

Variations d'état hydrique dans les remblais en zone inondable : instrumentation et suivi du comportement d'un remblai expérimental

Gratien VINCESLAS*
Nadège SAGNARD
Matoren KHAY

CETE Normandie Centre, Rouen, France

Valéry FERBER
LCPC, Nantes, France

RÉSUMÉ

Pour évaluer le risque induit par l'utilisation de sols sensibles à l'eau dans des remblais en zone inondable et la pertinence d'une méthodologie de prévision des déformations du corps de remblai, le Centre d'expérimentation routière de Rouen (CER) et le Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC), en partenariat avec Réseau ferré de France (RFF) et la Société nationale des chemins de fer (SNCF), ont réalisé un remblai expérimental inondable. L'ouvrage a été construit en sols fins sur une hauteur de 5,40 m. La base du remblai a été volontairement sous-compactée afin d'amplifier les tassements et le remblai a été instrumenté principalement pour suivre les mouvements d'eau et les déformations. Le comportement de l'ouvrage a été suivi durant la phase de construction et deux phases d'inondation de la base du remblai. Les résultats des mesures montrent que la majeure partie des tassements a lieu dans la base sous-compactée durant la construction et que les tassements générés par l'inondation, de l'ordre de 1,5 à 2 cm, sont relativement limités. Les remontées capillaires mesurées lors des phases d'inondation en pied ne dépassent pas 20 cm. Ces résultats expérimentaux indiquent qu'un remblai de hauteur limitée, constitué d'un sol fin peu plastique compacté selon les règles applicables aux corps de remblais courants, peut subir une inondation sans présenter de tassements majeurs préjudiciables à la géométrie de la plate-forme. La question de l'érosion interne et externe doit cependant aussi être considérée et conduirait à adopter des mesures de protection particulières des talus.

Moisture state variations on embankments located in flood zones: Instrumentation and behavioral monitoring of an experimental embankment

ABSTRACT

In order to evaluate both the risk induced by the use of water-sensitive soils in embankments located in flood zones and the relevance of a methodology for predicting embankment body deformation, the Rouen-based Road Research Laboratory and LCPC, in partnership with the French railway owner (RFF) and operator (SNCF), have constructed an experimental embankment in a flood zone. The structure was built using fine-grained soils up to a height of 5.40 m. The embankment base was not fully compacted on purpose, in order to magnify settlements; in addition, the embankment was instrumented primarily to track water movements and deformations. Structural behavior was monitored during the construction phase and two subsequent phases of embankment base flooding. The results of measurement campaigns indicate that the majority of settlement activity has taken place in the insufficiently-compacted base during construction and moreover that the settlements generated by flooding, on the order of 1.5 to 2 cm, remain rather small. The level of capillary rise measured during flooding phases at the foot of the embankment does not exceed 20 cm. These experimental results reveal that an embankment of limited height, composed of a relatively non-plastic, fine-grained soil and compacted according to the rules applicable to ordinary embankment bodies, is capable of undergoing flooding without displaying any significant settlement that adversely affects platform geometry. The issue of internal and external erosion however must also be taken into account, a step that would lead to adopting special embankment slope protection measures.

* AUTEUR À CONTACTER :

Gratien VINCESLAS
gratien.vinceslas@developpement-durable.gouv.fr

INTRODUCTION

Pour éviter les risques liés aux inondations, la conception actuelle des projets routiers ou ferroviaires conduit à sélectionner et à ne retenir que des sols dits insensibles à l'eau pour la construction des remblais en zone humide ou en zone inondable. Ce principe de précaution peut avoir de lourdes conséquences financières et environnementales. Du point de vue environnemental, c'est une exploitation peut-être exagérée de ressources en matériaux non renouvelables. Du point de vue financier, le coût des matériaux réputés insensibles à l'eau extraits hors emprise est généralement supérieur d'un ordre de grandeur au coût des matériaux éventuellement disponibles dans l'emprise du projet. Cette pratique s'explique, entre autres, par le manque de données d'observations sur des ouvrages réels et par la difficulté à établir des liens entre expérimentations en laboratoire et comportement en vraie grandeur.

Les déformations des sols non saturés ont fait l'objet de nombreuses recherches au cours des dernières décennies, et certaines d'entre elles ont notamment porté sur le comportement des sols effondrables. Ce comportement est caractérisé par des tassements de grande amplitude sous l'effet d'une inondation et il est gouverné par des paramètres variés :

- paramètres intrinsèques au matériau, comme par exemple la proportion d'argile et l'activité physico-chimique de cette fraction [1-3] ;
- paramètres liés aux conditions de mise en œuvre, en particulier la teneur en eau et la masse volumique sèche après compactage [1, 4] ;
- la contrainte verticale appliquée lors de l'inondation, qui amplifie les tassements [1, 5-7] ;
- évolutions plus ou moins aléatoires du milieu extérieur, ce qui est notamment le cas de la position des nappes sous l'ouvrage, du risque d'inondation de l'ouvrage ou encore des amplitudes des cycles saisonniers séchage/imbibition.

Parmi ces paramètres, la masse volumique sèche après compactage ressort comme étant l'un des paramètres prépondérants [1, 8-11], même si la teneur en eau de compactage et la proportion d'argile jouent indirectement un rôle non négligeable.

Par ailleurs, les résultats de ces recherches permettent de proposer des méthodes de calculs destinées à évaluer les déformations des ouvrages sous différents types de sollicitations (inondation, cycles séchage-imbibition...), sur la base d'essais de laboratoire appropriés tels que la méthode du double-œdomètre [1, 4, 12]. Cette démarche, qui reste actuellement très peu utilisée dans la pratique, aura d'autant plus de facilité à s'appliquer à la conception et au dimensionnement des remblais qu'elle aura été confrontée et validée sur des ouvrages en grandeur réelle. C'est ce qui a motivé la réalisation de ce remblai expérimental, dont la base a été sous-compactée pour étudier plus précisément le caractère effondrable des sols compactés.

Le Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC), le Centre d'expérimentations routières de Rouen (CER), la Société nationale des chemins de fer (SNCF) et Réseau ferré de France (RFF) se sont donc associés pour réaliser une expérimentation en vraie grandeur comprenant un remblai instrumenté et un dispositif d'inondation.

On présentera ici les matériaux constitutifs et les étapes importantes de la réalisation du remblai, l'instrumentation mise en œuvre et les résultats issus des différentes phases d'observation correspondant à la construction de l'ouvrage, au suivi sous conditions climatiques et aux phases d'inondations. L'analyse des résultats conduira à une discussion portant notamment sur les conséquences de l'inondation en termes de déformations et de remontées capillaires dans la base du remblai.

CARACTÉRISTIQUES DU REMBLAI EXPÉRIMENTAL

La conception et l'instrumentation de ce remblai sont destinées à :

- observer les conséquences des évolutions des paramètres météorologiques sur les variations du profil hydrique dans les couches superficielles ;
- observer les conséquences d'une saturation en eau de la base du remblai sur la hauteur des remontées capillaires dans le corps de l'ouvrage ;

- observer les relations entre les variations d'état hydrique et les déformations locales réelles dans l'ouvrage pour les confronter aux expérimentations en laboratoire ;
- évaluer, pendant une longue période, la pertinence et la précision des différents capteurs de suivi de la teneur en eau et de la succion dans un ouvrage en terre.

Pour s'assurer que les déformations dues à l'inondation seront importantes et donc mesurables, il a été décidé que la base du remblai serait faiblement compactée.

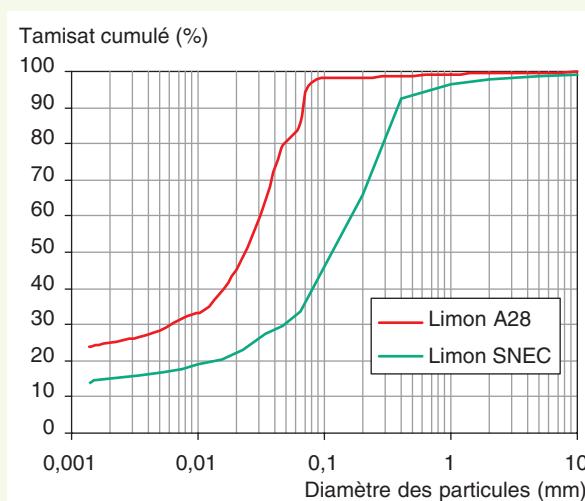
On présente dans cette partie les caractéristiques géotechniques des sols utilisés pour la construction du remblai, la structure de l'ouvrage et une description de son état après construction en termes de teneur en eau et de masse volumique.

■ Matériaux

Deux matériaux ont été utilisés pour la construction du remblai expérimental : un limon provenant des chantiers de l'autoroute A28 (750 t) pour constituer la base sous-compactée, et un limon sableux correspondant à des stériles d'une carrière de sable locale (carrière SNEC, 900 t) pour le reste de l'ouvrage soit de l'ordre de 1650 tonnes de matériaux au total.

Les courbes granulométriques des limons (**figure 1**) montrent que les deux matériaux se distinguent nettement par leurs proportions de fines, le limon A28 en contenant 95 %, pour seulement 40 % dans le limon SNEC. En termes de proportion de particules argileuses ($< 2 \mu\text{m}$), la différence est moins importante, même si le limon A28 reste plus argileux (23 % pour 13 %).

figure 1
Courbes granulométriques des limons A28 et SNEC (essais LCPC).



Ces différences dans la granulométrie ont des conséquences directes sur les limites d'Atterberg, les valeurs au bleu de méthylène et les caractéristiques à l'Optimum Proctor normal (OPN) (**tableau 1**). Ainsi le limon A28 est plus plastique que le limon SNEC, ce qui se traduit aussi par une teneur en eau à l'OPN plus forte (14,5 pour 12,5 %) et une masse volumique sèche à l'OPN plus faible (1,85 pour 1,92 t/m³).

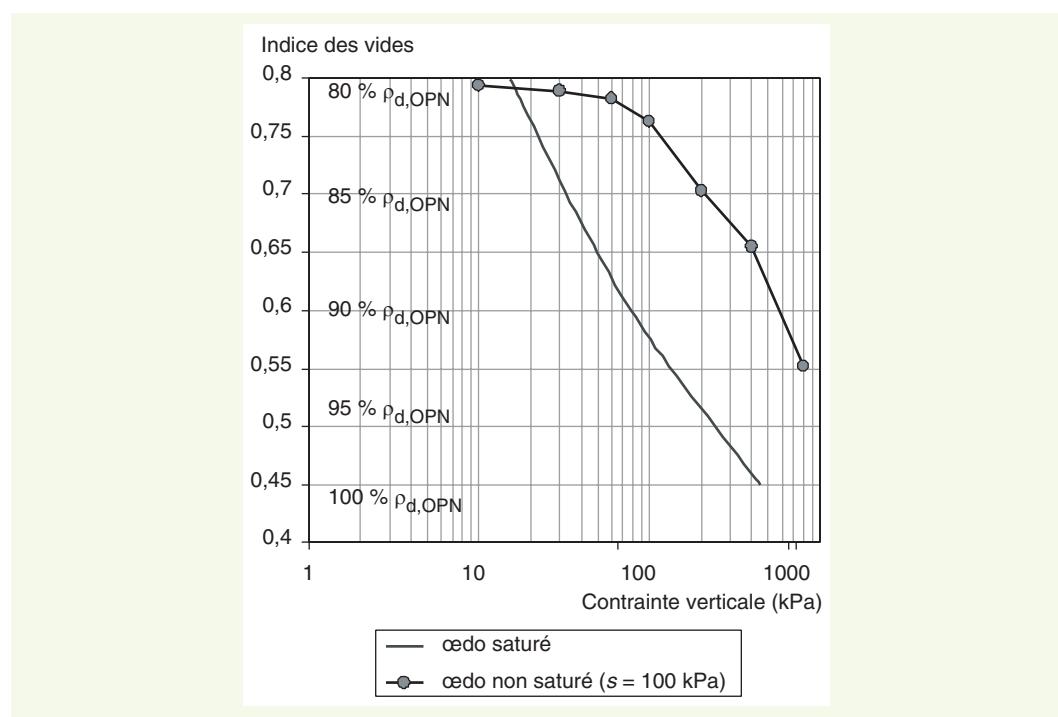
Des essais œdométriques ont été réalisés sur le limon A28 selon deux procédures différentes (**figure 2**), répondant aux principes de la méthode du double-œdomètre [1] :

- un essai sur échantillon saturé, réalisé sur un échantillon compacté à un taux de 80 %. L'échantillon a été compacté directement dans le moule œdométrique, placé dans la cellule œdométrique et chargé à 3 kPa puis saturé. Le chargement réel a été lancé après stabilisation des effets de la saturation (un léger gonflement a été mesuré) ;
- un essai œdométrique non saturé, compacté à un taux de compactage de 80 % environ. L'essai a été réalisé selon une procédure simplifiée permettant de maintenir la teneur en eau pendant le chargement de l'essai [13].

tableau 1
Caractéristiques géotechniques des limons A28 et SNEC (essais LCPC).

	Limon A28	Limon SNEC
W_L (%)	19,8	16,3
W_P (%)	31,9	25
I_P	12,1	8,6
V_{BS} (g/100 g)	3,24	2,4
% < 80 mm	~ 97 %	~ 40 %
% < 2 μm	~ 25 %	~ 15 %
ρ_s (g/cm ³)	2,68	2,66
W_{OPN} (%)	14,5	12,5
$\rho_{d,OPN}$ (g/cm ³)	1,85	1,92
Class. GTR	A1-A2	A1

figure 2
Courbe œdométrique du limon A28.



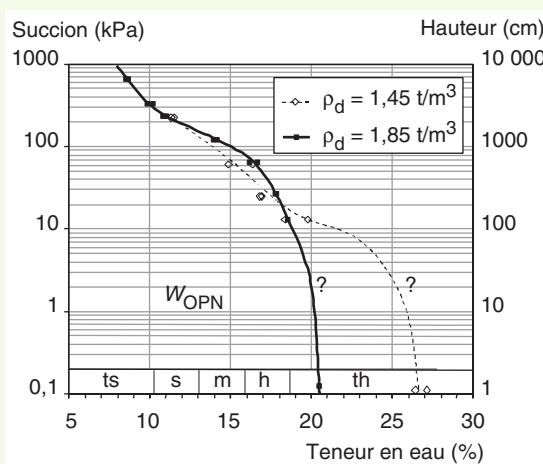
On peut constater que la courbe de compression vierge de l'essai œdométrique saturé est située sous la courbe de l'essai non saturé au-delà d'une contrainte verticale de 10 kPa. Ceci signifie que, au-delà de cette contrainte, la saturation conduit à un tassement. L'essai non saturé montre une pré-consolidation apparente à une contrainte de l'ordre de 100 kPa.

Enfin, la courbe de rétention d'eau du limon A28 a été mesurée sur des échantillons compactés à deux masses volumiques sèches différentes correspondant à des taux de compactage de 78 et 100 % (figure 3). Cette courbe a été déterminée par la méthode osmotique [14] et ne permet pas d'avoir de données entre 0 et 10 kPa de succion. On peut observer que les deux courbes sont très similaires et ne se différencient clairement que pour la succion nulle. Ces deux valeurs correspondent aux teneurs en eau à saturation des échantillons, et on peut constater que l'effet de la masse volumique sèche sur la courbe de rétention de ce type de limon ne s'observe qu'aux très faibles succions.

D'un point de vue pratique, ces courbes de succion donnent le profil de teneur en eau d'un massif de sol avec un niveau de nappe à la base. Les valeurs de succion peuvent être converties en cm au-dessus de ce niveau de nappe (figure 3, ordonnée de droite). Dans le cas de ce sol, la hauteur de sol saturé au-dessus de la nappe dépend de la forme de la courbe entre 0 et 10 kPa mais le manque d'information dans cette zone laisse une interrogation sur cette donnée. Des essais à la plaque tensiométrique [14] seront réalisés pour déterminer la forme de la courbe dans cette zone.

figure 3

Courbe de rétention d'eau du limon A28 mesurée par la méthode osmotique.

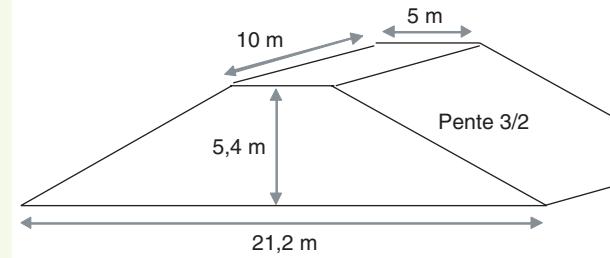


■ Structure du remblai

L'ouvrage expérimental est constitué de la partie instrumentée (**figure 4**), composée des deux limons présentés ci-dessus, auquel sont accolées deux rampes permettant d'accéder à la plate-forme (**figure 5**). Ces rampes sont constituées d'une grave disponible sur le site du CER.

figure 4

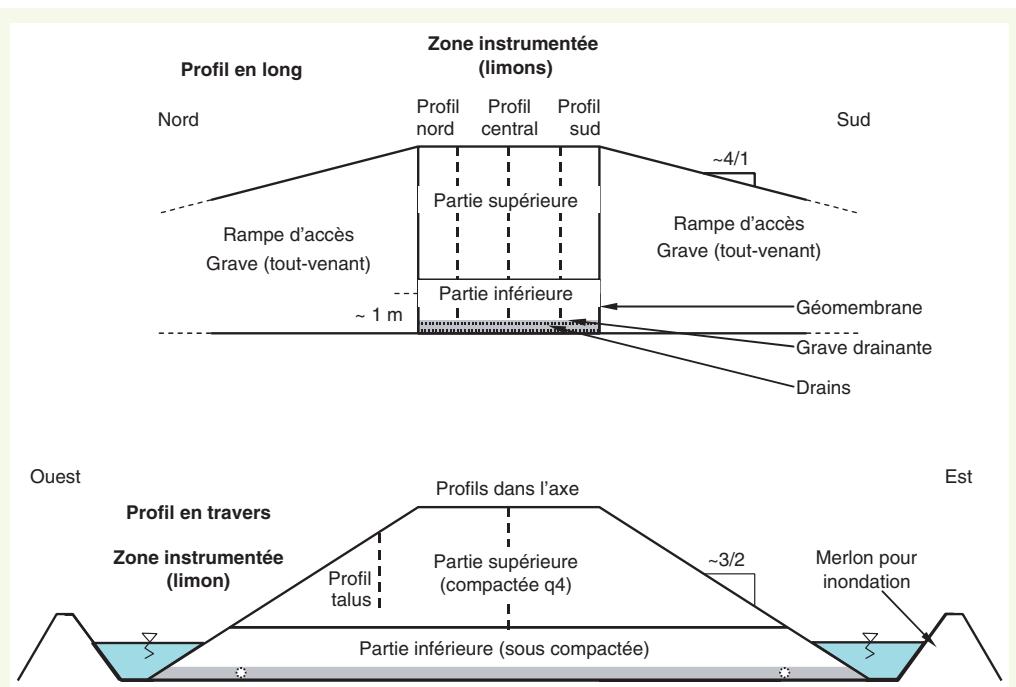
Dimensions du remblai – zone instrumentée (hors aménagements connexes).



Pour isoler le remblai du sol support, un dispositif d'étanchéité par géomembrane a été mis en œuvre sur le sol support (**figure 5**).

figure 5

Profils schématiques de la structure du remblai expérimental.



Ce dispositif d'étanchéité a été recouvert d'une base drainante, équipée de drains longitudinaux destinés à éliminer les eaux superficielles pour empêcher des remontées capillaires dans le limon avant les essais d'inondation ([figure 5](#)).

■ Phases de construction

La construction de l'ouvrage a été réalisée en trois phases :

- une première phase de préparation du sol support et de mise en place du dispositif d'étanchéité et d'une base drainante ;
- une phase de construction du premier tiers inférieur, de 0 à 1,8 m de hauteur par rapport à la base drainante avec le limon A28 (base sous-compactée, dite « effondrable ») ;
- une phase de construction des deux tiers supérieurs avec le limon SNEC, de 1,8 à 5,4 m de hauteur par rapport à la base drainante.

➤ **Réalisation de la base sous-compactée dite « effondrable »**

L'objectif principal de cette phase de construction était d'obtenir une couche sous-compactée, c'est-à-dire présentant un taux de compactage inférieur à 80 %. Le compactage de la première couche élémentaire, épaisse de 50 cm, a été réalisé avec seulement deux passes de compacteur. Les mesures de masse volumique sèche réalisées immédiatement après compactage ont montré que, malgré cette faible énergie de compactage, le taux de compactage atteignait déjà 90 %.

Aussi, la partie supérieure de la base effondrable a été construite en une couche unique de 1,25 m d'épaisseur. Cependant, la pose des capteurs a imposé la réalisation de lits de pose intermédiaires ([figure 6](#)). Il s'agit de banquettes de limon très légèrement compactées à la plaque vibrante ([figure 7](#)). Ces banquettes de l'ordre de 30 cm de hauteur ont été réalisées uniquement au droit des zones à instrumenter.

Le reste du limon a été déversé sur la hauteur totale foisonnée de 1,80 m et la surface supérieure de cette couche a été compactée par deux passages de chargeur à pneus. Ceci a permis d'atteindre une cote moyenne après compactage de 181 cm au-dessus de la base drainante.

figure 6

Position des lits de pose pour implantation des capteurs dans la base effondrable.

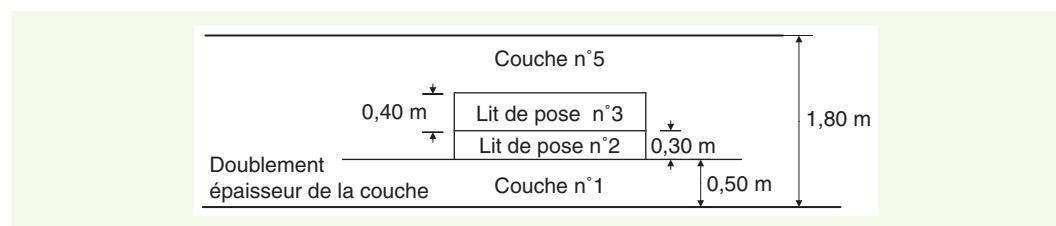


figure 7

Réalisation et instrumentation des lits de pose dans la base effondrable.



➤ Finalisation du remblai

Les deux tiers supérieurs du remblai ont été construits avec le limon SNEC en suivant les règles de compactage du GTR [15], à l'exception d'une couche qui a été volontairement compactée sur 60 centimètres d'épaisseur au lieu de 30 centimètres. Le compactage a été réalisé à raison de quatre passes de compacteur V5 par couche élémentaire.

■ État du remblai après construction

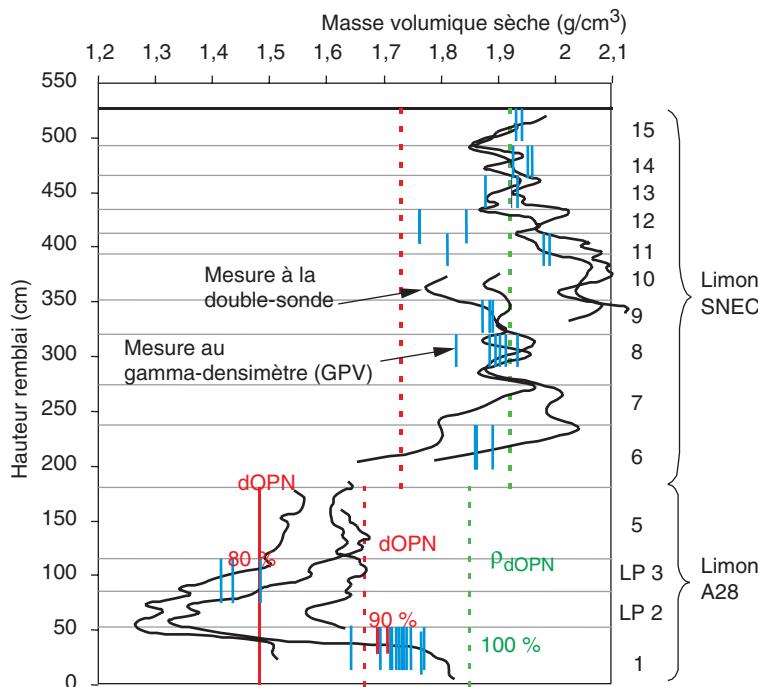
Des mesures de teneur en eau pondérale et de masse volumique sèche ont été réalisées pendant la construction de l'ouvrage, de manière à connaître aussi précisément que possible son état initial.

Les mesures de masse volumique, réalisées au gamma densimètre à pointe (GPV) et à la double-sonde gamma (figure 8), montrent que la base du remblai a effectivement été très sous-compactée, en particulier sur le premier mètre où les taux de compactage sont inférieurs à 80 %. Entre 1 et 1,8 m, le taux de compactage ne dépasse pas 90 %. On notera de plus que les trois profils à la double-sonde gamma réalisés dans la base effondrable indiquent une forte variabilité latérale de la masse volumique sèche.

Dans la partie supérieure du remblai, l'application des règles de compactage du GTR a permis d'atteindre au moins l'objectif de densification q4 (95 % de taux de compactage en moyenne, 92 % en fond de couche). Seule la couche 6 (entre 1,8 et 2,4 m), compactée sur 60 cm présente un sous-compactage en fond de couche.

figure 8

Résultats des mesures de masse volumique sèche par GPV et double-sonde gamma.

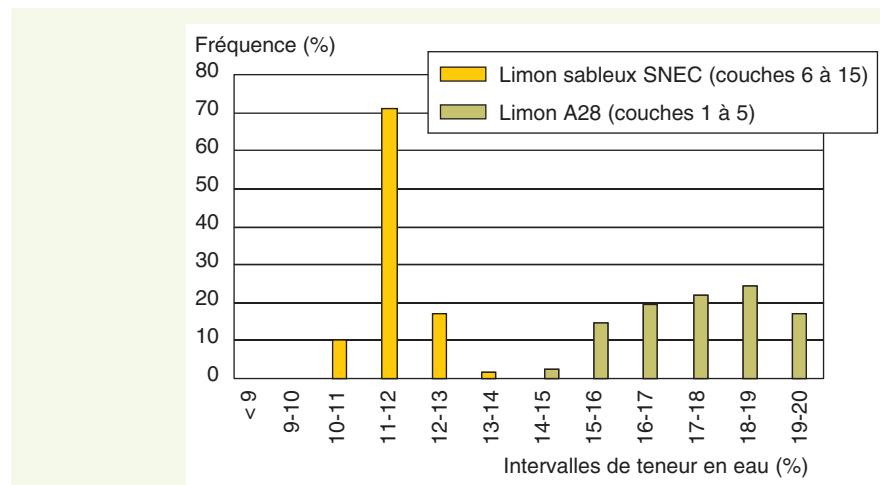


Les mesures de teneur en eau pondérale réalisées par prélèvements au cours de la construction montrent aussi une hétérogénéité non négligeable des matériaux en termes d'état hydrique. C'est en particulier le cas dans le limon A28, dont on peut constater que les teneurs en eau sont largement étalées et supérieures à la teneur en eau à l'OPN (figure 9).

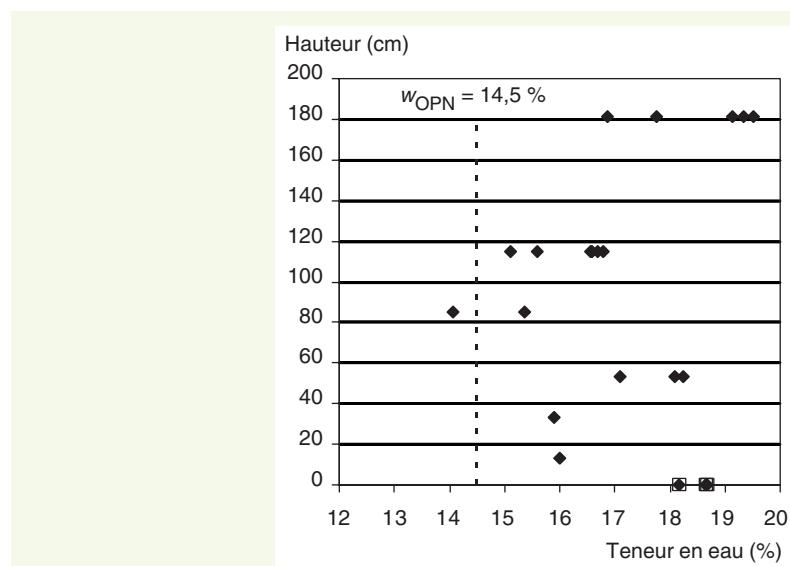
Ces fortes teneurs en eau, notamment dans la première couche de 50 cm (figure 10), expliquent pourquoi le matériau s'est compacté si facilement en deux passages de compacteur.

figure 9

Histogramme des teneurs en eau des deux limons du remblai.

**figure 10**

Profil vertical de teneur en eau pondérale dans la base effondrable à la mise en œuvre.



INSTRUMENTATION

Le remblai a été instrumenté avec six types de capteurs :

- des sondes TDR (*Time Domain Reflectometry*) permettant de suivre l'évolution de la teneur en eau volumique du sol (40 capteurs) ;
- des équitensiomètres, pour le suivi de la succion du sol (15 capteurs) ;
- des capteurs de température (25 capteurs) ;
- des capteurs de déplacement vertical, de type tassomètres à flasques (18 capteurs) ;
- des capteurs de déplacement horizontal, à base de capteurs à câbles (8 capteurs).

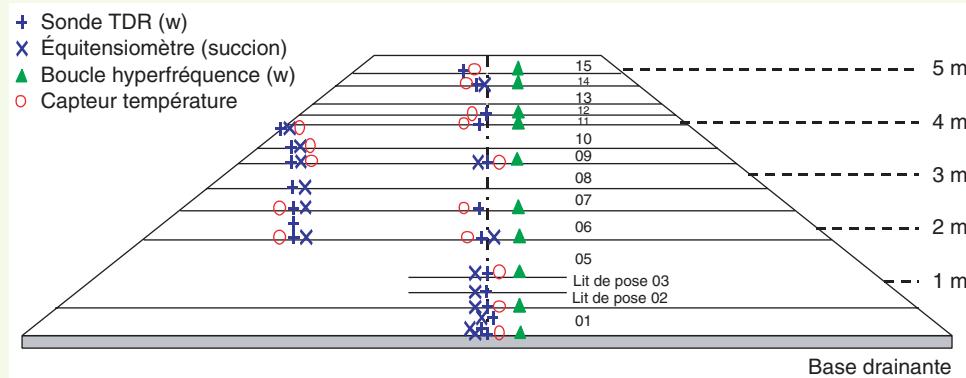
Par ailleurs, une station météorologique a été mise en place sur la plate-forme du remblai. Elle comporte un anémomètre, une girouette, un capteur de rayonnement solaire, un pluviomètre, deux capteurs de température, deux capteurs d'humidité relative, un capteur de pression atmosphérique, un capteur de rosée et un capteur de température du sol.

Enfin, pour connaître la hauteur d'eau de chaque côté de la base du remblai et évaluer la charge hydraulique appliquée à la base de l'ouvrage, deux capteurs de pression ont été posés dans la base drainante, au pied de chaque talus.

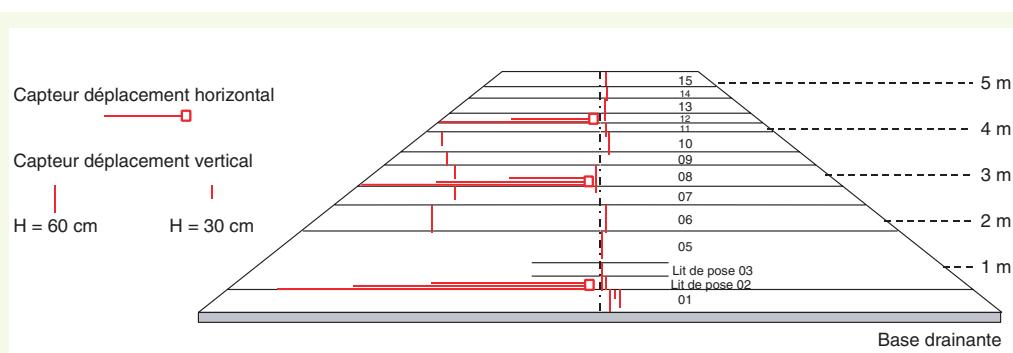
Les sondes TDR (**figure 14**) mesurent la constante diélectrique apparente du sol, dont est tirée la teneur en eau volumique. La détermination de la constante diélectrique est effectuée par la mesure

figure 11

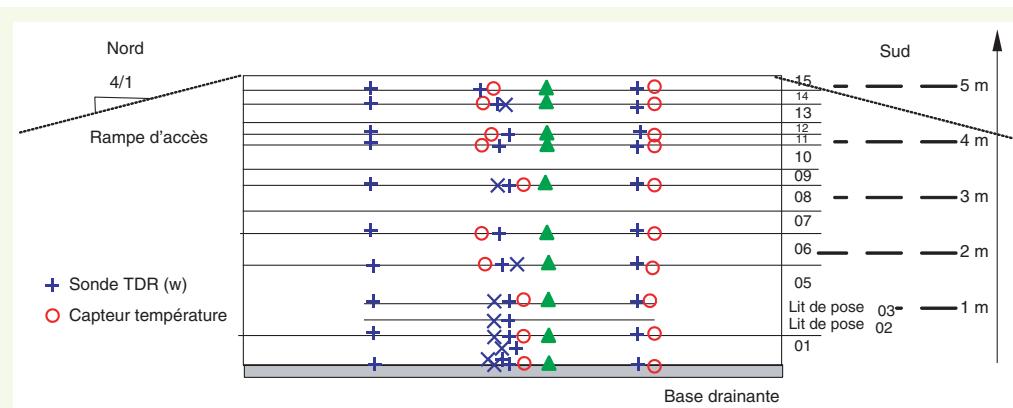
Position des principaux capteurs de teneur en eau, succion et température dans le profil en travers principal.

**figure 12**

Position des capteurs de déplacement horizontal et vertical dans le profil en travers central.

**figure 13**

Position des capteurs de déplacement et de teneur en eau dans le profil longitudinal.

**figure 14**

Sonde de teneur en eau TDR conventionnelle.



du temps de parcours d'une impulsion micro-onde électrique dans un guide d'ondes. La teneur en eau volumique du sol est obtenue par étalonnage moyennant une loi de type Topp [16]. On rappellera que la teneur en eau volumique est le produit de la teneur en eau pondérale par la masse volumique sèche.

La pose de ces sondes a consisté à creuser légèrement la surface de la couche compactée, à placer le capteur et à le recouvrir du matériau extrait lors de l'excavation. Pour chaque sonde, un prélèvement de matériau a été réalisé pour déterminer la teneur en eau pondérale au droit de la sonde au moment de la pose.

Les équitensiomètres [17] ([figure 15](#)) ne mesurent pas directement une succion, mais la teneur en eau d'un corps poreux en contact avec le sol. Connaissant la courbe de rétention de ce corps, on peut suivre la succion du sol, puisque les deux milieux se placent en équilibre de succion. Ces capteurs peuvent mesurer des succions allant de 0 à 1 000 kPa mais, de par leur principe, ils ne peuvent pas mesurer de pression interstitielle positive. Ils sont plutôt adaptés à la mesure de succion dans les sols moyennement argileux à l'état sec.

Les résultats obtenus ont montré que le sol était dans un état trop humide par rapport à la gamme de validité de ces capteurs. Ceci résulte conjointement du choix du capteur qui s'est avéré inadapté au matériau humide et de l'impossibilité de faire sécher suffisamment les limons avant la construction du remblai.

Par conséquent, les mesures de succion ne seront pas présentées dans cet article. Ceci ne remet donc pas en cause la qualité de ce type de capteurs mais montre que leur domaine de validité doit être strictement respecté pour obtenir des mesures pertinentes.

figure 15
Equitensiomètre (capteur de succion).



Des sondes de température PT100 ont été installées dans le remblai à la surface de toutes les couches et sur trois profils verticaux ([figure 11](#) et [figure 13](#)).

Le déplacement vertical a été mesuré au moyen d'un dispositif appelé « tassomètre à flasques ». Il s'agit d'un système de deux plaques horizontales reliées par un tube et dont la distance est mesurée par un capteur LVDT. Ce dispositif est mis en place en positionnant soigneusement la flasque inférieure au fond d'une excavation parallélépipédique dont la profondeur est mesurée précisément ([figure 16](#)).

La flasque posée, l'excavation est rebouchée en reconstituant au mieux la masse volumique initiale de la couche concernée. Un contre tube sert à ménager une réservation pour la mise en place du tube coulissant solidaire de la flasque supérieure. Les dimensions de la plaque supérieure permettent de couvrir une surface plus importante que celle de l'excavation de sorte que la mesure de tassement prenne en compte un volume important de sol non remanié. Une fois la flasque supérieure position-

figure 16

Tassomètre – Excavation pour pose de la flasque inférieure.



née (**figure 17**), le capteur de déplacement est installé dans le dispositif. Il est ensuite réglé et fixé définitivement. La première lecture du capteur est alors faite et associée à la hauteur entre les deux flasques.

figure 17

Tassomètre – Pose de la flasque supérieure.



Les capteurs de déplacement horizontal mesurent, par l’intermédiaire de câbles tendus, la distance à des plaques rigides fixées verticalement dans le sol. Deux ou trois capteurs sont conditionnés dans une boîte hermétique (**figure 18**) d’où sortent les câbles de longueurs différentes protégés par des tubes PVC. Une fois l’ensemble posé sur le sol compacté, la longueur du dispositif est mesurée et associée à la première mesure. Une couche de matériau est posée manuellement et un coffre de protection en acier est placé sur la boîte de conditionnement des capteurs. La couche sus-jacente est alors ensuite mise en œuvre.

figure 18

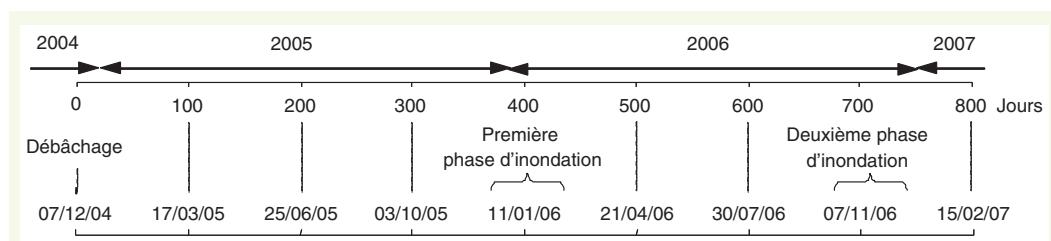
Capteur à câbles de déplacement horizontal en cours de pose.



SOLLICITATIONS ET SUIVI DU REMBLAI

Le remblai a été inondé à deux reprises début 2006 et fin 2006 ([figure 19](#)), après avoir été soumis pendant plus d'une année aux fluctuations météorologiques naturelles. Dans la suite de l'article, le temps est représenté sur les graphiques en jours, l'origine correspondant au jour où le remblai a été débâché une fois sa construction et son instrumentation entièrement finies, c'est-à-dire le 7 décembre 2004.

figure 19
Calendrier des phases d'inondation.



La première phase d'inondation (début 2006) s'est déroulée en trois étapes :

- saturation de la base drainante entre le 4 janvier 2006 et le 7 février 2006. L'objectif de cette phase était d'observer les conséquences d'une montée de la nappe sur les remontées capillaires dans la base du remblai ;
- remplissage d'eau des bassins des deux côtés du remblai avec une charge de l'ordre de 1 m entre le 7 février et le 18 février 2006. Cette phase était destinée à générer une saturation complète de la base effondrable du remblai pour observer les conséquences de la saturation en termes de tassements ;
- vidange des bassins à partir du 18 février 2006 et suivi des variations de la teneur en eau dans la base du remblai.

La deuxième phase d'inondation (novembre 2006) a été réalisée d'un seul côté du remblai pour observer les conséquences d'une inondation asymétrique sur la tenue du remblai et évaluer l'effet d'une nouvelle inondation d'un niveau d'eau supérieur à 1,5 m pendant 3 à 4 semaines.

Dans cette partie est présentée une synthèse des mesures relevées entre début décembre 2004 et fin décembre 2006. Les numéros des capteurs commencent par le numéro de la couche dans laquelle ils sont installés (par exemple, la sonde TDR 8W23 a été posée à la base de la couche n° 8 d'après la numérotation de la [figure 12](#)).

Enfin, des prélèvements ont été réalisés dans l'axe du remblai à l'issue des deux phases d'inondation pour mesurer la masse volumique sèche après inondation dans la base du remblai. Ces résultats sont présentés à la fin de ce chapitre.

Une interprétation synthétique de l'ensemble de ces résultats sera proposée dans le chapitre suivant.

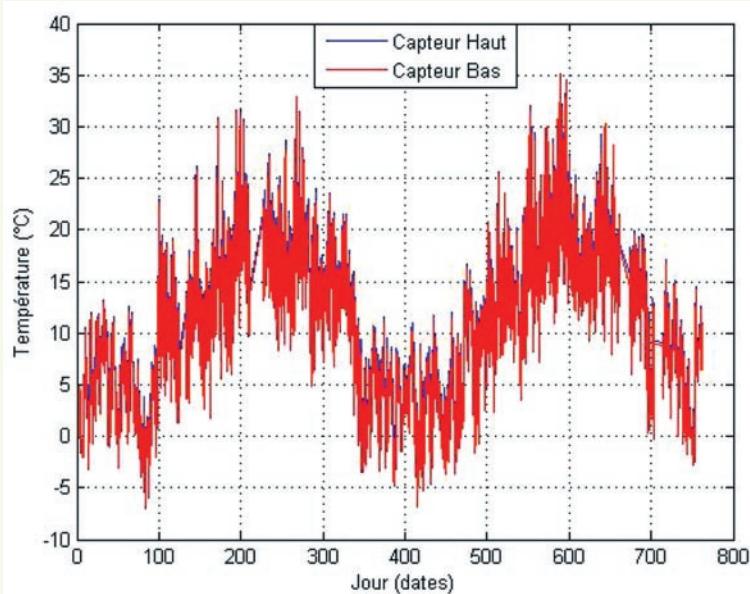
■ Conditions météorologiques

Les relevés de la température de l'air ([figure 20](#)) montrent bien l'évolution cyclique annuelle et journalière de la température. La plage totale de température s'étale de - 5 à + 35 °C, le minimum et le maximum variant d'une année à l'autre. L'été 2006 avait été marqué par des périodes de canicule ce qui explique que ce soit au cours de cette période que l'on trouve les plus fortes températures (environ J550 à J600).

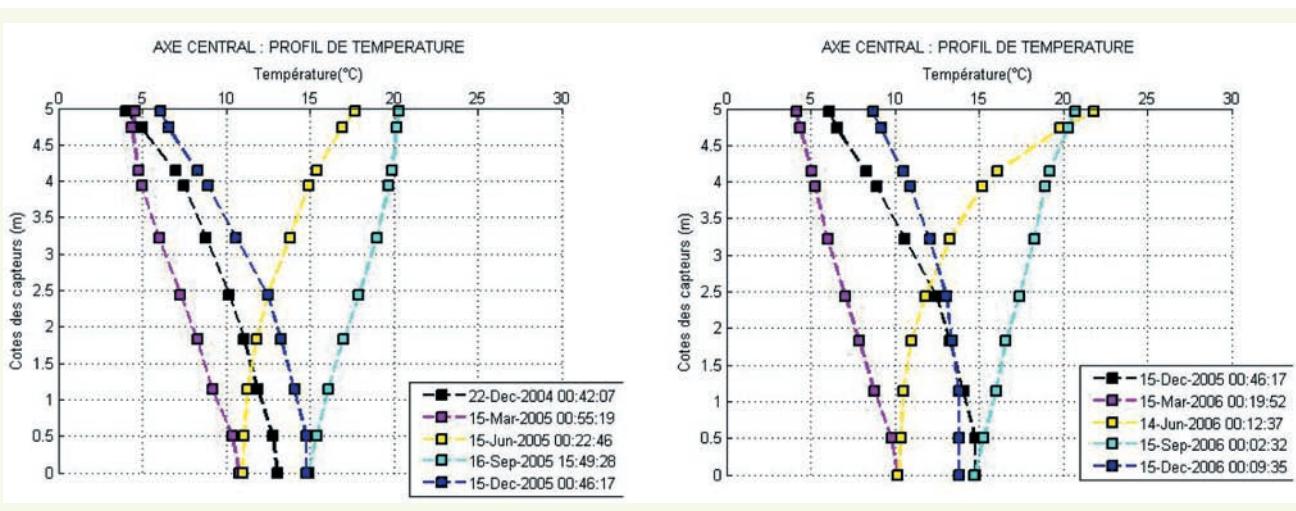
Comme le montrent les mesures des capteurs de température localisés dans le remblai ([figure 21](#)), les variations de température extérieure se répercutent dans le remblai avec une inertie non négligeable, puisqu'en base de remblai, la plage de température ne s'étale plus que de 10 à 15 °C. Même à 30 cm de profondeur, où se trouve le premier capteur, la plage est déjà réduite à l'intervalle 4-21 °C.

figure 20

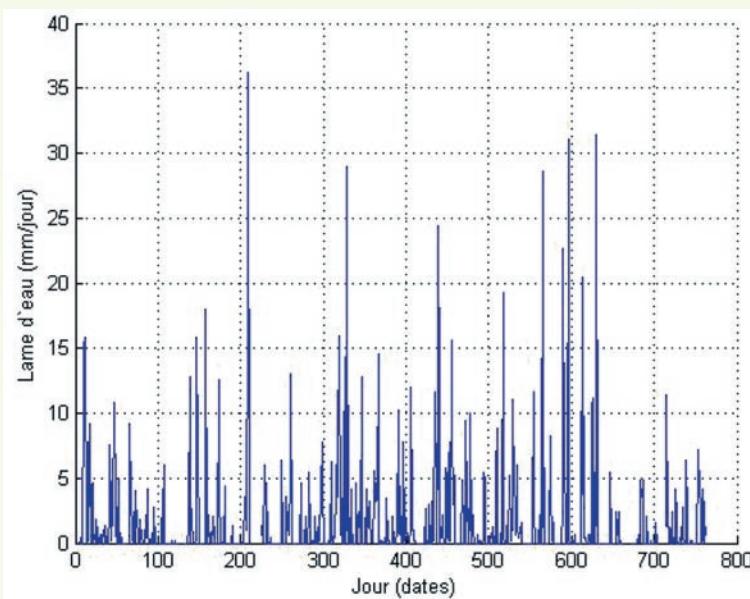
Température de l'air entre début décembre 2004 et fin décembre 2006.

**figure 21**

Évolution du profil de température dans l'axe central (à gauche : année 2005 – à droite : année 2006).

**figure 22**

Pluviométrie entre début décembre 2004 et fin décembre 2006.



Ceci suggère que les effets de la température extérieure sur les échanges hydriques au sein du remblai sont fortement affectés par l'inertie thermique du sol et que seuls les premiers centimètres superficiels sont effectivement soumis aux cycles journaliers de la température.

Les relevés pluviométriques montrent que le remblai a été soumis à des pluies régulières, dont six journées caractérisées par une hauteur de chute de plus de 25 mm. La hauteur annuelle des précipitations a été de 530 mm en 2005 et 740 mm en 2006.

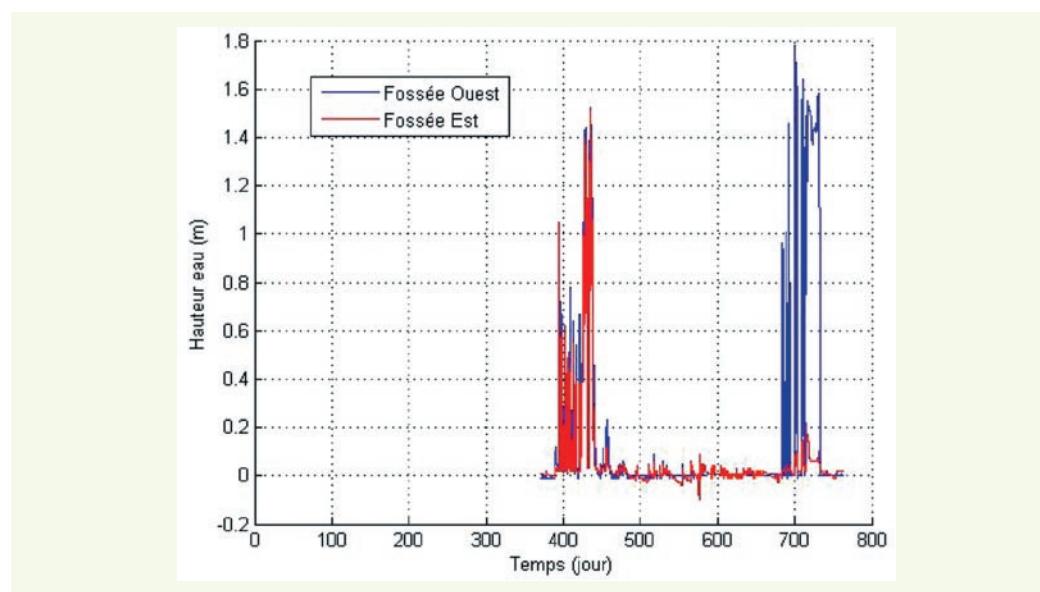
■ Hauteur d'eau dans les bassins

Avant les phases d'inondation, les drains localisés dans la base drainante étaient ouverts pour éviter une saturation par les eaux météoriques. Ces drains ont été obturés pour pouvoir réaliser les inondations.

Les pressions enregistrées par les deux capteurs implantés dans la base drainante au niveau des bassins mettent clairement en évidence les spécificités des différentes phases d'inondation ([figure 23](#)). Au cours de la première phase (J390 à J450), l'inondation est quasiment identique des deux côtés du remblai alors que l'on constate bien qu'un seul des côtés (côté Ouest) a été inondé au cours de la seconde phase (à partir de J680).

Au cours de la première inondation, on peut distinguer la phase dite de saturation de la base drainante (J390 à J420) de la phase d'inondation marquée par une hauteur d'eau qui a atteint 1,4 m. La phase de saturation de la base drainante est marquée par des à-coups correspondant aux alimentations successives des réservoirs sur des hauteurs d'eau de 20 à 30 cm, voire ponctuellement de près de 60 cm. Il s'est en effet avéré très délicat d'alimenter les réservoirs avec le débit exact permettant d'assurer un niveau constant, probablement à cause de fuites qui n'ont pas pu être maîtrisées. Cette remarque s'applique aussi à l'alimentation dans la phase d'inondation proprement dite, où l'on observe des fluctuations du niveau d'eau entre 0,8 et 1,6 m, ainsi que des coupures complètes de l'alimentation sur des périodes courtes.

figure 23
Évolution de la hauteur d'eau dans les bassins, mesurée par les deux capteurs de pression dans la base drainante.



■ Teneur en eau volumique (sondes TDR)

On distinguera dans cette présentation :

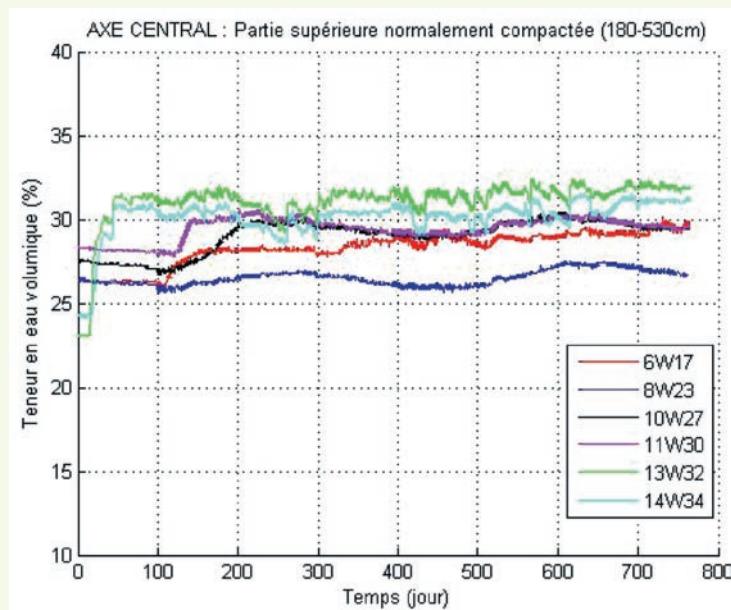
- les mesures dans la partie supérieure du remblai, constituée du limon SNEC et exclusivement soumise aux sollicitations météorologiques ;
- les mesures dans la base effondrable, constituée du limon A28 et soumise aux sollicitations météorologique ainsi qu'aux inondations forcées.

➤ Observations dans la partie supérieure du remblai

Au droit de l'axe central (figure 24), les teneurs en eau mesurées par les sondes les plus proches de la surface (sondes 13W32 et 14W34) ont augmenté notablement durant les 30 premiers jours, ce qui s'expliquerait bien par les importantes précipitations durant cette période. Cette humidification s'est ensuite stabilisée à une teneur en eau volumique d'environ 30-31 % autour de laquelle on n'observe plus que des variations limitées. Les autres sondes montrent que la teneur en eau a augmenté avec un décalage dans le temps croissant avec la profondeur. De plus, les variations cycliques de teneur en eau présentent une longueur d'onde croissante avec la profondeur, cette longueur d'onde atteignant environ une année dans l'axe central à 2 m de la surface. Ceci reflète l'inertie liée aux transferts hydriques dans le remblai. On peut constater que les variations de teneur en eau à environ 3-4 m de profondeur (sonde 6W17 et 8 W23) sont limitées à 2 points de teneur en eau volumique, soit environ 1 point de teneur en eau pondérale, ce qui est assez faible.

figure 24

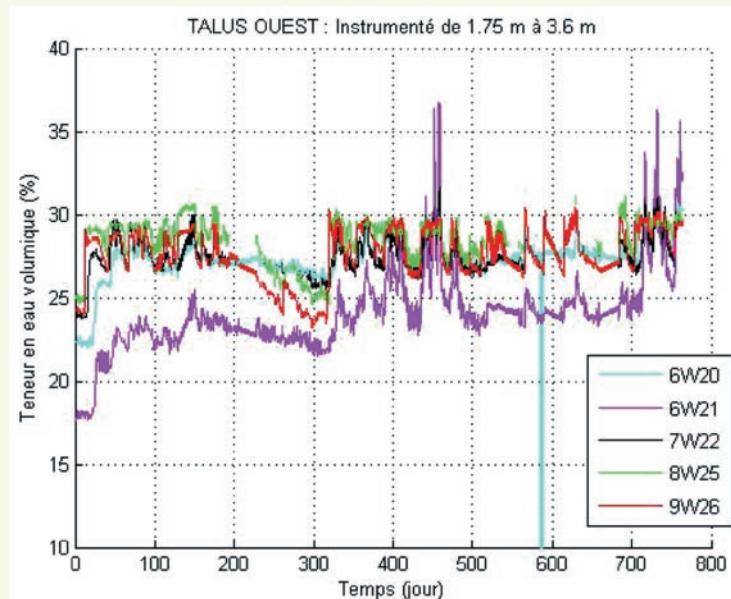
Évolution temporelle de la teneur en eau volumique mesurée par les sondes TDR dans la partie supérieure du remblai et dans l'axe central.



Dans le talus (figure 25), on observe aussi une augmentation notable de la teneur en eau au cours des trente premiers jours, correspondant à environ 4 points de teneur en eau volumique soit 2 points

figure 25

Évolution temporelle de la teneur en eau volumique mesurée par les sondes TDR dans le talus ouest.



de teneur en eau pondérale. On peut aussi observer que la quasi-absence de précipitations entre J200 et J240 (**figure 22**) a conduit à une diminution sensible de la teneur en eau pondérale, atteignant 5 points de teneur en eau volumique au plus proche de la surface (sonde 9W26). Ensuite, des variations notables au cours des périodes d'inondation sont observées pour la sonde 6W21.

➤ Observations dans la base du remblai

Avant les inondations forcées, la plupart des sondes ne montrent pas de variation notable de la teneur en eau volumique au cours des 300 premiers jours, à l'exception de la sonde située dans la couche la moins compactée (**figure 26**, sonde 2W9). En observant les déplacements verticaux dans cette zone (**figure 27**, capteurs 1D2 et 1D9), on constate qu'il y a eu des tassements notables durant les 300 premiers jours, pouvant atteindre 8 %. Ces déplacements conduiraient à une augmentation de la teneur en eau volumique apparente de seulement 2 points, et l'augmentation de 7 points de teneur en eau volumique ne peut donc être attribuée uniquement aux tassements. Ceux-ci seraient probablement générés par une infiltration ayant conduit à une augmentation de la teneur en eau volumique de 5 points, soit environ 2-3 points de teneur en eau pondérale.

figure 26
Évolution temporelle de la teneur en eau volumique mesurée par les sondes TDR dans la base effondrable du remblai.

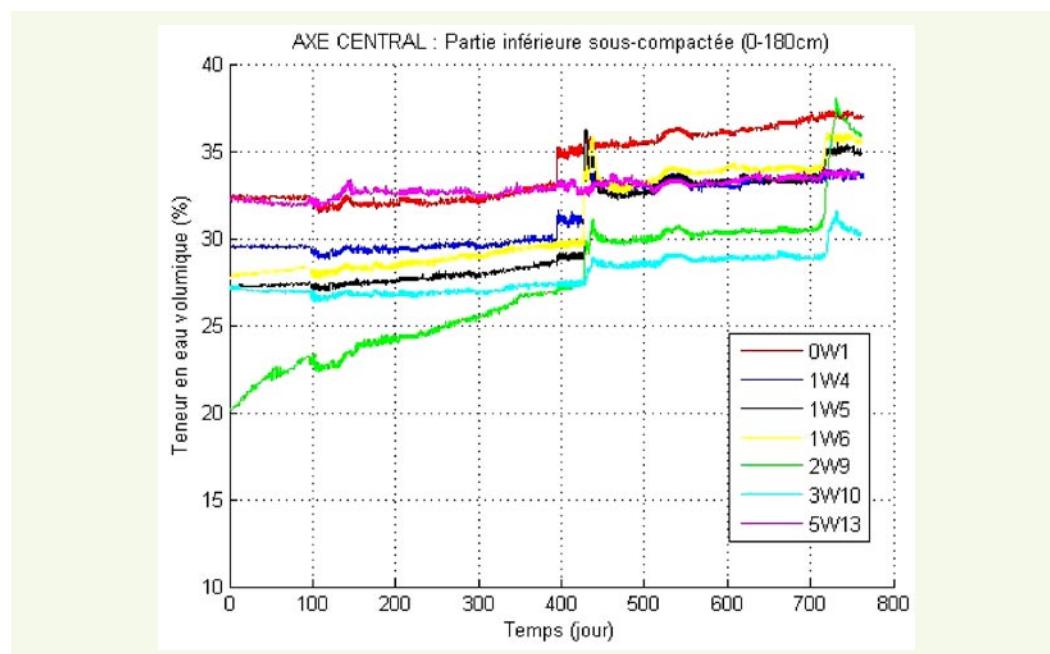
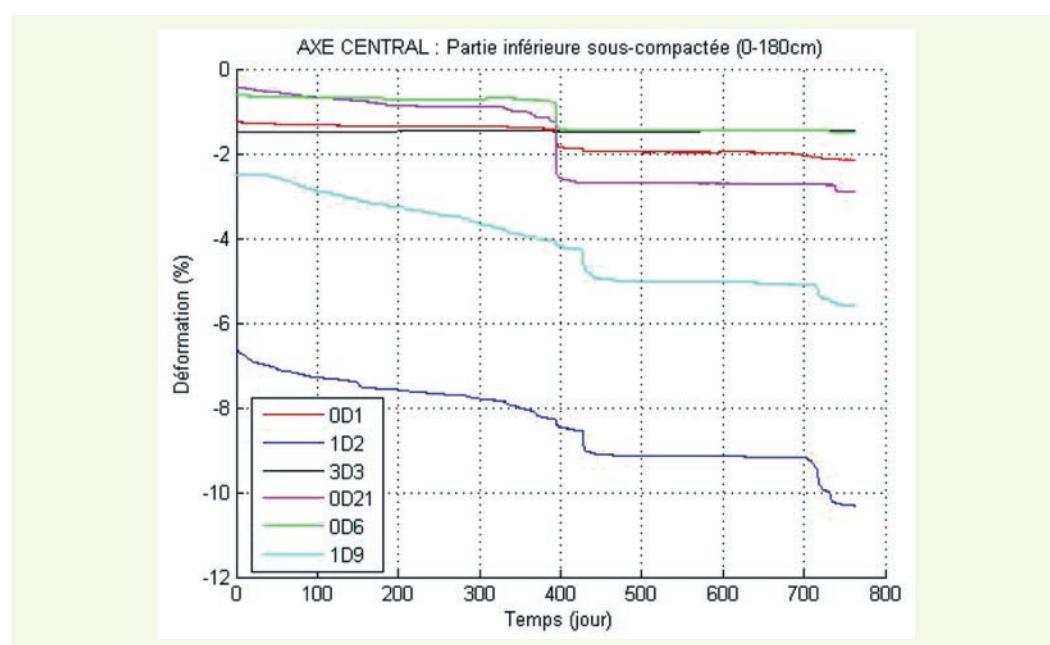


figure 27
Evolution en fonction du temps du déplacement vertical dans la base effondrable du remblai.



Au cours de la première inondation, les mesures des sondes TDR permettent de retrouver les trois phases de sollicitation, à savoir :

- à partir de J393, la saturation de la base drainante, qui s'illustre ici par une légère augmentation de la teneur en eau volumique dans les sondes 0W1 et 1W4, puis à une stabilisation ;
- à partir de J428, l'inondation proprement dite, marquée ici par une légère augmentation de la sonde 0W1 (la plus proche de la base), une augmentation complémentaire importante de 1W4 et une réponse très franche des sondes 1W5 à 2W9. La sonde 3W10, située à 1,15 m de hauteur, ne montre qu'une augmentation limitée de la teneur en eau ;
- à partir de J438, une diminution de la teneur en eau volumique dans les sondes 0W1 à 2W9, consécutive à la vidange des bassins.

On retrouve ces constatations lors de la seconde inondation, au cours de laquelle la sonde 5W13, située à 1,8 m de hauteur environ, n'est pas non plus affectée par l'inondation.

Un fait important est à noter à propos des temps de réponse des sondes par rapport aux dates de début d'inondation. En effet, lors de la première inondation, l'augmentation de la teneur en eau mesurée a commencé le jour même de l'inondation. De même, lors de la seconde inondation, les sondes TDR ont réagi à J718, c'est-à-dire dès la stabilisation de la hauteur d'eau au-delà de 1,4 m.

Enfin, on constate que la vidange des réservoirs à partir de J440 conduit à une baisse de la teneur en eau volumique mesurée par les sondes TDR 1W5 à 3W10, c'est-à-dire au-dessus de 20-30 cm, correspondant probablement à une désaturation du sol. Les sondes 0W1 et 1W4 ne montrent pas cette diminution, indiquant probablement que le sol est resté saturé sur les 10-20 premiers centimètres.

■ Capteurs de déplacement

On ne présentera ici que les mesures de déplacement vertical dans la base du remblai car la partie supérieure n'a subi aucune déformation. Ceci s'explique par le fait que le limon de la partie supérieure est très sableux et ne présente pas de potentiel de gonflement notable. Les mesures seront représentées en déformation, de manière à faciliter la comparaison des résultats de tassomètres portant sur des couches de sol d'épaisseurs différentes.

Les déplacements horizontaux mesurés sont quasiment nuls et ne sont donc pas représentés dans cet article. Cette observation indique que les déplacements verticaux n'ont pas été accompagnés de déformation latérale.

On peut constater que les déformations verticales dans la base du remblai sont uniquement des tassements, et que l'amplitude de ces déformations a atteint des valeurs élevées (jusqu'à 8 %), avant même l'inondation, dans la zone la plus faiblement compactée c'est-à-dire entre 0,5 et 1,2 m de hauteur (capteurs 1D2 et 1D9). Il a pu être montré en analysant les résultats des sondes TDR que ces tassements avant inondation résultait notamment d'une humidification de la base effondrable par un processus qui n'a pas pu être formellement identifié (voir paragraphe précédent).

Les deux phases d'inondation se sont traduites par des tassements supplémentaires qui ont conduit, pour la zone la plus faiblement compactée (capteurs 1D2 et 1D9), à un tassement total pouvant dépasser 10 %, dont seulement 2 points de déformation sont dus à l'inondation. Ceci signifie que la base effondrable avait acquis 80 % du tassement total avant l'inondation. On peut noter, de plus, que la deuxième inondation (~J700) a généré un tassement supplémentaire supérieur à celui causé par la première inondation (J420) mesuré par le capteur 1D2.

Lors de la seconde inondation, les capteurs situés dans les cinquante premiers centimètres ne montrent aucun nouveau tassement. Seuls les capteurs situés au-dessus de 50 cm ont présenté des tassements supplémentaires. Le sol qui avait déjà été saturé ne paraît donc pas subir de déformations supplémentaires lors d'une nouvelle inondation.

■ Carottages et mesures sur échantillons prélevés

Deux sondages carottés ont été réalisés dans la base effondrable en limon A28 au carottier à piston stationnaire, de manière à obtenir des échantillons intacts. La granularité du limon SNEC n'a pas permis de faire de tels prélèvements dans la partie supérieure. Les prélèvements ont eu lieu au mois d'août 2006, c'est-à-dire entre les deux phases d'inondation.

La masse volumique du matériau (figure 28) a été déterminée successivement par deux procédures :

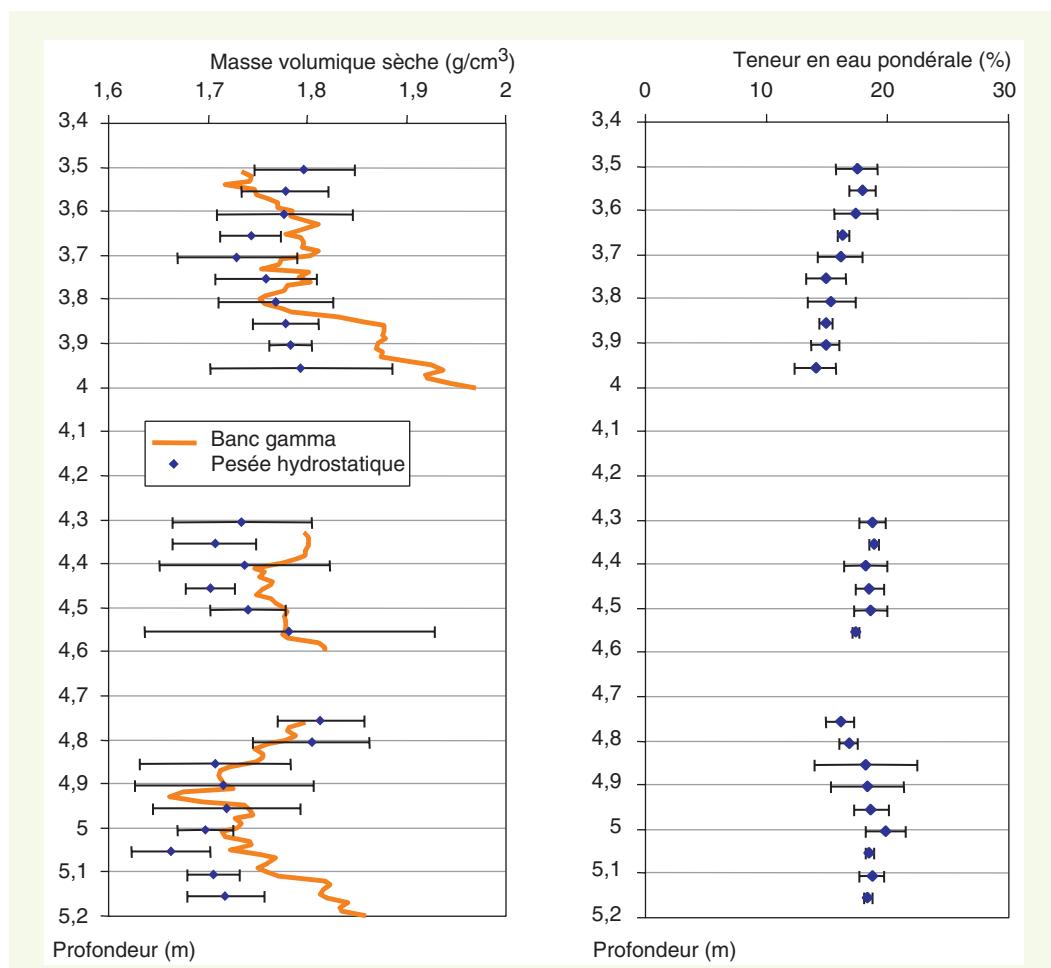
- des mesures au banc gamma sur les carottes intactes, permettant d'obtenir des profils de masse volumique humide ;
- des mesures par pesée hydrostatique sur des blocs découpés dans les carottes, permettant d'obtenir des mesures ponctuelles de masse volumique humide et de teneur en eau pondérale. Le grand nombre d'échantillons prélevés (145 en tout) a permis d'évaluer l'incertitude sur cette mesure.

La teneur en eau pondérale a été déterminée sur des prélèvements dans les carottes et utilisée pour transformer les mesures de masse volumique humide en masse volumique sèche.

On peut constater que les profils de masse volumique sèche déterminés au banc gamma et par pesée hydrostatique sont relativement proches, à l'exception de quelques passages de 10-20 cm (3,8-4,1 m et 5-5,2 m). L'information majeure de ces profils de masse volumique sèche réside dans les valeurs atteintes après l'inondation, qui avoisine 1,7-1,8 t/m³, alors que, dans la zone effondrable, les mesures au moment de la construction faisaient apparaître des valeurs de masse volumique sèche atteignant 1,3-1,4 t/m³ (figure 8).

Les teneurs en eau après inondation dans le premier mètre inférieur sont relativement constantes, proches de 18 %. Dans ce mètre inférieur, la masse volumique sèche de l'ordre de 1,7 t/m³ donne

figure 28
Profils de masse volumique et de teneur en eau dans les carottes prélevées après la première inondation.



une teneur en eau à la saturation de l'ordre de 21 %. Ceci indique donc que le degré de saturation du sol était d'environ 86 % au moment du sondage.

Par ailleurs, l'ouverture des carottes a permis d'observer une discontinuité horizontale particulière à la cote 30 cm environ (**figure 29**). Il ne s'agit pas d'une cassure de la carotte du fait des manipulations car elle est caractérisée par une surface relativement lisse, qui présente l'aspect d'une surface ayant subi une circulation d'eau.

figure 29
Aspect de la discontinuité observée dans la carotte (cote ~ 30 cm).



DISCUSSION

Dans cette dernière partie, les résultats des mesures sont analysés pour répondre à trois questions touchant au comportement des matériaux de remblais en zone inondable :

- A quelle vitesse et par quel cheminement l'eau gagne-t-elle le cœur du remblai en cas d'inondation ?
- Quelle hauteur de remontées capillaires peut être attendue dans ce type de matériau ?
- Est-ce que la masse volumique sèche après inondation peut être évaluée par des essais de laboratoire ?

■ Vitesse et cheminement de l'eau vers le cœur du remblai

La question du risque de tassement des matériaux de remblais soumis à une inondation ne se pose que parce que l'on suppose que le matériau est saturé du fait de l'inondation. Mais si l'on se livre à un calcul hydraulique simple, on constate que cette hypothèse pourrait être discutée. En effet, si la perméabilité saturée du sol compacté était de 10^{-7} m/s, perméabilité réaliste pour un sol fin du même type que le limon A28, l'eau ne pénètrerait dans le sol qu'à une vitesse de l'ordre de 9 mm par jour.

Ainsi, si le cheminement le plus rapide consistait à passer dans la base drainante puis à remonter vers les sondes TDR (**figure 30**), il aurait fallu trente jours environ pour que l'eau accède à la sonde TDR située à 30 cm au-dessus de la base drainante. L'observation des mesures des sondes TDR dans la base du remblai a montré que le phénomène avait été beaucoup plus rapide que cela. Cette observation va être précisée ici en distinguant les phénomènes ayant eu lieu lors de la saturation de la base drainante, de la première inondation et lors de la seconde inondation.

Lors de la saturation de la base drainante (**figure 31**), la sonde au contact remblai/base drainante (0W1) a réagi très brutalement environ 9 heures après le lancement de la saturation, alors que la

figure 30
Cheminement de l'eau théorique a priori le plus court entre le réservoir et l'axe du remblai.

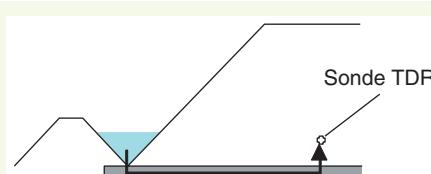
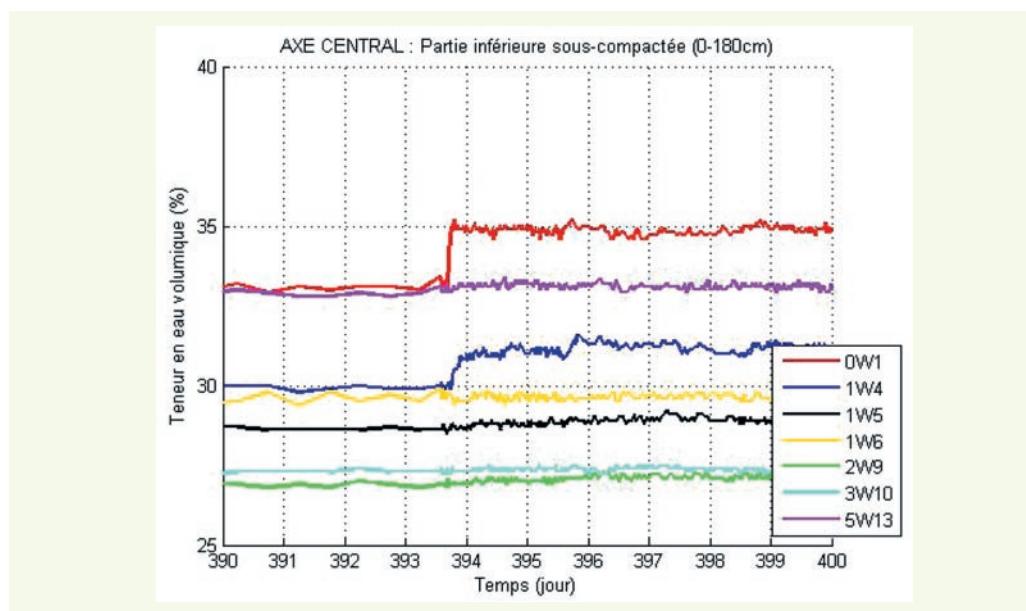


figure 31

Détail de l'évolution des teneurs en eau volumiques données par les sondes TDR lors de la saturation de la base drainante.



sonde située à 10 centimètres de hauteur (1W4) a mis environ 6 heures de plus pour atteindre sa valeur maximale (figure 31). Si le cheminement le plus rapide de l'eau consistait effectivement à passer par la base drainante puis à monter, ce délai correspondrait à une perméabilité verticale dans le limon compacté d'environ $5 \cdot 10^{-6}$ m/s. Cette valeur paraît réaliste pour un limon peu plastique et peu compacté.

L'observation de la réponse des sondes TDR de l'axe central à la première inondation (figure 32), montre que les sondes 1W4, 1W5 et 1W6, situées respectivement à 10, 30 et 53 cm de hauteur par rapport à la base drainante ont réagi simultanément avec une augmentation immédiate de plusieurs points de teneur en eau volumique. Cette augmentation brutale a eu lieu 3 jours et 18 heures après le démarrage de l'inondation. Cette simultanéité de la réaction suggère que le cheminement le plus rapide de l'eau n'ait pas été vertical de bas en haut, mais plutôt horizontal. Si tel était le cas, la distance à parcourir étant d'environ 10,6 m (figure 4), cette vitesse serait de l'ordre de $3 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Lors de la seconde inondation (figure 33), on constate que la réponse des sondes TDR est beaucoup plus étalée dans le temps. De plus, la teneur en eau maximale mesurée par la sonde 2W9, située à

figure 32

Évolution des teneurs en eau volumiques lors de la première inondation.

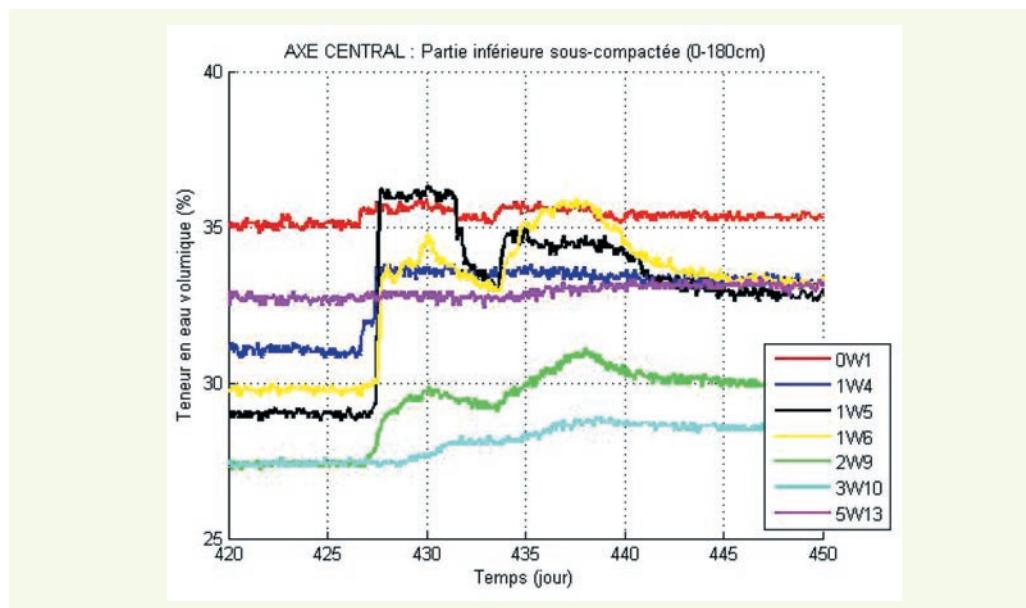
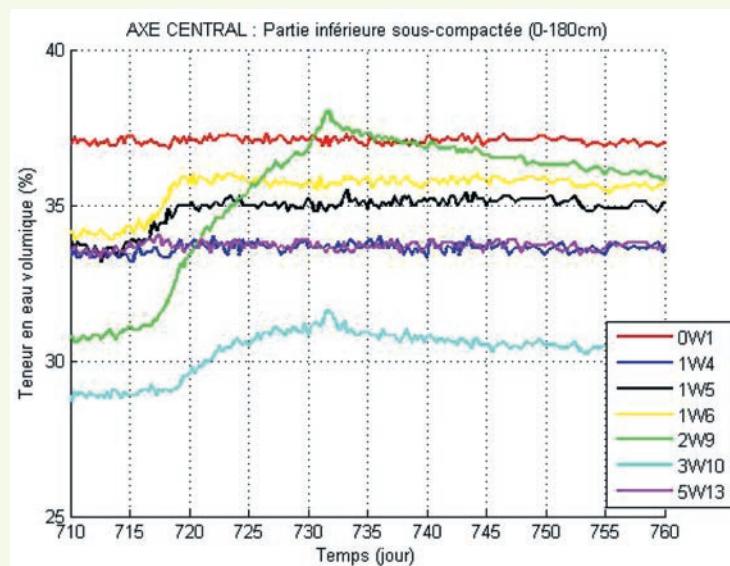


figure 33

Détail de l'évolution des teneurs en eau volumiques données par les sondes TDR lors de la deuxième inondation et de sa vidange.



85 cm de hauteur, est atteinte plus de 10 jours après la stabilisation de la sonde 1W6, située à 53 cm de hauteur. Ce pic à J732 correspond à la fin de l'inondation (figure 23) et suggère que le sol ne soit pas saturé au niveau de la sonde 2W9 au moment de l'arrêt de l'inondation. Il en est de même pour la sonde 3W10, située à 115 cm de hauteur. Ceci suggère qu'au-dessus de 53 cm de hauteur, le cheminement le plus rapide de l'eau ne soit pas horizontal et rapide mais plutôt vertical de bas en haut, gouverné par la perméabilité intrinsèque du sol compacté et donc plus lent.

Le cheminement de l'eau lors des inondations a donc été complexe et dépend de la position verticale dans le remblai (figure 34) :

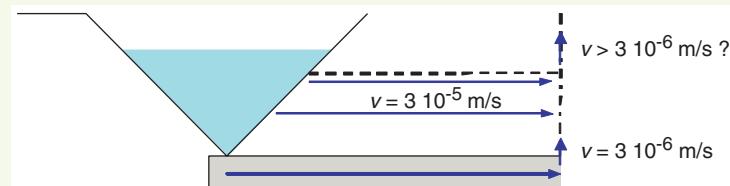
- dans le premier décimètre au-dessus de la base drainante, le cheminement le plus rapide semble avoir été vertical de bas en haut, avec une vitesse d'environ $5 \cdot 10^{-6}$ m/s ;
- entre 10 et 50 cm au-dessus de la base drainante, le cheminement aurait été horizontal avec une vitesse de $3 \cdot 10^{-5}$ m/s ;
- au-dessus de 50 cm, le cheminement aurait été vertical de bas en haut mais les mesures par les sondes TDR situées au-dessus de 50 cm (sondes 2W9 et 3W10) indiquent que le matériau n'a pas été saturé.

Il y aurait donc eu des cheminements préférentiels horizontaux dans les 50 premiers centimètres, qui pourraient correspondre par exemple à la discontinuité observée dans la carotte (figure 29).

Du point de vue de la conception, ce résultat suggère que l'eau peut pénétrer dans le remblai à des vitesses beaucoup plus rapides que la perméabilité intrinsèque du sol compacté. Un remblai n'est pas une masse de sol homogène et des interfaces horizontales ou des couches mal compactées peuvent jouer le rôle de cheminement préférentiel de manière difficile à prévoir. L'usage de compacteurs à pieds dameurs doit permettre de réduire la vitesse aux interfaces entre couches. De plus, la végétalisation ou toute forme de traitement des talus constitue probablement un paramètre supplémentaire permettant de ralentir la pénétration de l'eau dans le corps de remblai.

figure 34

Cheminements probables de l'eau d'après les observations sur le remblai expérimental.

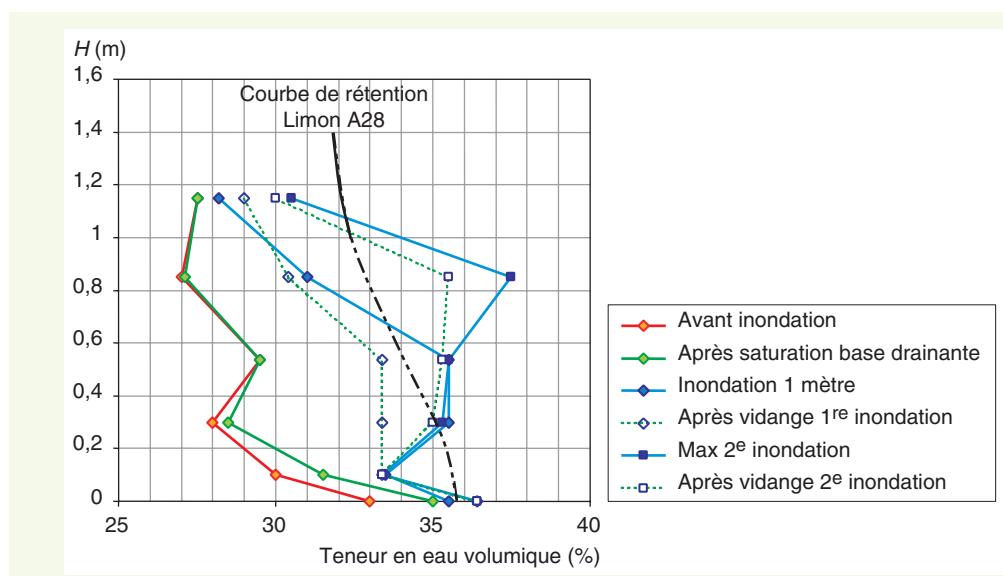


■ Remontées capillaires et saturation de la base du remblai

Dans ce paragraphe, on appellera « front de saturation » la limite supérieure du volume de sol saturé. Sur la base de l'observation des mesures données par les sondes TDR et des capteurs de déplacements, la hauteur de ce front de saturation sera estimée aux différents stades d'inondation.

La saturation de la base drainante a généré une augmentation importante de la teneur en eau pour les sondes TDR situées à 0 et 10 cm de hauteur (0W1, 1W4) mais n'a entraîné qu'une très légère augmentation de la teneur en eau au niveau de la sonde TDR 1W5 située à 30 cm de hauteur. De plus, on peut constater que la teneur en eau de la sonde 1W4 a encore augmenté lors de l'inondation complète (figure 35), ce qui indique que le sol n'était pas complètement saturé à 10 cm de hauteur après la saturation de la base drainante. Le front de saturation n'a donc probablement pas dépassé 10 cm de hauteur.

figure 35
Evolution du profil vertical de teneur en eau volumique à la base du remblai à différents stades du premier cycle inondation/vidange.



La première inondation (figure 32) a généré une augmentation de la teneur en eau au niveau des sondes situées à 10, 30, 55 et 85 cm de hauteur (figure 35). Étant donné que la teneur en eau à 85 cm a encore augmenté lors de la seconde inondation, c'est que le sol n'était pas saturé à 85 cm après la première inondation. Le front de saturation après la première inondation était donc probablement situé entre 60 et 80 cm (figure 36).

La seconde inondation a généré une augmentation notable de la teneur en eau jusqu'à une hauteur de 1,15 m (sonde 3W10), mais la teneur en eau atteinte à 1,15 m est restée très inférieure à la teneur en eau des sondes situées plus bas. En revanche, la teneur en eau atteinte à 85 cm (sonde 2W9) pourrait correspondre à la teneur en eau de saturation du sol. Le front de saturation après la seconde inondation a donc dépassé 85 cm de hauteur mais n'a pas atteint 1,15 m (figure 36).

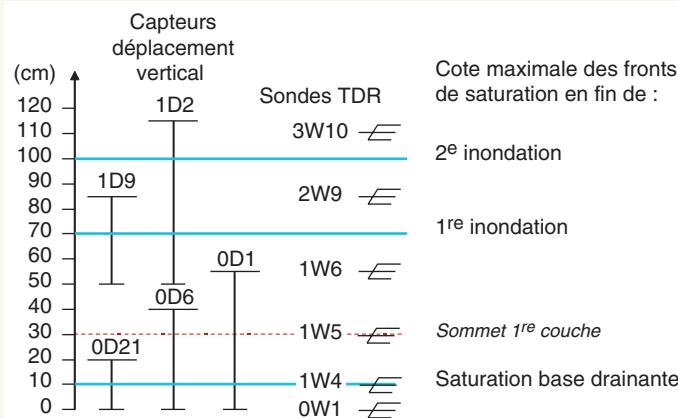
Ces observations apportent les informations factuelles suivantes (figure 36) :

- sous une charge hydraulique comprise entre 0 et 60 cm pendant 30 jours (saturation de la base drainante), le front de saturation dans la base du remblai n'a apparemment pas dépassé une hauteur de 10-20 cm ;
- sous une charge hydraulique comprise entre 80 cm et 1,4 m pendant 20 jours (première inondation), le front de saturation n'a pas dépassé 70-80 cm de hauteur ;
- sous une charge hydraulique de 1 à 1,6 m pendant environ 30 jours (seconde inondation), le front de saturation n'a apparemment pas dépassé 1 m de hauteur.

La courbe de rétention d'eau du limon A28 mesurée par la méthode osmotique (figure 3) indique que le front de saturation pourrait atteindre une hauteur comprise entre 10 cm et près de 1 m, dans la

figure 36

Estimation du niveau atteint par le front d'humification aux différentes phases.



mesure où le point d'entrée d'air est compris entre 1 et 10 kPa. On peut constater ici que la méthode osmotique ne permet pas de déterminer avec la précision nécessaire les remontées capillaires dans des sols peu plastiques, puisque les remontées capillaires dans la base du remblai paraissent être de l'ordre de 10-20 cm. Pour déterminer la courbe en-dessous d'une succion de 10 kPa, il faudrait donc recourir à une méthode du type « plaque tensiométrique » [14]. La méthode osmotique permet seulement de déterminer si le front de saturation peut dépasser 1 mètre, ce qui n'est pas le cas pour le limon A28.

Enfin, il est important de rappeler que des déformations peuvent apparaître même si le sol ne se sature pas intégralement.

■ Peut-on prévoir les déformations dues à la saturation du sol ?

Savoir que le sol risque ou non de s'humidifier sous l'effet de remontées capillaires et/ou d'une inondation est un premier point important mais ce sont surtout les déformations générées par l'humidification qui sont préoccupantes dans la conception de l'ouvrage.

Les tassements générés par l'inondation dépendent de trois paramètres :

- la masse volumique sèche du sol avant inondation, c'est-à-dire après construction ;
- la variation de teneur en eau due à l'inondation. Les déformations seront notamment différentes selon que le sol sera saturé ou non à l'issue de l'inondation ;
- la masse volumique sèche finale du sol après inondation.

Chacun de ces paramètres n'est pas une constante dans l'ouvrage car :

- le remblai est hétérogène en masse volumique après sa construction (figure 8) ;
- l'inondation n'affecte pas toute sa hauteur et conduit à un gradient de teneur en eau (figure 35) ;
- la masse volumique sèche finale dépend, entre autres paramètres, de la contrainte appliquée, c'est-à-dire de la position verticale dans le remblai.

Pour évaluer les tassements dus à une inondation, une méthode simple a été proposée par [12] et développée ensuite par de nombreux auteurs [1]. Le principe de cette méthode, appelée méthode au double-œdomètre, consiste à réaliser sur le sol compacté un essai œdométrique non saturé et un essai œdométrique saturé. Les recherches menées sur le comportement à l'inondation des sols compactées ont en effet montré que la variation d'indice des vides due à une inondation sous une contrainte verticale donnée correspondait à l'écart entre la courbe non saturée et la courbe saturée pour cette contrainte. Ainsi, il a pu être montré que, pour les sols fins peu plastiques tels que le limon A28, la courbe œdométrique du sol saturé donne l'indice des vides final du sol après une inondation, et ce quelle que soit la teneur en eau et la masse volumique sèche initiale [10, 11].

Pour évaluer cette approche, la courbe œdométrique peut être reportée sur le profil vertical de masse volumique sèche avant et après inondation obtenu par les mesures dans le remblai (figure 28). La

contrainte verticale est transformée en hauteur dans le remblai en utilisant simplement la formule $\sigma = \rho g z$, où σ est la contrainte verticale, ρ est la masse volumique du sol, g l'accélération due à la gravité et z l'épaisseur de sol au-dessus du point considéré.

Cette confrontation des profils (figure 37) conduit à deux constats :

- sur toute la hauteur mal compactée de la base du remblai, c'est-à-dire de 4 à 4,9 m de profondeur, l'inondation a généré une augmentation de la masse volumique sèche correspondant au tassement vu par les capteurs de déplacement vertical. Dans la couche inférieure (de 4,9 à 5,2 m), la masse volumique sèche semble avoir diminué en certains points, mais cela résulte probablement de l'erreur pouvant être générée par le choix du profil de masse volumique sèche initiale ;
- le tassement de la base du remblai dû à l'inondation conduit à une masse volumique sèche finale qui varie entre 1,7 et 1,8 g/cm³ environ, y compris dans les zones les plus mal compactées.

On notera de plus que :

- la masse volumique sèche finale paraît présenter une fluctuation non négligeable (entre 1,7 et 1,8 g/cm³), ce qui pourrait résulter au moins en partie de l'erreur dans la détermination de ce paramètre dans les carottes (la différence entre valeurs mesurées au banc gamma et par pesée hydrostatique est de cet ordre de grandeur) ou encore de légères fluctuations dans la nature du sol (avec des passages plus ou moins sableux) ;
- la valeur de masse volumique sèche finale observée (entre 1,7 et 1,8 g/cm³) n'est pas rigoureusement égale à celle donnée par l'essai œdométrique (1,69 g/cm³), ce qui peut résulter aussi de l'erreur de mesure et de la différence inévitable entre un essai de laboratoire et la mesure en vraie grandeur.

En termes de taux de compactage (figure 38), on peut constater que l'inondation conduit le sol à un taux de compactage compris entre 92 et 98 %, avec une moyenne de 94 %. Ce résultat indique que les exigences de compactage en vigueur pour les corps de remblai (95 % en moyenne, 92 % en fond de couche) permettraient d'assurer une stabilité des matériaux en cas d'inondation dans des remblais de cinq mètres de hauteur.

figure 37
Profils de masse volumique sèche et d'indice des vides avant inondation (« Après compactage »), et après la première inondation d'après la courbe de compression vierge œdométrique (« œdomètre sat ») et d'après les mesures sur carottes (« Banc gamma » et « Carottes »).

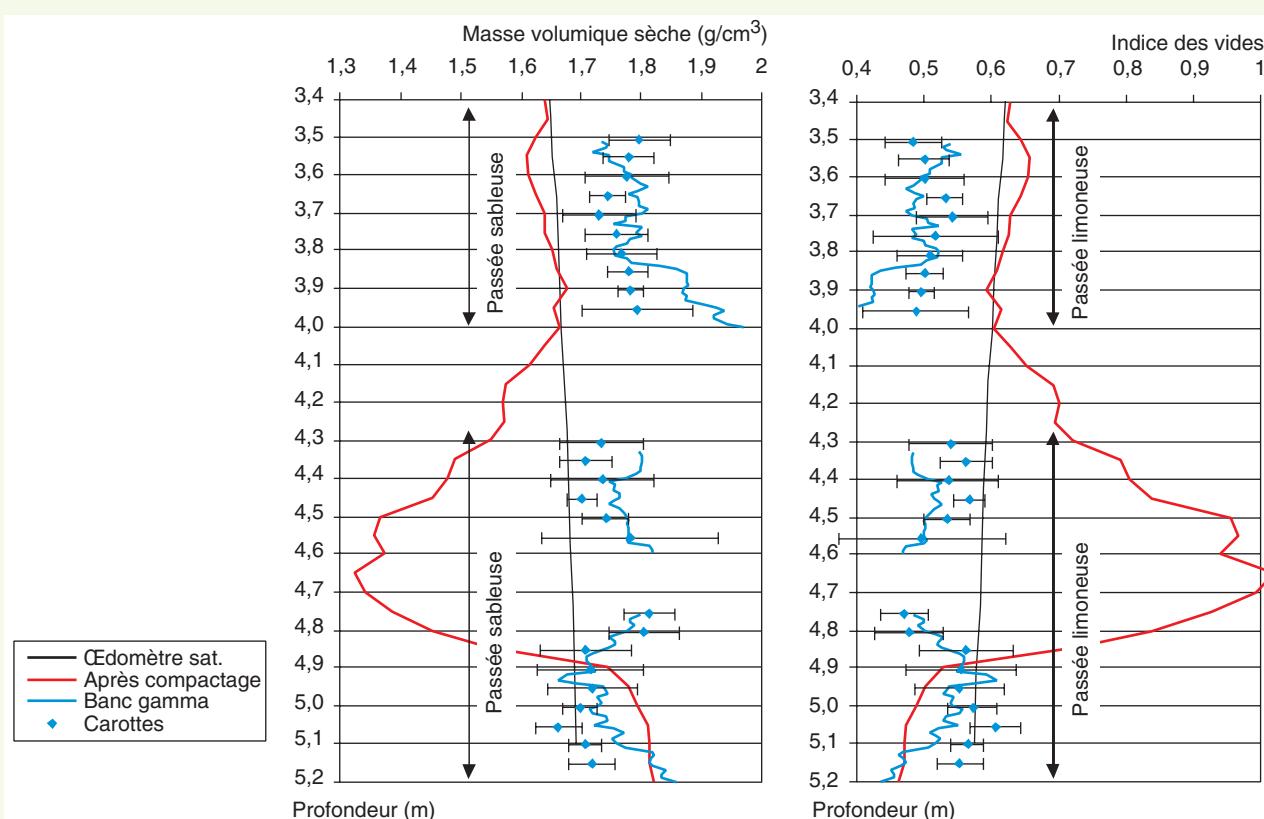
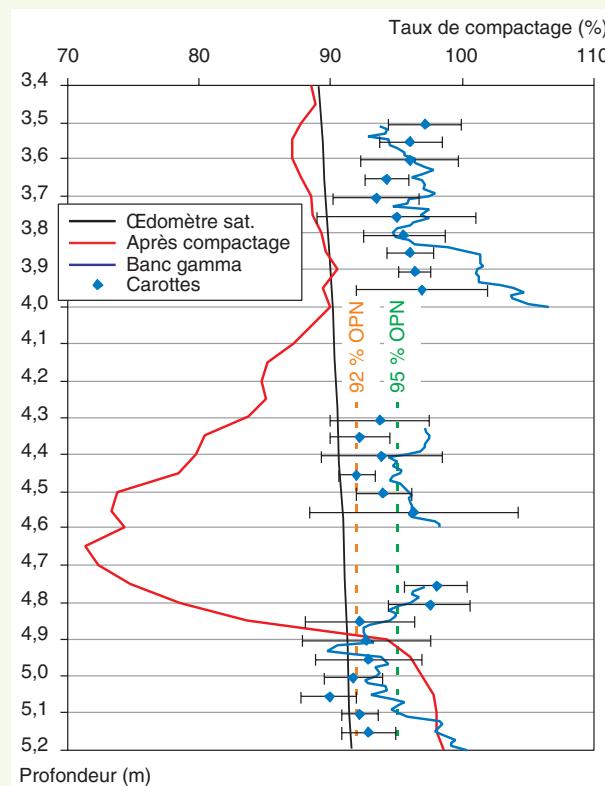


figure 38
Profils de taux de compactage avant inondation (« Après compactage »), et après la première inondation d'après la courbe de compression vierge oedométrique (« domètre sat ») et d'après les mesures sur carottes (« Banc gamma » et « Carottes »).



Ces résultats indiquent que la courbe œdométrique du sol saturé fournit une estimation relativement correcte de la masse volumique sèche après inondation, même si elle apparaît légèrement optimiste dans le cas présent. Ce résultat signifierait que si le sol est compacté à une masse volumique sèche plus élevée que celle de la courbe œdométrique, l'inondation ne génère pas de tassement.

CONCLUSIONS

Un remblai expérimental a été conçu et réalisé pour évaluer le risque de tassement dans les remblais en sols fins localisés dans des zones inondables. L'expérimentation a consisté à construire un remblai de 5 mètres de hauteur avec un limon peu plastique, en sous-compactant la base du remblai de manière caricaturale (taux de compactage inférieurs à 80 %) puis à inonder ce remblai sous une hauteur d'eau de 1 à 1,5 m environ. Les principaux résultats sont les suivants :

- la phase de saturation de la base drainante, destinée à évaluer les remontées capillaires, a montré que le sol, mis en contact avec l'eau, ne s'était pas saturé sur une épaisseur de plus de 10 cm. Cette valeur faible résulte en particulier de l'état humide du sol lors de son compactage ;
- lors des phases d'inondation, l'eau a pénétré dans le remblai à une vitesse importante qui suggère qu'elle a emprunté des cheminements préférentiels. Les interfaces entre couches compactées pourraient jouer ce rôle mais le fait que la base ait été sous-compactée a certainement généré aussi une perméabilité particulièrement forte dans la base du remblai ;
- la base effondrable du remblai a effectivement subi un tassement causé par l'inondation, mais ce tassement n'a pas dépassé 1,5 cm au total. Les déformations dans la toute première couche (20 premiers centimètres), dont le taux de compactage dépasse légèrement 90 %, se sont même avérées négligeables, ne conduisant qu'à un tassement de l'ordre de 3-4 mm. Il s'est avéré que les principaux tassements ont eu lieu au cours de la construction de l'ouvrage.

En résumé, ces résultats indiquent qu'un sol fin peu plastique, compacté à l'état humide selon les règles applicables normalement aux corps de remblais courants (objectif de densification q4) peut subir, dans un remblai de hauteur modeste (5 m pour le remblai expérimental) une inondation sans présenter de tassements majeurs préjudiciables à la géométrie de la plate-forme. Les remontées

capillaires dans ces matériaux sont limitées à une valeur de l'ordre de 10 cm, ce qui ne génère apparemment pas de tassement si le sol est compacté selon les exigences courantes. Enfin, la répétition de l'inondation ne fait pas apparaître de tassements supplémentaires dans les couches de sol déjà saturées, montrant que la saturation du sol ne peut conduire qu'une fois au tassement, après quoi le matériau reste stable.

La question de fond qui était posée à cette recherche était de savoir dans quelle mesure il serait possible d'utiliser des sols fins sans traitement dans des bases de remblais en zone inondable. L'enjeu est très important, aussi bien du point de vue économique qu'environnemental, dans la mesure où les alternatives consistent, au mieux, à traiter le sol (au prix de 4 à 6 € le mètre cube) et, au pire, à recourir à des matériaux insensibles à l'eau, dont le coût peut être très important (jusqu'à 25-30 € le mètre cube sans compter la mise en dépôt éventuel de matériaux du site). L'enjeu de l'utilisation de sols non traités extraits sur le site porte donc sur un rapport de coût au mètre cube compris entre 2 et 10 environ. La réponse finale ne peut bien entendu pas être que technique ou scientifique car les enjeux portent aussi bien sur la conception que sur la maintenance des ouvrages et peuvent être environnementaux et/ou économiques. Il revient aussi aux gestionnaires de décider du niveau de risque qu'ils sont prêts à prendre en fonction de la sensibilité de l'infrastructure considérée (route départementale à trafic moyen, autoroute, ligne ferroviaire classique, ligne ferroviaire à grande vitesse). Néanmoins, les résultats de cette expérimentation ne sont pas alarmants quant à l'utilisation de sols fins dans des remblais de hauteur moyenne en zone inondable.

Enfin, il faut rappeler que la question du tassement n'est pas le seul problème posé par les remblais en zone inondable. En particulier, la question de l'érosion interne et de l'érosion externe devraient constituer une préoccupation majeure si l'on envisageait la réutilisation de sols fins non traités dans la base de ces remblais, conduisant notamment à une protection particulière des talus.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1 LAWTON E.C., FRAGASZY R.J., HETHERINGTON M.D., Review of wetting-induced collapse in compacted soil, *Journal of Geotechnical Engineering*, 118, 9, 1992, 1376-1394.
- 2 ROLLINS K.M., ROLLINS R.L., SMITH T.D., BECKWITH G.H., Identification and characterization of collapsible gravels, *Journal of Geotechnical Engineering*, 120, 3, 1993, 528-542.
- 3 LIM Y.Y., MILLER G.A., Wetting-induced compression of compacted Oklahoma soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130, 10, 2004, 1014-1023.
- 4 BASMA A.A., TUNCER E.R., Evaluation and control of collapsible soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, 118, 10, 1992, 1491-1504.
- 5 DUDLEY J.H., Review of collapsing soils, *Journal of Soil Mechanics, Foundation Division ASCE*, 96, SM3, May 1970, 925-947.
- 6 COX D.W., Volume change of compacted clay fill, In: *Clay fills, Proceedings of the conference held at the institution of Civil Engineers*, London, 1978, 79-86.
- 7 LAWTON E.C., FRAGASZY R.J., HARDCASTLE J.H., Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, 5, 1989, 714-730.
- 8 RAO S.M., REVANASIDDAPPA K., Role of matric suction in collapse of compacted clay soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126, 1, 2000, 85-90.
- 9 ESTABRAGH A.R., JAVADI A.A., BOOT J.C., Effect of compaction pressure on consolidation behaviour of unsaturated silty soil, *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 2004, 540-550.
- 10 FERBER V., Sensibilité à l'humidification des sols fins compactés. Apport d'un modèle de microstructure, *Thèse Ecole Centrale Nantes*, sept. 2005, 2005, 284 p.
- 11 FERBER V., AURIOL J.C., CUI Y.J., MAGNAN J.P., Wetting-induced volume changes in compacted silty clays and high-plasticity clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 2, 2008, 252-265.
- 12 JENNINGS J.E., KNIGHT K., The prediction of total heave from the double oedometer test, *Transactions Symp. on Expansive Clays, South African Inst. of Civ. Engineering*, 1957, 13-19.
- 13 DELAGE P., FRY J.J., Comportement des sols compactés : apports de la mécanique des sols non saturés, *Revue française de Géotechnique*, 92, 2000, 17-29.
- 14 DELAGE P., CUI Y.J., L'eau dans les sols non saturés. *Techniques de l'ingénieur, Construction*, C 301, 2000, 20 pages.
- 15 SETRA-LCPC, *Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR)*, Guide technique, 2 fascicules, 2000, 98 et 102 p.
- 16 TOPP G.C., DAVIS J.L., ANNAN A.P., Electro-magnetic determination of soil water content : Measurements in coaxial transmission lines. *Water Resources Research*, 16, 1980, 574-582.
- 17 IRESON A.M., WHEATER H.S., BUTLER A.P., FINCH J., COOPER J.D., WYATT R.G., HEWITT E.J., Field monitoring of matric potential and soil water content in the Chalk unsaturated zone, In : *Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, A. Tarantino, E. Romero & Y.J. Cui, eds., *Proc. of an International Symposium*, Trento, 27-29 June 2005.