueur et en hauteur, pour gérer les eaux de la nappe et les pressions interstitielles.

6.1. Contexte hydrogéologique

La succession des faciès géologiques, sables et argiles particulièrement, entraîne la présence de niveaux de nappes à la base des formations sableuses reposant sur les formations argileuses, ce qui permet de localiser, au vu de la stratigraphie, quatre nappes distinctes :

- La nappe des alluvions, au droit des vallées alluviales qui subit des fluctuations saisonnières dont l'amplitude peut être relativement importante. Le niveau piézométrique de cette nappe, particulièrement en période de hautes eaux, se trouve très proche de la surface du sol.
- La nappe des sables verts de l'Albien Inférieur, qui repose sur le mur imperméable des argiles bariolées du Barrémien. Elle est libre quand l'Albien inférieur affleure, et elle devient captive quand l'Argile du Gault forme un toit imperméable. Cette nappe est présente au niveau du déblai D5.
- Les nappes superficielles formées par les eaux infiltrées dans les sols de couverture (limoneux ou argilo-sableux), correspondant aux terrains d'altération ou aux éboulis reposant sur des sols imperméables (argiles plastiques). Le niveau de ces nappes se trouve en général proche de la surface du sol et subit des fluctuations saisonnières comme la nappe des alluvions.
- La nappe de la craie qui se développe dans les formations crayeuses du Crétacé supérieur. Son mur est constitué par les formations cénomaniennes ou les argiles du Gault du Crétacé inférieur

6.2. Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques géotechniques globales selon la classification du GTR 92 des différentes formations traversées par le projet ainsi que les caractéristiques mécaniques intrinsèques des formations sont synthétisées dans le tableau 2.

Tableau 2 : Classifications selon le GTR 92 et caractéristiques géotechniques des formations

Formations	Passant à 80 μ m (%)	Teneur en eau w (%)	Indice de plasticité	Valeur au bleu du sol VBS	Classification GTR	Cohésion c' et angle de frottement φ'
Argile sableuse	23 - 37	11 - 29	14 - 20	0.4 - 1.6	A1/A2/B5	$c' = 1 - 2$ kPa $\varphi' : 33^\circ$
Argile silteuse et marneuse	58 - 96	10 - 31	12 - 24	-	A1/A2	$c' = 15 - 23$ kPa $\varphi' : 19 - 31^\circ$
Sables verts Albien	4,7 - 45	4 - 38	-	0.3 - 3.1	B5/B2	$c' = 14$ kPa $\varphi' : 30^\circ$
Argile plastique silteuse	58 - 99	14 - 28	22 - 39	-	A3/A2/A1	$c' = 9$ kPa $\varphi' : 21^\circ$
Mélange sable-argile-nodules	51 - 91	9 - 32	5	1.2	A1	$c' = 17$ kPa $\varphi' : 25^\circ$

6.3. Déblai D5

Le déblai D5, long de 800 m avec une hauteur maximale dans l'axe de 11 m, traverse des formations très diverses alternant des argiles plastiques et des sables. Il s'inscrit dans la nappe des sables verts de l'Albien Inférieur. Le régime hydraulique le long du linéaire est fonction de la répartition des sols, en surface au niveau des affleurements d'argile, ailleurs dans les niveaux sableux. (figures 21 et 22). Vu le contexte hydrogéologique et géotechnique, la stabilité du talus n'est assurée que si les eaux et les pressions interstitielles sont gérées correctement par la mise en oeuvre d'un masque drainant au contact des argiles. Le masque drainant aura également le rôle de protéger les couches d'argiles des cycles gonflement-retrait et gel-dégel



Figures 21 et 22 : Vues du déblai D5 après terrassement

Des analyses de stabilités ont été menées en considérant des profils défavorables dans les faciès argileux. Les calculs de stabilité de talus ont été effectués en considérant une pente de talus 1V/2.5H en phase travaux et une pente de talus de 1V/3H en phase définitive après réalisation du masque drainant et la recharge du talus par des matériaux du site sélectionnés (figure 23).

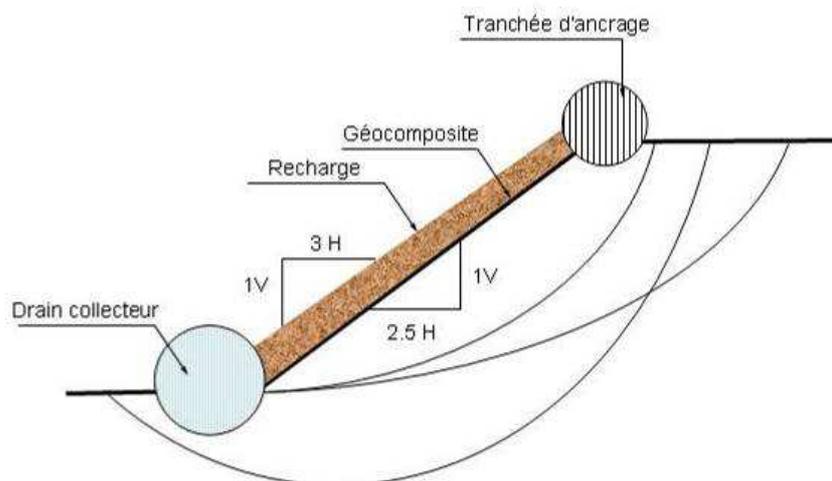


Figure 23 : Analyse de la stabilité du talus et configuration en phase travaux et en phase d

6.4. Méthodologie de mise en œuvre du géocomposite de drainage et de filtration

Le géocomposite SONTUBE FTF est déroulé directement sur le talus dans le sens de la plus grande pente en un seul lè. Il est fixé en crête de talus par l'intermédiaire d'une tranchée d'ancrage traditionnelle (figure 24). Pour éviter tous déplacements dus au vent et/ou aux opérations de remblaiement, le géocomposite est fixé sur le talus à l'aide de fer à béton en U (figure 25)



Figure 24 et 25: Fixation mécanique en crête de talus et sur le talus.

La connexion hydraulique au drain collecteur se fait par simple recouvrement. La recharge et le reprofilage de la pente du talus (3H/1V) est obtenu par la mise en oeuvre et le compactage de matériaux du site sélectionnés (figure 26).



Figure 26. Remblaiement, compactage et reprofilage du talus

Les figures 27 et 28 illustrent l'ouvrage achevée.



Figures 27 et 28 : Végétalisation et intégration de l'ouvrage dans le paysage

7. Tour Oxygène – drainage sous dallage

A proximité de la gare de la Part Dieu à LYON (69), deux ouvrages avec parkings de grandes profondeurs ont été réalisés en 2008 (figure 29). Le premier est le Parking La Villette comportant cinq niveaux de parking souterrains en parois moulées avec butonnage en poutre béton armé. Le second est la Tour Oxygène (115 m de hauteur) comportant quatre niveaux de parking enterrés en parois moulées avec tirants d'ancrage.

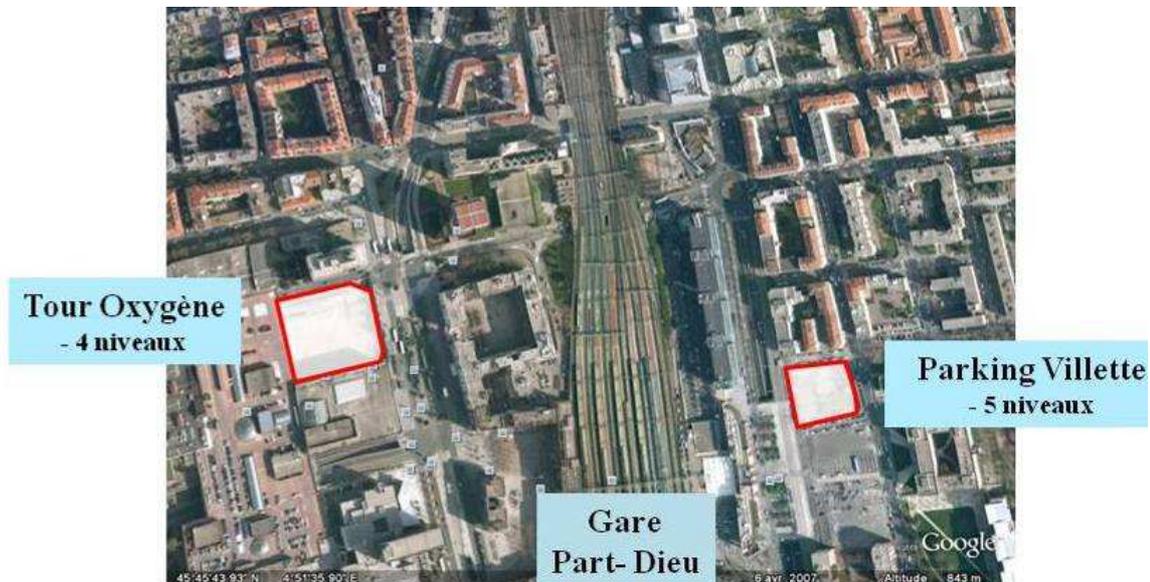


Figure 29 : Vu aérienne du site

La situation géographique des ces ouvrages (entre la Saône et le Rhône) les rendent particulièrement sensibles aux problèmes de remontées de nappe risquant d'entraîner des fortes pressions hydrauliques sous le dallage de fond.

La proximité de la gare et des voies TGV entraîne une obligation particulière sur la limitation des tassements et désordres pouvant subvenir en phase travaux et en phase définitive.

Pour des raisons économiques et de rapidité d'exécution, la solution de radier porteur n'a pas été retenue.

Le terrassement à proximité de bâtiments existants et de voie rapide rend le chantier particulièrement sensible.

Les débits importants ($>200 \text{ m}^3/\text{h}$) et les contraintes d'utilisation nécessitent un système de drainage performant et de faible épaisseur.

7.1. Contexte hydrogéologique et géotechnique

Pour la Tour Oxygène plus particulièrement, les essais et sondages réalisées ont révélé les couches suivantes :

- des remblais en surface sur une épaisseur de l'ordre de 6,0 m
- des sables et graviers correspondant aux alluvions du Rhône sur une épaisseur de l'ordre de 15,0 m
- des sables molassiques jaunes à rares graviers correspondant aux formations molassiques du miocène en fond de fouilles.

Ces sols molassiques correspondent au niveau de fond de plateforme à drainer.

Des essais LEFRANC ont permis d'obtenir des valeurs de perméabilité pour les différents sols en place (Figure 30), et ainsi une valeur de débit maximal de l'ordre de $200 \text{ m}^3/\text{h}$. Ce débit

prend en compte l'influence des parois moulées de grandes profondeurs nécessaires à la réalisation de la fouille.

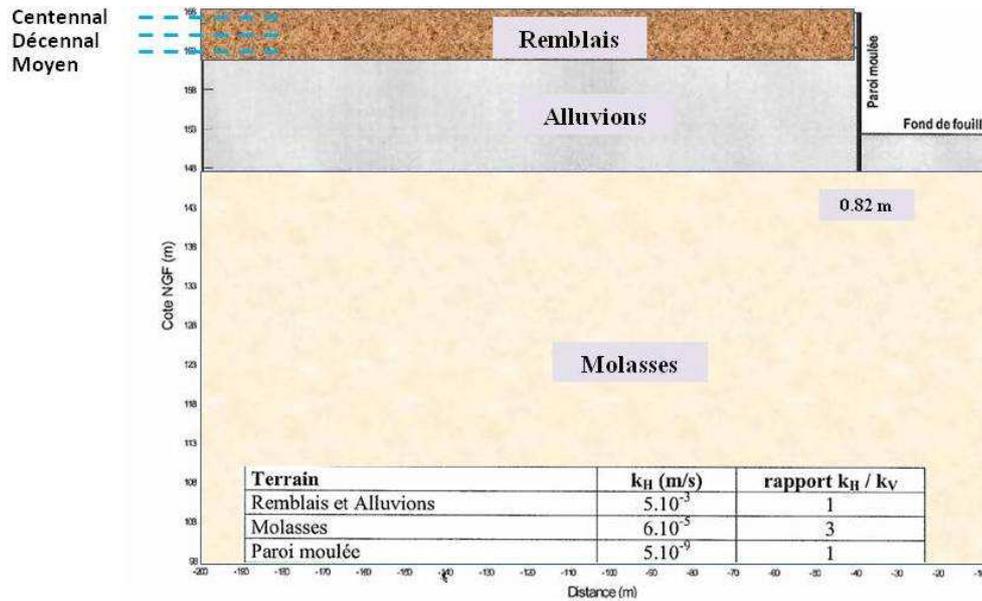


Figure 30 : Profil géotechnique et perméabilité des différentes couches de sol

7.2. Solutions de drainage

La solution de base pour réaliser le drainage est un tapis drainant de 0,80 m de matériaux granulaires type 20/40 avec des drains intermédiaires de collecte (hérisson drainant). La solution variante proposée à l'entreprise est le SOMTUBE FTB 4 constitué (de haut en bas) par :

- un film polyéthylène ;
- une nappe drainante en géotextile non tissé aiguilleté polypropylène ;
- de mini-drains en polypropylène annelés et régulièrement perforés ;
- un filtre géotextile non tissé aiguilleté polypropylène.

Il est utilisé pour drainer les arrivées d'eaux sous dalle (nappe phréatique) et limiter ainsi les sous pressions pouvant apparaître à des valeurs très faibles ($< 0,1$ kPa).

Des sous pressions quasi nulles permettent de dimensionner la dalle uniquement en fonction des surcharges et de la portance du sol support.

Du point de vue économique et mise en œuvre, le géocomposite de drainage (épaisseur 2 cm) permet de limiter le volume de terrassement (mise en décharge) et l'apport de la couche de matériaux drainants pouvant atteindre 0,80 à 1,00 m d'épaisseur en cas de débits importants.

De plus le gain de terrassement (environ 0,80 m) a une influence sur la profondeur des parois ancrées (fiche) et sur le dimensionnement des tirants d'ancrage.

7.3. Méthodologie de calcul

Après positionnement des tranchées collectrices et des fosses de relevage (en collaboration avec l'entreprise), et selon l'épaisseur de la dalle et la pente d'écoulement, le logiciel LYMPHEA permet de déterminer le flux drainé.

La méthode de calcul qui permet de déterminer ce flux est décrite et est validée dans l'avis technique du C.S.T.B N° 16/05-501. Le dimensionnement s'effectue en 2 étapes :

- calcul du flux maximum drainé en situation avec une pression entre mini-drains correspondant au poids de la dalle (cf. figure 31);
- application d'un coefficient de sécurité de 10 sur le flux maximum et calcul de la nouvelle pression correspondante.

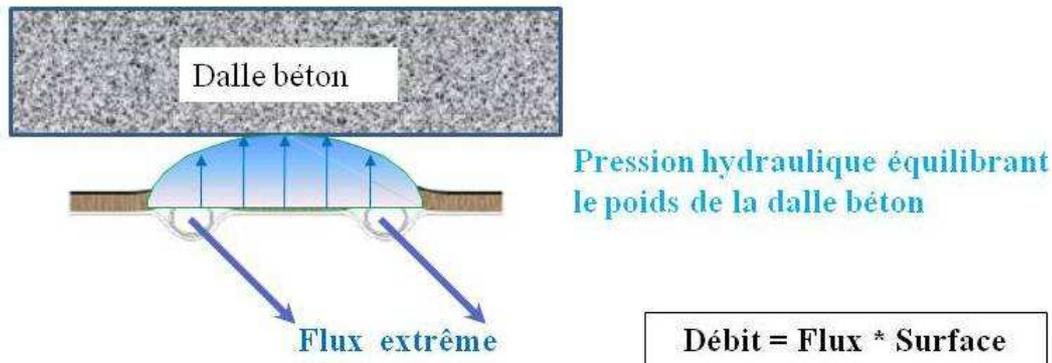


Figure 30 : calcul du flux extrême (maximum)

Ce flux F est alors à comparer au coefficient de perméabilité k des sols concernés par la remontée de la nappe phréatique en respectant la loi de Darcy ($F=k*i$) avec i le gradient hydraulique.

Pour ce chantier, l'épaisseur de la dalle béton est de 15 cm et le flux drainé de $1,4 \cdot 10^{-5}$ m/s. Cette valeur de flux est compatible avec la vitesse de remontée des eaux, suivant les valeurs des coefficients de perméabilité mesurées in situ. La position des tranchées collectrices de reprise du flux drainé par le géocomposite a été optimisée en fonction des positions des semelles et des grues en phase chantier.

8. Conclusion

La technique de drainage et de filtration par géocomposites équipé de mini-drains a été utilisée avec succès dans plusieurs applications. Comparativement à la solution traditionnelle avec base drainante en matériaux granulaires, le géocomposite offre une meilleure garantie de régularité de performance, une économie de terrassement, un gain de temps, l'intégration de l'ouvrage dans son environnement, etc. Elle permet également la préservation de la ressource naturelle et contribue au développement durable.

9. Bibliographie

- AFNOR (1993), Recommandations pour l'emploi des géotextiles et produits apparentés – Détermination des caractéristiques hydrauliques et mise en œuvre des géotextiles et produits apparentés utilisés dans les systèmes de drainage et de filtration. Norme G38-061, Février 1993
- Arab R., Faure YH, Ung SY., Michaud B. Motorway Embankment on soft soil – Monitoring and Analysis. 8 IGS September 2006 Yokohama, Japan ; pp. 921-924
- Arab R., Gendrin P., Durkheim Y. Landfill Drainage Systems, 7IGS september 2002, Nice, France. pp. 745 –748
- Faure Y.H. and al. Experimental and Theoretical Methodology to Validate New Geocomposite Structure for Drainage, Geotextiles and Geomembranes vol. 12 pp. 397- 412, 1993
- Faure Y.H., Auvin G. Gas drainage by geocomposite, Rencontres du CFG, 1995, pp. 63 – 69
- Gendrin P; Arab R., Croix-Marie Th., Grierre S. Barasz N. Chauvel C. Drainage of cut slope – draining mask. 8 IGS September 2006, Yokohama, Japan; pp. 489-492
- SETRA-LCPC (2002), Réalisation des remblais et des couches de forme, SETRA- LCPC, septembre 2002 (2 fascicules)