# LE COMPORTEMENT HYDRO-MECANIQUE DE LA COUCHE INTERMEDIAIRE

Les sollicitations induites par les circulations entrainent pour la couche intermédiaire une accumulation de déformations permanentes, pouvant mener à des défauts de géométrie de la voie. Comme énoncé précédemment, la couche intermédiaire remplit une triple fonction. La première est de permettre le drainage d'eau en surface mais également celles infiltrées. La seconde est d'assurer la stabilité de la voie et enfin de jouer le rôle de séparation entre le sol support et le ballast. Afin de mieux appréhender ces deux premiers rôles, il est nécessaire d'en étudier le comportement hydraulique et mécanique de la couche intermédiaire. Ce chapitre s'attache à décrire le comportement hydraulique et mécanique du sol de cette couche. Des critères d'endommagement de la couche intermédiaire seront proposés à la fin.

# A. Etude du comportement hydraulique

La couche intermédiaire joue un rôle essentiel dans le drainage des eaux sur l'infrastructure ferroviaire. Cette fonction est assurée en drainant, vers un système de drainage, d'une part les eaux de pluie, par ruissellement, et les eaux infiltrées dans la couche intermédiaire. La nature et la constitution de la couche intermédiaire jouent un rôle important dans son comportement hydraulique. En effet, sa densité et sa teneur en fines évoluent dans le temps et dépend du type de sol support et de l'état hydrique de la plateforme. Cette évolution influence non seulement son comportement mécanique, mais aussi sa capacité de drainage. Pour appréhender le comportement hydraulique de cette couche, il est nécessaire d'en déterminer sa conductivité hydraulique. Généralement, celle-ci est influencée par la granulométrie, les propriétés physiques des particules, la distribution des particules, la texture, la densité (Murray *et al.*, 2000). Pour les sols grossiers, elle dépend fortement de leurs teneurs en fines ainsi que les propriétés de ces fines et leurs distributions dans les macro-pores (Côté & Konrad, 2003).

## 1. Le rôle de l'eau dans le comportement mécanique des sols non saturés

Le rôle de l'eau dans le comportement mécanique des sols non saturés a été étudié par Delage et Cui (1996) en analysant d'une part le comportement hydraulique des sols non saturés puis d'autre part son comportement mécanique. Les sols grossiers non saturés exercent sur l'eau une attraction appelée la capillarité. Ce phénomène se produit à l'interface entre l'air et l'eau, où les molécules d'eau situées à la surface sont attirées vers la masse d'eau. La surface de l'eau est soumise à une force perpendiculaire à la surface libre qui engendre des tensions de surface et l'apparition d'un ménisque aqueux. La différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Jurin (Équation IV-1).

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos\theta}{r}$$

Équation IV-1

avec :  $u_a$  et  $u_w$  qui sont respectivement la pression d'air et d'eau ;  $\sigma_s$  la tension de surface eau/air ;  $\theta$  l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide ; r qui est le diamètre du tube capillaire.

Dans le cas des sols grossiers, ce sont les gros pores qui se désaturent en premier situant les ménisques au niveau des plus petits pores du squelette granulaire. En revanche, dans ces micropores il est nécessaire, pour l'étude du comportement de ces sols fins, de prendre en compte l'interaction physico-chimique entre l'eau et les minéraux argileux, phénomène nommé la succion définie par la loi de Kelvin (Équation IV-2). Cette interaction se manifeste par l'émergence de liaison hydrogène O-OH forte, issue de la superposition de deux feuillets de kaolinite, leur conférant une grande stabilité. Cette énergie de liaison est d'autant plus forte que les molécules d'eau adsorbée sont proches de la surface du minéral.

$$u_a - u_w = \frac{RT}{gM} x ln(h)$$

Équation IV-2

avec : u<sub>a</sub> et u<sub>w</sub> qui sont respectivement la pression d'air et d'eau ;R la constante molaire des gaz ; T la température thermodynamique ; g l'accélération due à la pesanteur ; M la masse molaire de l'eau ; h est l'humidité relative.

Ce sont les limites d'Atterberg qui permettent, au niveau macroscopique, de déterminer l'interaction eau-argile. En dessous de la limite de retrait, le sol est sec et non saturé, dans ce cas l'eau interstitielle est très solidement liée par l'action de la succion évitant ainsi que le matériau ne se trouve à l'état pulvérulent. L'état pâteux obtenu à l'état plastique est conféré par un état plus libre de l'eau adsorbée. Lorsque le sol est à l'état liquide, l'eau est à l'état libre. C'est l'indice de plasticité qui détermine la quantité d'eau nécessaire pour passer un sol de l'état solide à liquide, en saturant progressivement par mouillage le sol. Ainsi, un sol plus plastique adsorbera une plus grande quantité d'eau pour atteindre l'état liquide. Cependant, la désaturation de ce matériau sera beaucoup plus longue qu'un sol moins plastique. Ce comportement se traduit en termes de comportement d'une couche intermédiaire par une capacité plus importante à retenir l'eau et donc à contribuer à la dégradation de cette structure

occasionnant notamment des remontées de fines. Ce constat peut également être mis en lien avec le phénomène d'hydratation séchage des sols argileux qui modifie la structure des micropores de ces sols en développant des microfissurations puis des fissurations, propices à l'imbibition des sols. Ainsi, les sols plastiques, généralement gonflants, présentent de grandes variations volumiques en fonction de leur teneur en eau les rendant inaptes en fondation. Donc, pour assurer la pérennité de la couche intermédiaire, il est nécessaire de vérifier son degré de plasticité.

L'étude mécanique des sols fins non saturés a mis en évidence l'impact de la succion sur le comportement des sols. Ainsi le comportement des échantillons à la rupture, montre que lorsqu'il y a une augmentation de la succion celle-ci s'accompagne d'une augmentation de la cohésion apparente avec une modification de l'angle de frottement en fonction de l'état du sol. De façon générale, on observe une augmentation de l'angle de frottement pour les sols plastiques et denses, et une diminution pour ceux peu plastiques et lâches. On peut donc dire que l'augmentation de la succion renforce les propriétés mécaniques du matériau. En termes de compression, cela se traduit par une diminution de la déformation du matériau, rendant celui-ci plus rigide. Cette notion est importante, car comme pour les sols saturés, les sols non saturés gardent en mémoire leur histoire de chargement et donc la plus grande contrainte subie. Dans notre cas d'étude, elle correspond au compactage induit par les circulations de train, et les modifications qui s'en accompagnent (augmentation de charge et de vitesse), successives sur la ligne. Ainsi l'augmentation de la succion augmente « artificiellement » la contrainte de compactage et par conséquent occasionne une diminution du coefficient de compression Cc, limitant ainsi les tassements.

Ainsi au travers de cette présentation, on comprend bien en quoi l'étude du comportement de la couche intermédiaire à l'état non saturé est important pour mieux appréhender son fonctionnement global.

#### 2. Conductivité hydraulique de la couche intermédiaire

Trinh (2011) a étudié le comportement hydraulique de la couche intermédiaire. Ce travail, réalisé en laboratoire à l'aide d'une colonne d'infiltration (Figure IV.1) a concerné aussi bien le sol de la couche intermédiaire dans son ensemble que la partie des particules fines (< 2 mm).



Figure IV.1 : Numéros et positions des capteurs dans la grande colonne d'infiltration (Trinh, 2011)

Il a réalisé trois essais à l'état non saturé (HGN 1, 2 et 3), en respectant un même mode opératoire, avec les suivis de la teneur en eau volumique par sonde TDR à cinq niveaux différents (TDR 1 à 5) et de la succion par tensiomètres, également à cinq niveaux différents (T1 à T5).

a. Comportement hydraulique de la couche intermédiaire

# Détermination de la courbe de rétention

La détermination de la conductivité hydraulique nécessite la détermination de la courbe de rétention d'eau. Cela se fait à l'aide des mesures simultanées de la succion et de la teneur en eau volumique sur la colonne d'infiltration.



Figure IV.2 : Essai HGN1 – Courbe de rétention d'eau (Trinh, 2011)



Figure IV.3 : Essai HGN2 – Courbe de rétention d'eau (Trinh, 2011)

Les résultats obtenus à partir des essais HGN1, 2 et 3 (Figure IV.2, Figure IV.3, Figure IV.4) montrent des mesures similaires pour des succions supérieures à 0,3 kPa. Cependant, on peut noter les valeurs irrégulières pour le capteur situé au niveau h=200 mm, probablement à cause de l'hétérogénéité de l'échantillon. En effet, de gros éléments pourraient exister à proximité des capteurs, ce qui peut engendrer des écarts dans les mesures.



Figure IV.4 : Essai HGN3 – Courbe de rétention d'eau (Trinh, 2011)

En considérant la teneur en eau à l'état saturé  $\theta_s = 25,0$  %, les modèles de van Genuchten (1980) et de Brooks-Corey (1965) sont donc calés sur les points expérimentaux des essais HGN1, HGN2 et HGN3, correspondant à des succions supérieures à 0,3 kPa. La Figure IV.5 présente la comparaison entre les modèles et les résultats expérimentaux. On voit un bon accord pour des valeurs de succion supérieures à 0,3 kPa. Pour les succions inférieures à 0,3 kPa, une dispersion expérimentale est observée, qui peut être expliquée par la précision des capteurs dans cette faible gamme de succions.



Figure IV.5 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les modèles de van Genuchten et de Brooks-Corey (Trinh, 2011)

Les paramètres des modèles trouvés sont présentés dans le Tableau IV.1.

Modèle	Formule	Paramètre
van Genuchten	$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{\left[1 + (\alpha h)^n\right]^m}$	<ul> <li>Teneur en eau volumique saturé : θ<sub>s</sub> = 25,0%</li> <li>Teneur en eau volumique résiduelle : θ<sub>r</sub> = 0%</li> <li>Constants : α = 4 ; n = 1,17 ; m = 0,15</li> </ul>
Brooks-Corey	$\theta = \theta_s \qquad si  s < s_a$ $\theta = \theta_s \left(\frac{s_a}{s}\right)^{\lambda}  si  s \ge s_a$	<ul> <li>Teneur en eau volumique saturé : θ<sub>s</sub> = 25,0%</li> <li>Pression d'entrée d'air : s<sub>a</sub> = 0,02 kPa</li> <li>Constant : λ = 0,17</li> </ul>

Tableau IV.1 : Paramètres des modèles de van Genuchten (1980) et Brooks-Corey (1964)

Ainsi, à partir des mesures simultanées de succion et de teneur en eau volumique à différents niveaux de la colonne d'infiltration pendant les phases de séchage, il est possible de déterminer la conductivité hydraulique à l'état non saturé selon la méthode des profils instantanés (Daniel, 1982). La conductivité hydraulique du sol non saturé est calculée à trois sections différentes (h = 400 ; 450 et 500 mm) et à différents temps. La Figure IV.6 présente la relation entre la conductivité hydraulique du sol à la densité  $\rho_d$  = 2,01 Mg/m<sup>3</sup> en fonction de la succion. Le résultat montre que la conductivité hydraulique diminue lorsque la succion augmente. De plus, les résultats obtenus par deux essais, HGN1 et HGN2, sont similaires, indiquant une bonne répétabilité des mesures.



Figure IV.6 : Comparaison de la conductivité hydraulique entre deux essais, HGN1 et HGN2 (Trinh, 2011)

D'après Côté & Konrad (2003) et Ekblad & Isacsson (2007), le modèle de Brooks-Corey (Équation IV-3) et celui de van Genuchten (Équation IV-4) sont les plus utilisés pour déterminer la perméabilité des sols grossiers.

$$k = k_s \cdot \left(\frac{s_a}{s}\right)^{2+3\lambda}$$

Équation IV-3

$$k = k_s \cdot \Theta^2 \cdot \left[ 1 - (1 - \Theta^{1/m})^m \right]$$
  
avec  $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ 

Équation IV-4

où : *I*, *m* sont les paramètres des modèles,

S<sub>a</sub> est la pression d'entrée d'air,

 $\theta_{\rm r}$ ,  $\theta_{\rm s}$  sont respectivement les teneurs en eau volumiques résiduelle et à l'état saturé.





Figure IV.7 : Comparaison entre les valeurs expérimentales de conductivité hydraulique et les simulations des modèles (Trinh, 2011)

Figure IV.8 : Modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten après les corrections des paramètres (Trinh, 2011)

La Figure IV.7 présente les modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten en utilisant les mêmes paramètres déduits de la courbe de rétention d'eau (Tableau IV.1). On observe que la simulation du modèle de van Genuchten est plus proche des valeurs expérimentales en comparaison avec le modèle de Brooks-Corey. Pourtant, les valeurs de deux modèles sont toujours plus petites que celles mesurées.

L'adaptation des paramètres (Tableau IV.2) des modèles par rapport à ceux déduits de la courbe de rétention d'eau permet d'obtenir le résultat présenté sur la Figure IV.8.

Modèle	Courbe de rétention d'eau	Conductivité hydraulique	
Brooks Corov	s <sub>a</sub> = 0,02 kPa	s <sub>a</sub> = 0,1 kPa	
Brooks-Corey	$\lambda = 0,17$	λ = 0,01	
van Genuchten	<i>θ</i> <sub>s</sub> = 0,25	<i>θ</i> <sub>s</sub> = 0,25	
	$\theta_r = 0$	$\theta_r = 0$	
	<i>m</i> = 0,15	<i>m</i> = 0,2	

Tableau IV.2 : Correction des paramètres des modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten

Le Tableau IV.2 montre que, pour ajuster ces modèles, les deux paramètres du modèle de Brooks-Corey ont été changés tandis que pour le modèle de van Genuchten, seul le paramètre *m* est modifié.

Ainsi, le modèle de van Genuchten permet de mieux simuler la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire à l'état non saturé.

#### Effet de la densité

Afin d'étudier la variation de la conductivité hydraulique du sol intermédiaire, due à la déformation induite par le chargement ferroviaire, le comportement hydraulique du sol intermédiaire prélevé sur le site de Sénissiat a été étudié à différentes densités.

La densification de l'échantillon contenu dans le moule servant à l'essai Hydraulique sur le Grand moule à l'état Saturé (HGS1) a été réalisée à l'aide de la presse triaxiale de 500 kN en cinq paliers. La conductivité hydraulique à l'état saturé a été mesurée à chaque palier. Afin de calculer précisément la densité de l'échantillon, celui-ci a été sorti après le premier palier de chargement pour vérifier sa hauteur.

L'évolution de la masse volumique sèche de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée est présentée sur la Figure IV.9. Cette évolution est calculée à partir du déplacement du piston (Figure III-28).

La Figure IV.10 présente la conductivité hydraulique en fonction de la densité et de la porosité obtenue à partir de l'essai HGS1. On note que la conductivité hydraulique diminue lorsque la densité augmente et que la variation de la conductivité hydraulique entre deux paliers est importante quand la densité est faible, et relativement petite lorsque celle-ci est grande.



Figure IV.9 : Essai HGS1 – Masse volumique sèche en fonction de la force appliquée (Trinh, 2011)



Figure IV.10 : Essai HGS1 – Conductivité hydraulique saturée en fonction de la densité (Trinh, 2011)

La Figure IV.11 présente les résultats des autres essais réalisés (HGN1 sur la colonne d'infiltration et ET1, ET2 sur le moule de compression). On observe que les résultats obtenus sur ces différents échantillons sont significativement différents. La dispersion entre les essais peut être liée à la répartition des fines entre les gros éléments, à l'effet de paroi et à la méthode de compactage. En effet, si la répartition des grains n'est pas régulière et les gros cailloux sont mis au bord du moule, la perméabilité sera plus grande.



Figure IV.11 : Conductivité hydraulique du sol saturé en fonction de la masse volumique sèche (Trinh, 2011)

Ainsi, ces essais ont mis en évidence la diminution de la perméabilité de la couche intermédiaire avec l'augmentation de la densité.

3. Influence des particules fines sur la conductivité hydraulique

Afin de vérifier l'influence des fines (d < 0,08 mm) sur la conductivité hydraulique du sol, quatre essais ont été effectués pour étudier la conductivité hydraulique à l'état saturé, sur le sol intermédiaire écrêté à 2 mm, avec ou sans ajout des particules fines de sol support. L'essai HPS1 a été réalisé sur le sol sans ajout ; deux autres essais, HPS2, HPS3, ont été réalisés sur un mélange du sol écrêté à 2 mm et à 10% du poids total de sol support. L'essai HPS4 a été réalisé avec des particules du sol intermédiaire de granulométrie comprise entre 0,08 mm et 2 mm et avec ajout des fines de granulométrie inférieure à 0,08 mm du sol support situé hors surcharge ferroviaire, donc non contaminé par d'éventuelles attritions du ballast et autres usures de rail.

La densité sèche de l'essai HPS2 est de 1,81 Mg/m<sup>3</sup>, la même que les essais HPN1 et HPS1. Cette valeur transposée à une couche intermédiaire non écrêtée correspond à une densité sèche de 2,22 Mg/m<sup>3</sup>. En revanche, l'essai HPS3 a été réalisé avec une densité sèche de 1,95 Mg/m<sup>3</sup> correspondant à la densité in situ de la couche intermédiaire ( $\rho_d$  = 2,39 Mg/m<sup>3</sup>). La densité sèche pour l'essai HPS4 est de 1,81 Mg/m<sup>3</sup>, qui correspond à une densité de la couche intermédiaire en place de 2,22 Mg/m<sup>3</sup>.

Les paramètres des échantillons pour ces essais sont présentés dans le Tableau IV.3.

Essai	Sol écrêté à 2 mm	$ ho_{d}$ Mg/m $^{3}$	$ ho_{ m s}$ Mg/m $^3$	Porosité n
HPS1	SI	1,81	2,67	0,32
HPS2	SI+10% de sol support	1,81	2,63	0,31
HPS3	SI+10% de sol support	1,95	2,63	0,26
HPS4	SI (0,08mm - 2mm) + sol en piste (<0,08mm)	1,81	2,62	0,31

Tableau IV.3 : Paramètres des échantillons pour les essais HPS1, HPS2, HPS3 et HPS4

La Figure IV.12 présente l'ensemble des résultats des essais HPN1 (non saturé), HPS1, HPS2, HPS3 et HPS4. On remarque que les deux essais réalisés avec le sol intermédiaire inférieur à 2 mm donnent des valeurs similaires. A une même densité, le sol intermédiaire écrêté à 2 mm et ajouté de 10% de sol support (HPS2) montre une valeur de conductivité hydraulique plus faible que le sol intermédiaire écrêté à 2 mm. L'essai HPS3 qui a une masse volumique sèche de 1,95 Mg/m<sup>3</sup> correspondant à la densité de la couche intermédiaire du site de Sénissiat présente également une conductivité hydraulique plus petite que les essais HPN1 et HPS1. On peut conclure que l'ajout de fines engendre une diminution de la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire.

La conductivité hydraulique mesurée lors de l'essai HPS4 est de 5,70.10<sup>-9</sup> m/s qui est nettement inférieure à la valeur de l'essai HPS1 ( $k_s = 9,59.10^{-8}$  m/s). L'explication est que les fines du sol intermédiaire ont été colmatées par la dégradation du ballast et les produits d'usure tandis que les fines du sol en piste n'ont pas été colmatées. Cela peut mettre en évidence l'influence de la nature chimique et minérale des fines sur la conductivité. Notons que la granulométrie des fines (d < 0,08 mm) du sol en piste et celle du sol intermédiaire sont très proches (Figure II-19). On conclut ainsi que la nature minéralogique et la pollution influencent la conductivité hydraulique de la couche intermédiaire.



Figure IV.12 : Conductivité hydraulique du sol saturé en fonction de la masse volumique des sols (Trinh, 2011)

Cette partie a mis en évidence l'effet de la densité et des fines sur le comportement hydraulique de la couche intermédiaire. Cependant, pour comprendre le comportement global de cette couche, il est nécessaire d'appréhender son comportement mécanique.

# B. Etude du comportement mécanique

L'objectif de cette partie est de présenter à travers les résultats des essais triaxiaux (Figure IV.13), de Trinh (2011), le comportement mécanique de la couche intermédiaire prélevée sur le site de Sénissiat. On a fait évoluer deux paramètres qui semblent primordiaux : la teneur en eau et la teneur en fine de l'échantillon. En effet, de par son positionnement dans la structure ferroviaire, la couche intermédiaire peut être sujette à des variations d'état hydrique influençant son comportement mécanique. A ce titre, on a considéré trois valeurs différentes de teneur en eau : 4% (considérée comme étant celle à l'OPM), 6%, et 12% (correspondant à l'état saturé). De plus, on a fait évoluer la courbe granulométrique en jouant sur l'effet de la teneur en fine du matériau. En effet, celle-ci peut avoir une influence importante sur les propriétés mécaniques du sol. Pour mettre en lumière cet impact, on a soit soustrait soit ajouté des fines du sol support au sol naturel.



Figure IV.13 : Vue de la cellule triaxiale assemblée pour un essai

# 1. Les essais triaxiaux cycliques

On a suivi la procédure de chargement proposée par Gidel *et al.* (2001) dans l'essai triaxial cyclique. L'essai consiste à appliquer à une même éprouvette plusieurs niveaux de chargement successifs croissants. Ceci permet de réduire le nombre d'essais à réaliser, mais également la dispersion expérimentale. Les niveaux de contrainte appliqués sont définis en se basant sur les résultats des essais monotones et sur la distribution des contraintes dans la couche intermédiaire de la plateforme ferroviaire. Celle-ci dépend de la charge liée au passage des trains, du type de traverses (dimension et poids), de l'espacement entre les traverses et de l'épaisseur des couches sus-jacentes. La charge à l'essieu des trains circulant sur le réseau ferré national varie de 17 t à 22,5 t (correspondants à la charge d'un TGV et d'un train FRET).



Figure IV.14 : Contrainte verticale calculée par la méthode Boussinesq en fonction de la profondeur sous la traverse (Trinh, 2011)

Dans le cadre de ses travaux, Trinh a réalisé cinq essais triaxiaux cycliques. Les trois premiers EC 1 à EC 3 ont pour but de vérifier l'effet de l'eau sur le comportement de la couche intermédiaire, alors que les deux autres, EC 4 et EC 5, permettent de vérifier l'effet des fines sur le comportement du matériau. Une synthèse des paramètres des essais est présentée au Tableau IV.4.

Essai	Matériau	<i>o</i> ₃(kPa)	$ ho_{d}$ (Mg/m <sup>3</sup> )	f (Hz)	⊿q/⊿р	w (%) imposée	w (%)  après l'essai
EC1	SI	30	2,01	5	3	4,0	3,9
EC2	SI	30	2,01	5	3	6,0	6,1
EC3	SI	30	2,01	5	3	12,0	-
EC4	SI+5%SS	30	2,01	5	3	6,0	5,7
EC5	SI+10%SS	30	2,01	5	3	6,0	6,1

Tableau IV.4 : Synthèse des paramètres des essais cycliques

# a. Influence de la teneur en eau

L'influence de la teneur en eau sur le comportement de la couche intermédiaire a été étudiée en comparant les essais EC1, EC2 et EC3 réalisés à trois teneurs en eau différentes w = 4 % (EC1), 6 % (EC2) et 12 % (EC3) (soit respectivement  $S_r = 32$ , 48 et 100 %). Ce comportement est caractérisé par une partie réversible et une autre partie irréversible.

# Étude du comportement réversible

La norme NF EN 13286-7 (AFNOR, 2004) définit les essais permettant d'étudier le comportement réversible du matériau granulaire utilisé dans les couches de chaussées. Les résultats d'essais obtenus peuvent être utilisés pour déterminer les valeurs du module d'élasticité du matériau ou des paramètres de modèles élastiques non linéaires qui peuvent être une donnée d'entrée pour le dimensionnement des chaussées.

Dans notre cas, le module d'Young ayant été préalablement déterminé et l'objectif principal étant d'étudier l'influence de la teneur en eau sur le comportement du sol de la couche intermédiaire, il n'est pas nécessaire de conditionner l'échantillon conformément à la norme ci-dessus. L'évolution du module d'Young déterminée par les trois essais EC1, EC2 et EC3 est présentée sur la Figure IV.15 (pour les trois premiers paliers (a) et pour le dernier palier (b)). On observe que pour les trois premiers paliers, le module de Young est constant, d'environ 175 MPa, indépendant de la charge appliquée (Figure IV.15a). Quant au dernier palier, différents enseignements peuvent en être déduits. Tout d'abord, à w = 4 % (EC1), le module continue à croître avec le nombre de cycles. Concernant l'EC2, le module est constant et n'a que faiblement évolué lors du dernier palier pour atteindre une valeur de 175 MPa. Quant à l'EC3, celui-ci a atteint la rupture après un faible nombre de cycles. Ces graphiques montrent bien qu'à grand nombre de cycles, le module de Young dépend de l'état de l'éprouvette et notamment de la teneur en eau.



Figure IV.15 : Essais EC1, EC2, EC3 – Module de Young en fonction du nombre de cycles pour : (a) 1<sup>er</sup> palier, 2<sup>e</sup> palier et 3<sup>e</sup> palier, (b) 4<sup>e</sup> palier (Trinh, 2011)

La Figure IV.16 présente le module d'Young à la fin de chaque palier en fonction des déviateurs appliqués. Nous constatons qu'avec l'augmentation du niveau de chargement, le module d'Young augmente pour l'essai EC1 et EC2 (w = 4 % et w = 6 %), tandis qu'il diminue pour l'essai EC3 (w = 12 %). En conclusion, la teneur en eau influence le comportement réversible de la couche intermédiaire.



Figure IV.16 : Essais EC1, EC2, EC3 – Module d'Young réversible à la fin des paliers en fonction du déviateur (Trinh, 2011)

#### Étude des déformations permanentes

La Figure IV.17a présente les déformations permanentes axiales pour les trois essais EC1, EC2 et EC3 en fonction du nombre de cycles. Un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure IV.17b. Ces résultats mettent en évidence l'influence importante de la teneur en eau sur les déformations permanentes axiales. Les déformations augmentent lorsque le déviateur augmente.



Figure IV.17 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles : (a) essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

Afin d'analyser l'influence du niveau de chargement, la Figure IV.18 présente les déformations permanentes axiales des trois essais EC1, EC2 et EC3 lors du premier palier (Figure IV.18a), du deuxième palier (Figure IV.18b), du troisième palier (Figure IV.18c) et du quatrième palier (Figure IV.18d). Pour le premier palier,  $\Delta q_{max}$  45 kPa, l'essai EC1 montre une augmentation rapide de la déformation permanente lors des premiers cycles avec une stabilisation des déformations après 1 000 cycles  $\varepsilon_{a^p} = 2,5.10^{-4}$ . Quant à l'essai EC2, la déformation permanente axiale augmente rapidement jusqu'à 5000 cycles, puis se stabilise à  $\varepsilon_{a^p} = 3,5.10^{-4}$ . Par contre, à l'état saturé, la stabilisation de la déformation permanente axiale de l'éprouvette n'a pas été observée, et ce, même après 30 000 cycles. La valeur obtenue à la fin du palier ( $N = 30\ 000$ ) est de  $\varepsilon_{a^p} = 7,5.10^{-4}$ . Les mêmes comportements sont observés pour les deuxième ( $\Delta q_{max} = 90\ kPa$ ) et troisième paliers ( $\Delta q_{max} = 140\ kPa$ ).

Quant au dernier palier ( $\Delta q_{max}$  = 200 kPa), une rupture a été observée dès les premiers cycles pour l'essai EC3 (Figure IV.18d). Pour les deux autres essais, la stabilisation des déformations permanentes axiales n'a pas été atteinte même après un grand nombre de cycles (EC1 = 900 000 & EC2 = 600 000)

En conclusion, l'état hydrique de la couche intermédiaire influence également la déformation permanente de façon importante. Ceci est d'autant plus marqué que le sol est proche de la saturation.



Figure IV.18 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles : (a) 1<sup>er</sup> palier, (b) 2<sup>e</sup> palier, (c) 3<sup>e</sup> palier, (d) 4<sup>e</sup> palier (Trinh, 2011)

La Figure IV.19 présente les déformations permanentes axiales à la fin de chaque palier en fonction du degré de saturation (Figure IV.19a) et du déviateur (Figure IV.19b). On peut apprécier clairement l'impact de la teneur en eau et du chargement sur les déformations axiales. Deux relations peuvent être tirées de ces graphiques : la Figure IV.19a met en évidence la relation linéaire entre les déformations et

le degré de saturation, et la Figure IV.19b révèle une relation exponentielle entre les déformations et le déviateur, et ce, quelle que soit la teneur en eau.



Figure IV.19 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformations permanentes axiales cumulées à la fin des paliers en fonction : (a) du degré de saturation et (b) du déviateur (Trinh, 2011)

La Figure IV.20a présente les déformations permanentes volumiques pour les essais EC1, EC2 et EC3. Comme pour la déformation permanente axiale, nous observons une déformation volumique importante dès les premiers cycles du dernier palier de l'essai saturé (EC3) suite à la rupture de l'éprouvette.



Figure IV.20 : Essais EC1, EC2, EC3 – Déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles : (a) essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

Un zoom sur les trois premiers (Figure IV.20b) confirme les hypothèses faites ci-dessus à savoir que l'augmentation de la teneur en eau provoque une augmentation rapide de la déformation permanente volumique. Cet accroissement n'est observé qu'après l'écrouissage de l'éprouvette EC1 qui est obtenu à la fin du premier palier.

#### b. Influence de la teneur en fines

Afin de vérifier l'influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique de la couche intermédiaire, les comportements réversible - irréversibles sont étudiés sur des éprouvettes à différentes teneurs en fines : EC2 - SI, EC4 – SI+5%SS et EC5 - SI+10%SS (Tableau IV.4). Pour mémoire, la teneur en fines (<0.08mm) de référence du sol intermédiaire est de 16 %. Les pourcentages de fines obtenus dans les échantillons EC4 et EC5 sont respectivement de 20 et 24 %.

#### Étude du comportement réversible

La Figure IV.21a présente l'évolution du module d'Young en fonction du nombre de cycles lors des essais EC2, EC4 et EC5 pour les trois premiers paliers. Nous constatons que le module de Young réversible est quasi stable (170 MPa) pour les essais EC2 et EC4 après un faible nombre de cycles (10 000), alors que le comportement de l'échantillon EC5 est évolutif en fonction des contraintes appliquées aux différents paliers. Une stabilisation à 220 MPa est observée pour le premier palier ; le début du second palier est marqué par une allure logarithmique ; le troisième palier est marqué par une réduction du module d'Young par rapport au second palier.

Les résultats pour le quatrième et dernier palier sont présentés sur la Figure IV.21b. La stabilisation a été également observée après un grand nombre de cycles pour les essais EC2 et EC4 tandis qu'il continue à augmenter pour l'essai EC5 jusqu'à la fin de l'essai.



Figure IV.21 : Essais EC2 ; 4 & 5 – Module d'Young en fonction du nombre de cycles : (a) trois premiers paliers, (b) 4<sup>e</sup> palier (Trinh, 2011)

La Figure IV.22 est une synthèse des modules d'Young obtenus à la fin de chaque palier en fonction des niveaux de chargement. Cette figure reprend les essais EC2, EC4 et EC5 réalisés à une même teneur en eau de 6 %. Concernant les essais à 16 % et 20 % de fines, On peut observer que du premier palier ( $\Delta q_{max}$  = 45 kPa) au dernier palier ( $\Delta q_{max}$  = 200 kPa), la valeur augmente de 165 MPa à 180 MPa pour l'essai EC2, et de 185 MPa à 205 MPa pour l'essai EC4. L'impact du niveau de chargement est plus visible pour l'essai EC5 avec 24 % de fines. Le module de Young pour cet essai croit de 220 MPa au premier palier ( $\Delta q_{max}$  = 45 kPa) à 280 MPa au dernier palier ( $\Delta q_{max}$  = 200 kPa).



Figure IV.22 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Module de Young à la fin des paliers en fonction du déviateur (Trinh, 2011)

On peut donc conclure que le module d'Young augmente lorsque la teneur en fines croît, mais que le niveau de chargement n'influence que peu le comportement réversible du sol contenant 16 % ou 20 % de fines.

#### Étude des déformations permanentes

La Figure IV.23a présente la déformation permanente axiale en fonction du nombre des cycles pour les essais EC2, EC4 et EC5 à la teneur en eau w = 6 %. On note l'arrêt de l'essai EC4, à la fin du troisième palier, à la suite d'un problème d'asservissement. L'essai EC5 a été prolongé jusqu'à 1 000 000 cycles. Un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure IV.23b. À la fin du troisième palier, les déformations permanentes axiales des essais EC2, EC4 et EC5 sont respectivement de  $\varepsilon_{a^p}$  = 50 x 10<sup>-4</sup>, 40 x 10<sup>-4</sup> et 20 x 10<sup>-4</sup>. À la lumière de ces essais, on note que comme pour l'analyse du module d'Young, la variation de fines (16/20 %) n'a que peu d'impact sur le comportement global du sol. Par ailleurs, le sol contenant plus de fines présente une déformation permanente axiale plus faible.



Figure IV.23 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles : (a) essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

Afin d'étudier l'évolution de la déformation permanente axiale pour les essais EC2, EC4 et EC5 sous des niveaux de chargement différents, on présente sur la Figure IV.24 les déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles pour quatre paliers différents. On observe que la déformation permanente axiale est d'autant plus importante que le niveau de chargement est élevé.



Figure IV.24 : Essais EC2, EC4 et EC5 – Déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles : (a) 1<sup>er</sup> palier (b) 2<sup>e</sup> palier (c) 3<sup>e</sup> palier (d) 4<sup>e</sup> palier (Trinh, 2011)

Pour le premier palier, l'importance de la déformation permanente axiale est corrélée à la teneur en fines de l'éprouvette. Au cours des premiers cycles, les augmentations rapides des déformations permanentes axiales pour les essais EC4, EC5 ont été observées. Lors des cycles suivants, le taux d'augmentation diminue jusqu'à  $\varepsilon_a^p = 7,5 \times 10^{-4}$  pour l'essai EC4 et à  $\varepsilon_a^p = 9,5 \times 10^{-4}$  pour l'essai EC5.

Contrairement au premier palier, les résultats obtenus pour les paliers deux (Figure IV.24b) et trois (Figure IV.24c) ont montré que la déformation permanente axiale est plus importante pour les sols contenant moins de fines. A la fin de ces paliers, celle-ci a continué d'augmenter légèrement pour les

essais EC2 et EC4 tandis qu'elle est quasiment stabilisée pour l'essai contenant le plus de fines (EC5). Le dernier palier a montré l'influence importante de la teneur en fines sur la déformation permanente axiale - à la fin de l'essai, la déformation permanente de l'essai EC2 (SI) est quatre fois plus grandes que celle de l'essai EC5 (SI+10%SS).



Figure IV.25 : Essais EC2 ; 4 & 5 – Déformations permanentes axiales cumulées de chaque palier en fonction du déviateur (Trinh, 2011)

La Figure IV.25 présente les déformations permanentes axiales cumulées en fonction du déviateur pour les essais EC2, EC4 et EC5. On remarque que l'influence de la contrainte appliquée sur la déformation permanente axiale diminue lorsque la teneur en fines augmente. Les déformations permanentes axiales cumulées pour les trois premiers sont semblables à celles mesurées lors de l'essai EC5 (SI+10%SS).



Figure IV.26 : Essais EC2 ; 4 & 5 – Déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles : (a) essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

La Figure IV.26 présente la déformation permanente volumique en fonction du nombre de cycles pour les essais EC2, EC4 et EC5. Une petite fuite de la cellule a été identifiée lors de l'essai EC5. On observe donc une déformation permanente volumique de cet essai beaucoup plus importante que pour les deux autres essais. Concernant l'allure générale des courbes, nous pouvons noter que la déformation permanente volumique dépend du pourcentage de fines dans l'échantillon.

c. Influence combinée de l'effet de l'eau et des fines sur la couche intermédiaire

Les premiers essais réalisés par Trinh (2011) ont montré que la teneur en eau influence le comportement réversible de la couche intermédiaire, c'est-à-dire qu'un sol saturé se déformera plus pour une même sollicitation qu'un échantillon non saturé. Pour ce qui est de l'influence de la teneur en fine, on a fait augmenter la part de fines de 5 et 10%. La conclusion que l'on peut en faire est que le module d'Young augmente lorsque la part de fines croît, et que le niveau de chargement n'influence que peu le comportement réversible du sol contenant 16 % ou 20 % de fines. Cependant, ces essais ne permettent pas de vérifier l'effet d'une diminution de la proportion de fines dans la couche intermédiaire. Duong (2013) a complété cela, et les résultats ont montré que pour les premiers paliers déviatoriques, le module réversible augmente jusqu'à ce que l'on applique un déviateur de 90 kPa, où l'on observe (pour une teneur en fine diminuée de -10%) une chute de ce module (Figure IV.27). Ceci pourrait être

expliqué par d'éventuelle cassure de grains. Si l'on regarde l'ensemble des courbes, il apparait clairement que la distribution granulométrique du sol, et surtout la fraction de fines, influence le comportement du sol. Ainsi, ces essais montrent que les effets de la teneur en eau et de la part de fines sont liés. C'est ce que tendent à montrer les essais en condition non saturée du fait de la succion, un sol avec une forte teneur en fines présente un module réversible élevé. A l'inverse, quand le sol est à l'état saturé, les fines jouent le rôle d'une couche savon provoquant une diminution de ce module. Cette analyse pointe donc l'importance des conditions hydrique de la couche intermédiaire et donc celle des systèmes de drainage jalonnant la voie ferrée.



Figure IV.27 : Analyse du module réversible en fonction du pourcentage de fines (Duong, 2013)

# C. Analyse du comportement à la dégradation de la couche intermédiaire

Les résultats expérimentaux trouvés dans la littérature ont montré que le niveau de chargement, le nombre de cycles, l'état de sol (teneur en eau et densité sèche) et le type de sol sont les facteurs principaux qui influencent la déformation permanente du sol sous des charges cycliques (Li & Selig, 1996; Gidel *et al.*, 2001). A partir des résultats expérimentaux obtenus, plusieurs modèles empiriques

ont été proposés pour estimer la déformation permanente axiale. Ceux-ci sont généralement des relations exprimant l'évolution de la déformation permanente en fonction du nombre de cycles (Barksdale, 1972; Hornych *et al.*, 1993; Paute *et al.*, 1994; Wolff & Visser, 1994; AFNOR, 1995) ou en fonction du niveau de chargement (Shenton, 1974; Pappin, 1979; Lekarp & Dawson, 1998). Gidel *et al.* (2001) a proposé un modèle permettant de prévoir la déformation permanente axiale des graves non traitées (GNT). Pour se faire, il prend en compte le nombre de cycles et le niveau de chargement par paliers. Ce modèle s'écrit sous la forme :

$$\mathcal{E}_a^p = g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max}).f(N)$$

#### Équation IV-5

La séparation de l'effet du nombre de cycles et du niveau de chargement permet de déterminer facilement les paramètres du modèle. Concernant l'effet du nombre de cycles, correspondant à la fonction *f*(N), le modèle proposé par Hornych *et al.* (1993) a été adopté. Celui-ci a été vérifié et validé par de nombreux résultats expérimentaux pour les GNT utilisées dans les fondations de chaussées routières. De plus, ce modèle a été repris dans la norme française (AFNOR, 1995).

$$f(N) = \varepsilon_a^{p^*} = \varepsilon_a^p(N) - \varepsilon_a^p(100) = A\left(1 - \left(\frac{N}{100}\right)^{-B}\right) \quad \text{pour } N > 100 \text{ cycles}$$

Équation IV-6

Où :  $\mathcal{E}_a^{p^*}$  est la déformation permanente axiale après les 100 premiers cycles ;

A, B sont les paramètres du modèle.

Cette relation suppose que  $\varepsilon_{a^{p}}$  (N) tend vers une limite finie pour N infini. Elle ne peut donc s'appliquer que pour des niveaux de chargement où il y a effectivement stabilisation des déformations permanentes. De plus, les cent premiers cycles, qui correspondent à un réarrangement du matériau, sont généralement éliminés (Gidel *et al.*, 2001).

La fonction  $g(\Delta p_{max}, \Delta q_{max})$  correspondant à l'effet du niveau de chargement, Gidel et *al.* (2001) ont montré que la déformation permanente axiale augmente lorsque la contrainte moyenne (*p*) augmente et qu'elle dépend fortement du chemin de chargement  $\Delta q_{max}/\Delta p_{max}$ . L'expression suivante a été donc proposée pour cette fonction :

$$g(\Delta p_{\max}, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_a^{p0} \left(\frac{l_{\max}}{p_a}\right)^n \frac{1}{\left(m + \frac{s}{\Delta p_{\max}} - \frac{\Delta q_{\max}}{\Delta p_{\max}}\right)}$$

Équation IV-7

où : 
$$\mathcal{E}_{a}^{p0}$$
, *m*, *n*, *s* sont des paramètres ;  $l_{\text{max}} = \sqrt{\Delta p_{\text{max}}^2 + \Delta q_{\text{max}}^2}$  et  $p_a$  = 100 kPa

Pour déterminer la fonction *g*, les déformations permanentes axiales obtenues à la fin des paliers sont supposées être identiques à celles qui seraient obtenues sur une éprouvette vierge.

L'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique des matériaux grossiers sous chargement cyclique a été observée par plusieurs auteurs (Selig & Water, 1994; Gidel *et al.*, 2002; Ekblad & Isacsson, 2007; Werkmeister, 2003). Les résultats obtenus dans ce travail pour le sol de la couche intermédiaire ont également montré l'influence importante de la teneur en eau. Pourtant, lorsqu'on analyse les formules précédemment citées, l'effet de la teneur en eau n'a pas été pris en compte dans les modèles de déformations permanentes. Dans cette étude, on propose un modèle des déformations permanentes axiales qui prend en compte le nombre de cycles, le niveau de chargement et la teneur en eau du sol en se basant sur le modèle de Gidel *et al.* (2001).

Le modèle proposé s'écrit sous la forme :

$$\mathcal{E}_{a}^{p} = t(S_{r}, \Delta q_{\max}).f(N) \tag{IV-1}$$

Où : f(N) est la déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles qui est calculée par l'Eq. (V-4) ;  $t(S_r, \Delta q_{max})$  est la déformation permanente axiale en fonction du niveau de chargement et l'état hydrique du sol.

La Figure IV.29 montre que les relations entre les déformations permanentes axiales à la fin des paliers et le degré de saturation sont linéaires. Pour chaque teneur en eau, les relations entre les déformations permanentes axiales à la fin des paliers et le déviateur peuvent être calées par une fonction exponentielle. En se basant sur ces résultats, la fonction  $t(S_r, \Delta q_{max})$  est proposée sous la forme suivante :

$$t(S_r, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_a^{p0} \left(S_r + a\right) \left(\frac{\Delta q_{\max}}{p_a}\right)^{\alpha}$$
(IV-2)

Où :  $\varepsilon_a^{p0}$ , *a*,  $\alpha$  sont des paramètres et  $p_a$  = 100 kPa.

### 1. Modélisation des déformations de la couche intermédiaire

Les résultats obtenus pour l'essai EC1 (w = 4%) et EC2 (w = 6%) ont été utilisés pour déterminer les paramètres du modèle proposé. Afin d'évaluer la pertinence du modèle, les paramètres trouvés ont été utilisés pour simuler les résultats pour l'essai EC3 (w = 12%). La détermination des paramètres du modèle est réalisée en deux étapes qui sont décrites ci-dessous :

- **Etape 1** consiste à caler l'Équation IV-8 sur les déformations permanentes axiales à la fin des paliers des essais EC1 et EC2 pour déterminer les paramètres  $\varepsilon_{a}^{p0}$ , *a*,  $\alpha$ ; le résultat est présenté sur la Figure IV.28 ; on trouve que le modèle proposé est bien calé sur les points expérimentaux avec les valeurs des paramètres :  $\varepsilon_{a}^{p0} = 99,42.10^{-4}$ ; *a* = -0,25 et  $\alpha = 2,54$ ;

$$t(S_r, \Delta q_{\max}) = \varepsilon_a^{p0} (S_r + a) \cdot \left(\frac{\Delta q_{\max}}{p_a}\right)^{\alpha}$$

#### Équation IV-8

- **Etape 2** cale l'Équation IV-9 par la méthode des moindres carrée sur les résultats obtenus des essais EC1 et EC2 pour déterminer les paramètres A, B du modèle en utilisant les paramètres déterminés pour la fonction *t* ; les calages sont présentés sur la Figure IV.29a et un zoom sur les trois premiers paliers est présenté sur la Figure IV.29b.

$$\mathcal{E}_a^p = t(S_r, \Delta q_{\max}).f(N)$$

Équation IV-9



Figure IV.28 : Calage du modèle proposé sur les déformations permanentes axiales mesurées à la fin de chaque palier pour les essais EC1 et EC2 (Trinh, 2011)



Figure IV.29 : Calage du modèle proposé sur les résultats des essais EC1 et EC2 : essais complets, (b) trois premiers paliers (Trinh, 2011)

On voit que le modèle simule bien les trois premiers paliers de l'essai EC1. Pour le dernier palier, un écart a été observé au début du palier, mais les valeurs du modèle sont proches des points expérimentaux à la fin de l'essai. Par contre, des différences entre le modèle et le résultat de l'essai EC2 ont été observées à la fin des paliers 2, 3 et 4. Cependant, les déformations permanentes axiales ne sont pas stabilisées à la fin de ces paliers (Figure IV.18) tandis que celles de l'essai EC1 étaient presque stabilisées à la fin des paliers. Comme évoqué précédemment, le modèle est plus pertinent si les déformations permanentes axiales tendent vers une stabilisation à la fin des paliers. Les paramètres trouvés sont présentés dans le Tableau IV.5.

Equation	Paramètre	Valeur
	$\mathcal{E}_{a}^{p0}$	99,42 x 10 <sup>-4</sup>
$t(S_r, \Delta q_{\max}) = \mathcal{E}_1^{p_0} \left(S_r + a\right) \left(\frac{\Delta q_{\max}}{p_a}\right)^{\alpha}$	$Paramètre Valeura) \left(\frac{\Delta q_{\max}}{p_a}\right)^{\alpha} \frac{\varepsilon_a^{p0}}{a} \frac{99,42 \times 10}{-0,25} \alpha 2,54 f(N) A 0,67 B 0,24$	-0,25
		2,54
$c^p = t(\mathbf{S} \wedge c) f(\mathbf{N})$	А	0,67
$\mathcal{E}_1 = \iota(\mathcal{S}_r, \Delta q_{\max}).J(\mathcal{N})$	В	0,24

Tableau IV.5 : Paramètres du modèle proposé pour le sol de la couche intermédiaire

Les paramètres obtenus dans le Tableau IV.5 sont utilisés pour simuler l'essai EC3 (éprouvette saturée). La Figure IV.30 présente la comparaison entre les résultats expérimentaux et la simulation.



Figure IV.30 : Validation du modèle proposé – simulation de l'essai EC3 (Trinh, 2011)

On observe que le modèle proposé utilisant les paramètres déterminés à partir des résultats des essais EC1 (w = 4%) et EC2 (w = 6%) permet de bien reproduire les deux premiers paliers de l'essai EC3 (w = 12%). Une différence significative apparaît lors du troisième palier, ce qui est expliqué par la déformation permanente axiale importante et non stabilisée. De plus, une rupture a été observée dès les premiers cycles du quatrième palier (Figure IV.18 d). C'est la raison pour laquelle on ne voit pas ce palier.

#### 2. Critères de l'état limite

Les résultats obtenus lors des essais triaxiaux cycliques ont montré l'influence significative du niveau de chargement, de la teneur en eau, de la teneur en fines et du nombre de cycles sur la déformation permanente de la couche intermédiaire. Afin de vérifier le niveau d'influence de chaque paramètre sur le comportement à long terme de la couche intermédiaire, on utilise les critères de l'état limite appliqué pour les GNT dans la norme NF EN 13286-7 (2004). D'après cette norme, le comportement à long terme de smatériaux granulaires peut être divisé en trois domaines A, B et C définis par les critères suivants :

**Domaine A** :  $\varepsilon_{a5000}^{p} - \varepsilon_{a3000}^{p} < 0.45.10^{-4}$  : domaine où la déformation permanente se stabilise.

**Domaine B**:  $0,45.10^{-4} < \varepsilon_{a5000}^{p} - \varepsilon_{a3000}^{p} < 4.10^{-4}$ : rupture à très grand nombre de cycles.

**Domaine C** :  $\varepsilon_{a5000}^{p} - \varepsilon_{a3000}^{p} > 4.10^{-4}$  : rupture après un petit nombre de cycles.

Où :  $\varepsilon_{a5000}^{p}$  est la déformation permanente axiale cumulée après 5000 cycles ;

 $\varepsilon^{p}_{a3000}$  est la déformation permanente axiale cumulée après 3000 cycles.

Afin de vérifier l'effet de la teneur en eau, les différences entre les déformations permanentes axiales après 5 000 cycles et après 3 000 cycles pour les essais EC1, EC2 et EC3 sont présentées dans le Tableau IV.6.

Tableau IV.6 : Différences entre les déformations permanentes axiales après 5000 cycles et après 3000 cycles pour les essais EC1, EC2 et EC3

Niveau de chargement		${\cal E}^{p}_{a5000} - {\cal E}^{p}_{a3000}$ (10-4)			
palier	<i>∆q<sub>max</sub></i> (kPa)	EC1 ( <i>w</i> = 4%)	EC2 ( <i>w</i> = 6%)	EC3 ( <i>w</i> = 12%)	
1	45	0,02	0,17	0,45	
2	90	0,35	0,66	2,79	
3	140	0,57	1,68	5,55	
4	200	0,96	3,96	rupture	

La Figure IV.31 présente les déformations permanentes axiales à 3 000 cycles et à 5 000 cycles pour chaque palier en fonction des déviateurs pour les essais EC1, EC2 et EC3. On observe qu'au premier palier où le déviateur est faible, le comportement des éprouvettes se situe dans le domaine A quel que soit l'état hydrique. A partir du troisième palier, les éprouvettes à des teneurs en eau inférieures à 6% se trouvent dans le domaine B, alors que l'éprouvette à l'état saturé se trouve dans le domaine C.



Figure IV.31 : Déformations permanentes axiales de 3000 cycles à 5000 cycles des paliers en fonction du déviateur pour les essais EC1, EC2 et EC3 (Trinh, 2011)

Pour voir l'effet de la teneur en fines, les différences entre les déformations permanentes axiales après 5 000 cycles et après 3 000 cycles pour les essais EC2, EC4 et EC5 sont comparées dans le Tableau IV.7.

Niveau de chargement		$\varepsilon^{p}_{a5000} - \varepsilon^{p}_{a3000}$ (10-4)			
Palier	⊿q <sub>max</sub> (kPa)	EC2 (SI)	EC4 (SI+5%SS)	EC5 (SI+10%SS)	
1	45	0,17	0,30	0,76	
2	90	0,66	0,56	0,26	
3	140	1,68	1,12	0,57	
4	200	3,96	-	1,09	

Tableau IV.7 : Différences entre les déformations permanentes axiales après 5000 cycles et après 3000 cycles des paliers pour les essais EC2, EC4 et EC5

La Figure IV.32 présente les déformations permanentes axiales à 3 000 cycles et à 5 000 cycles de tous les paliers en fonction du déviateur pour les essais EC2, EC4 et EC5. On observe que le comportement des éprouvettes correspondant aux essais EC4 et EC5 se situe à la limite entre le domaine A et le domaine B pour tous les niveaux de contraintes compris entre 45 kPa et 200 kPa. Par

contre, au dernier palier de l'essai EC2, le comportement du sol est très proche de la limite entre le domaine B et le domaine C.



Figure IV.32 : Déformations permanentes axiales de 3000 cycles à 5000 cycles des paliers en fonction du déviateur pour les essais EC2, EC4 et EC5 (Trinh, 2011)

La Figure IV.32 montre l'influence de la teneur en fines sur la sensibilité de la déformation permanente axiale à la contrainte appliquée. La déformation permanente axiale de 3 000 cycles à 5 000 cycles de l'essai EC2 augmente rapidement lorsque le déviateur augmente. Pourtant, cette augmentation diminue nettement avec l'augmentation de la teneur en fines. Ce phénomène peut être lié à la teneur en eau et à la densité des fines dans le sol grossier. D'après Côté & Konrad (2003), le sol grossier se compose de gros grains (d > 0,08 mm) qui sont considérés comme le squelette du sol, et des fines (d < 0,08 mm) qui sont enserrés dans les pores du squelette. La porosité du squelette diminue lorsque la teneur en fines augmente jusqu'à une teneur en fines critique. Au-delà de cette dernière, on considère que les grains ne sont plus connectés dans la matrice de fines. Les sols ont donc un comportement assimilable à celui de la fraction des fines (AFNOR, 1992a). D'après Flon & Poulin (1987), le pourcentage critique de fines (d < 0,08 mm) est de 10% pour les matériaux de granulométrie 0/20 mm utilisés en fondation routière. D'après la norme NF P11-300, le sol intermédiaire est classé C1. Pour ce type de sol, un seuil de pourcentage de fines inférieures à 0,08mm est de 35%.

Dans notre cas, les échantillons ayant des teneurs en fines différentes ont été préparés avec la même teneur en eau de 6% et à la même densité sèche  $\rho_d$  = 2,01 Mg/m<sup>3</sup>. Les teneurs en fines (d <

0,08 mm) des éprouvettes des essais EC2, EC4 et EC5 sont respectivement de 16, 20 et 24%. Cellesci sont inférieures au seuil de 35% définis par la norme NF P11-300 (AFNOR, 1992a).

A la lumière de ces résultats, on peut tirer les conclusions suivantes : les fines ne gouvernent pas le comportement mécanique global de la couche intermédiaire, mais elles présentent une influence non négligeable. De plus, on suppose que les grains supérieurs à 0,08 mm sont les particules solides. L'eau va donc se concentrer principalement dans les particules de sol inférieures à 0,08 mm.

Le Tableau IV.8 présente les teneurs en eau et les densités sèches de la partie inférieure à 0,08 mm des éprouvettes EC2, EC4 et EC5 correspondant à une teneur en eau globale de 6% et à une densité sèche globale de 2,01 Mg/m<sup>3</sup>.

Essai	Echantillon global				Partie inférieure à 0,08 mm	
	Sol	w (%)	$ ho_{d}$ (Mg/m <sup>3</sup> )	<i>F</i> (d <0,08 mm) (%)	$ ho_{ m df}( m Mg/m^3)$	Wf
EC2	SI	6	2,01	16	0,87	37,5
EC4	SI+5%SS	6	2,01	20	1,01	30,0
EC5	SI+10%SS	6	2,01	24	1,12	25,0

Tableau IV.8 : Paramètres des échantillons et des parties inférieures à 0,08 mm

La Figure IV.33 présente l'évolution de la teneur en eau et de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau des parties inférieures à 0,08 mm pour les essais EC2, EC4 et EC5. On observe qu'avec la même teneur en eau et densité globale des éprouvettes, l'augmentation de la teneur en fines engendre une diminution de la teneur en eau (Figure IV.33a) et une augmentation de la densité sèche (Figure IV.33b) de la partie inférieure à 0,08 mm. On peut également noter que la teneur en eau influence significativement la déformation permanente axiale de la couche intermédiaire. La déformation permanente axiale est d'autant plus grande que le sol est humide. La densité des fines joue également un rôle important sur le comportement de la couche intermédiaire. Une densité plus grande implique une cohésion dans le cas du sol non saturé. Cela réduit la déformation permanente de la couche intermédiaire. Par contre, une teneur en fines importante engendre une réduction de la rigidité globale et augmente le risque de remontée boueuse dans le cas du sol saturé.



Figure IV.33 : Parties inférieures à 0,08 mm pour les essais EC2, EC4 et EC5 : (a) évolution de la teneur en eau (a) et évolution de la masse volumique sèche (b) en fonction de la teneur en fines (Trinh, 2011)

## D. Analyse in situ du comportement de la couche intermédiaire

Dans le cadre de ses travaux, Trinh (2011) a instrumenté la plateforme d'un déblai non drainé dans le but d'appréhender le comportement in situ des matériaux de la couche intermédiaire. Le déblai de Moulin Blanc situé au Pk 230+400 de la ligne classique 262 000 de Douai à Blanc – Misseron a été choisi et instrumenté de capteurs de succion, de température, d'une station météorologique et des accéléromètres. Les objectifs de cette instrumentation étaient :

- de comprendre le comportement hydrique de la couche intermédiaire sous les conditions météorologiques non simulées ;

- de vérifier la condition de gel/dégel de la plate-forme ferroviaire ancienne ;

- de vérifier la fréquence de sollicitation appliquée par la circulation ferroviaire et la comparer à celle utilisée lors des essais triaxiaux cycliques en laboratoire.

 Dans le cadre de cette étude, on analysera uniquement le premier point pour démontrer en quoi le comportement des sols non saturés est important dans l'étude du comportement hydromécanique des plateformes ferroviaires.

Trois secteurs ont été instrumentés dans le déblai de Moulin Blanc (Figure IV.34 & Figure IV.35). Le premier et le second, respectivement noté A et B sont situés sous la voie 1 et sont situés à une distance de 20m l'une de l'autre. L'objectif de ces deux zones était de valider les

mesures obtenues et confirmer la répétabilité des mesures. La troisième noté C est situé en piste, pour étudier le comportement hydraulique du sol intermédiaire non protégé par du ballast.



Figure IV.34: Plan d'implantation des capteurs : Déblai de Moulin Blanc (Trinh, 2011)



Figure IV.35: Coupe transversale d'implantation des capteurs (Trinh, 2011)

Afin d'obtenir un profil hydrique de la couche intermédiaire en fonction de l'évolution climatique, trois capteurs ont été instrumentés à trois profondeurs différentes sous le ballast (-0,2 ; -0,3 et -0,5m), tandis qu'au niveau de la piste seulement deux capteurs ont été positionnés à -0,3 et -0,5m. Notons que ces capteurs de succion (SIS-UMS) étaient couplés à des capteurs de température afin d'analyser la variation de température au cours de l'année.

La campagne de mesure a été réalisée entre août 2009 et août 2010 ce qui permet d'analyser le comportement de la couche intermédiaire sur une année intégrant ainsi l'ensemble des saisons. La Figure IV.36 présente les évolutions des températures du sol, de l'air et à la surface du sol.



Figure IV.36 : Evolution des températures dans le sol (a) et ambiance (b) (Trinh, 2011)

On observe que la variation des températures est saisonnière : les températures sont plus élevées en été (mois de juillet et août) et elles diminuent progressivement vers l'hiver. Cependant, malgré des températures aériennes négatives durant l'hiver, jamais les capteurs situés dans la couche intermédiaire, n'ont atteint des températures négatives. Cette information est importante, car elle met en évidence que l'eau contenue dans la couche intermédiaire ne changera pas d'état et par conséguent de volume. Ainsi le sol ne gonflera pas sous l'effet du gel et ne se fracturera pas, ce qui a termes peut provoguer des points d'infiltration préférentiels, dégradant plus rapidement la couche.

Pour ce qui est de l'évolution de la succion, le constat est similaire à l'évolution de température. Suite à des problèmes d'acquisition, les résultats présentés si dessous ne montrent que trois enregistrements : du 14 oct. 09 au 11 jan. 10 (période 1) ; du 19 avril. 10 au 10 mai. 10 (période 2) et du 10 mai. 10 au 05 août 10 (période 3)

La Figure IV.37 présente l'évolution de la succion aux différentes profondeurs de mesures lors de la période 1, en fonction des précipitations. On remarque que les valeurs sont faibles (inférieures à 2 kPa), cependant, le sol n'est jamais saturé. Les succions des couches sous ballast ne changent pas, même lors des périodes pluvieuses, alors que les capteurs localisés en piste subissent eu l'effet des précipitations.



Figure IV.37 : Evolution de succion pendant la période 1 (Trinh, 2011)

La Figure IV.38 présente les mesures de succion obtenues pendant la période 2. Les succions aux profondeurs de -0,5 m (zone A, B) et de -0,3 m (zone B) sont toujours égales à 0 kPa, ce qui pourrait être la cause d'une mesure défectueuse ou d'une saturation du sol due à un remontée de nappe. Cette hypothèse n'est probablement pas à retenir, car les valeurs mesurées en piste n'indiquent pas une saturation du sol. Les valeurs sont de 3,8 kPa aux profondeurs de -0,3 m (zone A) et de -0,2 m (zone B). Cette valeur monte à 5 kPa à la profondeur de -0,2 m (zone A). Comme pour la température, la variation de succion n'est pas sensible aux précipitations tombées durant cette période de mesure. A contrario en piste, la succion à la profondeur de -0,3 m (zone C) augmentait progressivement de 5 kPa à 8 kPa à partir du 23 avril 2010 jusqu'au 2 mai 2010 avant de diminuer rapidement à 5 kPa suite à divers événements de pluie. La variation de succion à la profondeur de -0,5 m en piste est plus faible que celle à la profondeur de -0,3 m, du fait de la couverture de matériau supplémentaire.



Figure IV.38 : Evolution de succion pendant la période 4 (Trinh, 2011)

La Figure IV.39 montre les mesures de succion obtenues pendant la période 5. On note que les succions des couches sous ballast (zone A, B) sont toujours constantes tandis que les succions en piste (zone C) évoluent en fonction des conditions météorologiques.



Figure IV.39 : Evolution de succion pendant la période 5 (Trinh, 2011)

A la vue de ses résultats, nous pouvons donc conclure que le ballast joue le rôle de chape, régulant l'état hydrique et la température de la couche intermédiaire. La succion dans la couche intermédiaire est comprise entre 0,5 et 5 kPa, en fonction de la profondeur de la mesure. Cela met en évidence que le sol n'est pas saturé et que par conséquent sa structure n'est pas impactée par des modifications volumiques de teneur en eau. D'un point de vue pratique, ces résultats montrent que le sol de Moulin Blanc est normalement consolidé vis-à-vis des circulations empruntant actuellement la ligne (22,5 t/essieux), ce qui signifie que le trafic n'engendre pas de modification de l'état de la couche intermédiaire. Si celui-ci venait à évoluer cela occasionnerait une diminution de la succion et par conséquent une augmentation des défauts de géométrie de la voie due aux tassements de la couche intermédiaire.

# E. Discussion

Ce chapitre étudie le comportement hydromécanique de la couche intermédiaire. Il est essentiel, lorsqu'on aborde l'étude de ce matériau de ne pas dissocier les deux aspects, hydraulique et mécanique, car la structure d'assise ferroviaire joue le rôle de drainage et d'assise de la voie.

Les travaux sur le comportement hydraulique, mené par Trinh (2011) ont montré que la perméabilité du sol prélevé sur le site de Sénissiat est faible (2,2 x 10-7 m/s pour une densité de 2,39 Mg/m<sup>3</sup>) au regard des seuils admis en génie civil. De plus, ces travaux ont mis en évidence l'effet de la densité du sol sur la perméabilité : plus la densité est grande, plus la perméabilité est faible. Enfin, on a montré que c'est la fraction des fines qui pilote le comportement hydraulique du milieu, la fraction grossière n'ayant qu'un rôle mécanique. Ces deux dernières observations sont importantes à mettre en relation avec les problèmes qu'on rencontre sur le RFN. En effet, lorsqu'on a une dégradation de la couche intermédiaire par l'apparition de remontée boueuse, on constate un affaiblissement mécanique de la couche qui conduit, par une augmentation de la perméabilité, à une stagnation d'eau dans la structure et à une remontée de fines par le phénomène de surpression. De plus, la nature de ces fines (plasticité) joue un rôle prépondérant dans la dégradation du nivellement de la voie. Des fines plastiques, à faible pouvoir drainant, vont augmenter le phénomène de surpression interstitielle et remonter facilement dans le ballast. Lorsqu'il sera colmaté par ces particules, celles-ci auront un rôle de lubrifiant et ne permettront plus au ballast de travailler en friction. A l'inverse, des fines moins plastique et plus perméables (sable) engendreront des surpressions plus faibles et auront par conséquent une migration dans le ballast plus lente. Cependant, la conséquence de cette présence sera négligeable.

Des essais triaxiaux cycliques à grand nombre de cycles ont été réalisés pour étudier le comportement mécanique, permettant de mettre en évidence l'influence de la teneur en eau sur la

déformation permanente de la couche intermédiaire, avec un impact plus important à l'état saturé. Quant à l'influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique, elle a été étudiée sur des échantillons de même densité et de même teneur en eau globale. On a noté que l'éprouvette contenant le plus de fines a présenté une déformation permanente axiale la plus faible en raison de l'effet de la succion qui se développe dans l'échantillon. Ces essais ont également permis de développer une loi de comportement du matériau qui permet de reproduire le comportement de la couche intermédiaire en fonction du nombre de cycles et du niveau de chargement. Cependant ce modèle montre des limites lorsque les déformations ne sont pas stabilisées, ce qui peut être préjudiciable, car elles peuvent être la conséquence d'une dégradation brutale des propriétés mécanique de la couche intermédiaire. Enfin, on a analysé le comportement à long terme de la couche intermédiaire en faisant le parallèle avec ce qui est mené sur le GNT (AFNOR, 2004). Cette analyse est à mettre en relation avec l'étude menée par Duong (2013) sur le processus de création de la couche intermédiaire. En effet, si l'on met en parallèle les résultats (Figure IV.40) obtenus sur le matériau de Sénissiat et les travaux de Duong, on constate les déplacements suivent la même tendance que ceux repris dans la norme européenne. Ainsi, on peut, à la lecture de ces graphiques, estimer que la pérennité de la couche intermédiaire avec un seuil de 2 x 10<sup>-4</sup> de déformation est assurée (seuil maximal du domaine A. Valeur confirmée dans le chapitre VI.A.1.). Au-delà, il est probable que la couche intermédiaire se dégrade et qu'il apparaisse un phénomène de remontée boueuse.



Figure IV.40 : Comparaison entre le comportement à long terme d'une GNT (a) et le mode de formation de la couche intermédiaire (b) (Trinh, 2011)

On a aussi mis en évidence les influences de l'eau et de la teneur en fine sur le comportement mécanique. Ceci est essentiel pour comprendre le comportement mécanique du matériau, et doit être

complété pour intégrer l'effet des sollicitations dans cette analyse. Ainsi, mener une réflexion sur l'influence du chemin de chargement peut s'avérer judicieuse pour mieux intégrer la réponse mécanique de la couche intermédiaire. Celle-ci doit être pensée en intégrant : l'influence du chemin de chargement, c'est-à-dire l'impact d'une sollicitation sinusoïdale vis-à-vis d'une modélisation du signal en M ; la réponse du matériau à des sollicitations à différentes amplitudes pour intégrer la notion d'augmentation de la charge, ou à différentes fréquences pour simuler l'augmentation de vitesse.