

ARTICLE DE RECHERCHE / RESEARCH ARTICLE

Amélioration des sols par inclusions rigides : le rôle des géosynthétiques dans la plateforme de transfert de charge

Bruno Simon^{1,★}, Laurent Briançon² et Luc Thorel³

¹ Terrasol, Paris, France

² Univ. Lyon, INSA-Lyon, GEOMAS, 69621 Lyon, France

³ IFSTTAR, Nantes, France

Résumé – Dans les ouvrages fondés sur sol renforcé par inclusions rigides (IR), le matelas de répartition peut être renforcé par une ou plusieurs nappes horizontales, aptes à résister en traction, pour améliorer son efficacité et optimiser son épaisseur. Ce renforcement basal du matelas n'a été considéré dans les recommandations du projet national ASIRI (2012) que par analogie avec le cas des remblais sur sol non renforcé par inclusions, en dépit des différences qu'entraîne la proximité des têtes d'inclusion. Un développement considérable des projets de renforcement associant IR et nappes géosynthétiques (GSY) est constaté depuis une dizaine d'années, en relation notamment avec les projets de ligne ferroviaire à grande vitesse. L'état de l'art dont il est rendu compte décrit les traits spécifiques du fonctionnement des nappes GSY dans ce type d'ouvrages, en s'appuyant sur les observations faites sur des ouvrages instrumentés, des modèles physiques ou numériques. Cette revue a permis d'identifier les points liés au fonctionnement des nappes GSY sur un sol renforcé par IR, qu'une recherche spécifique doit permettre de mieux appréhender. Ils concernent : le choix du type de produit, la géométrie des nappes, les gains apportés quant à l'efficacité et/ou la pérennité des mécanismes mobilisés, l'influence des charges mobiles, le transfert des efforts entre les différentes couches (remblai ou sol compressible) et les lés individuels, etc... Cet objectif est celui du projet national ASIRI+ qui a été labellisé par le CODOR RAGC en décembre 2018. Les axes de recherche du projet liés aux nappes GSY sont exposés.

Mots clés : inclusions / géosynthétiques / matelas de répartition / renforcement / ouvrages expérimentaux

Abstract – Soil improvement by rigid inclusions: Function of the geosynthetics in the load transfer platform. In every construction over rigid-inclusion (RI)-reinforced soil, load transfer platform should absorb the uneven settlements that accompany material shearing, when more loads is transferred onto inclusion heads. Platform can be reinforced by one or more basal reinforcement tensile-resistant sheets in an aim to increase load efficiency and optimise the platform height. Basal reinforcement has been dealt with in the Recommendations ASIRI (2012) mainly by analogy to its use under embankments over unreinforced soils, despite the many differences entailed by its close distance to each inclusion head. The number of projects combining RI and GSY sheets has significantly increased on the last 10 years, mostly in relation with new high-speed train lines. The state of the art, which is reported, based on a detailed review of monitored works, physical or numerical models from literature, points at some specific features of the functions GSY can play when associated with RI. Among them are some points on which a dedicated research program could help gain better insight. This includes: choice of products and their layout, gains in efficiency and/or integrity of the load transfer mechanism, interaction between the different layers (fill or soft soil) and every strip of the reinforcement sheet, etc... This is the goal of the new cooperative research project ASIRI+, which has been accepted by the Administrative authority on December 2018. A brief description of all GSY-related tasks of this project is also given.

Keywords: inclusions / geosynthetics / load transfer platform / reinforcement / monitored works

1 Introduction

Le Projet National ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides, www.asiri.irex.asso.fr) a mobilisé de 2005

à 2011 trente-neuf partenaires (praticiens et académiques) avec un budget total de 2,9 M€. Les ouvrages ciblés par le PN ASIRI étaient principalement les remblais et les dallages reposant sur un sol renforcé par un réseau d'inclusions rigides verticales, par l'intermédiaire d'une couche, granulaire le plus souvent, formant un matelas de répartition. Les conditions de

★ Auteur de correspondance : bruno.simon@setec.com

chargement considérées étaient essentiellement des sollicitations verticales, statiques et uniformes. Au terme de cette étude, une version française des recommandations a été publiée (ASIRI, 2012) avant une version anglaise en 2013.

Le bon comportement des ouvrages courants sur inclusions rigides a conduit à ce que cette technique soit proposée pour d'autres ouvrages, qui se trouvent en dehors du champ strict d'application des recommandations ASIRI ou qui sont soumis à des sollicitations plus complexes. De ce constat est née la nécessité d'engager un programme de recherche complémentaire ASIRI+. L'étude d'opportunité déposée auprès du Comité d'Orientation pour la Recherche Appliquée en Génie Civil (CODOR RAGC) en 2017 a reçu un avis favorable pour engager l'étude de faisabilité, préalable à la labellisation Projet National. Cette étude soumise en septembre 2018 présente :

- un état de l'art sur les développements et travaux menés depuis 2011, avec une attention accrue sur les sujets délaissés lors du projet initial : remblais de faible hauteur, renforcement du matelas de répartition par des nappes de synthétiques, chargements complexes – non uniformes et/ou inclinés, – charges mobiles, – sollicitations sismiques ;
- un programme de recherche visant à améliorer la conception des projets sur ces sujets, incluant également leur impact sur l'environnement.

Le présent article expose les points mis en lumière par l'état de l'art sur le sujet propre aux nappes de renforcement géosynthétiques en même temps qu'il décrit les actions de recherche complémentaire destinées à améliorer la compréhension de leur fonctionnement et élaborer des règles pertinentes de conception et de justification.

Dans les nappes géosynthétiques (GSY), on distinguera chaque fois que cela sera nécessaire les géotextiles (GTX) ou les géogrilles (GGR) (Briançon *et al.*, 2017).

2 Enjeux d'une meilleure appréhension du fonctionnement des nappes de renforcement basal des ouvrages sur inclusions rigides

Le matelas de répartition disposé entre l'ouvrage et le massif de sol renforcé par inclusions rigides est le lieu où se concentrent les mécanismes de transfert de charge vers les inclusions ; ceci justifie pleinement sa dénomination alternative de plateforme de transfert de charge (PTC). En se développant, ces mécanismes créent une forte hétérogénéité du champ des déplacements, dans le plan horizontal des têtes d'inclusions : le tassement, faible à l'aplomb des inclusions, est notablement plus important entre celles-ci. Vérifier la capacité du matelas à absorber cette hétérogénéité est le principal enjeu du dimensionnement d'un ouvrage sur inclusions rigides.

Pour un remblai, cette hétérogénéité peut être gommée en augmentant l'épaisseur totale du matelas et remblai. Pour tout autre ouvrage, fondé directement au toit du matelas ; ces variations ne sont acceptables que si l'ouvrage lui-même est apte à résister à l'effet « points durs » qui en résulte, sur sa base. Lorsque cette condition n'est pas remplie, il est nécessaire d'adapter la hauteur de matelas pour qu'un transfert de charge optimal puisse s'y développer. Dans cette situation, il s'impose de vérifier également que les mécanismes par lesquels le

transfert s'opère ne se dégradent pas pendant la durée de service de l'ouvrage (par exemple lors de cycles charges décharges ou sous la répétition de charges d'emprise nettement inférieure à celle de la maille du réseau d'inclusion, ou d'emprise mobile).

Le renforcement du matelas par des nappes géosynthétiques est une technique pour améliorer le transfert de charge vers les têtes d'inclusion sous des remblais (Briançon, 2002 ; EBGEO, 2010) ; la déformation des géosynthétiques requise pour qu'ils puissent assurer ce transfert doit cependant demeurer compatible avec les déformations admissibles de l'ouvrage.

2.1 Selon la pratique française

L'utilisation des géosynthétiques en renforcement du matelas de répartition, si elle est décrite dans les recommandations ASIRI, n'y a cependant été examinée que sur la base d'un volume réduit d'observations expérimentales, notamment la comparaison du comportement de deux sections d'un remblai sur inclusions rigides, intégrant pour l'une un matelas renforcé par une nappe de géotextile et pour la seconde un matelas renforcé par deux nappes de géogrilles (Briançon et Simon, 2011). Dans les recommandations ASIRI, les règles retenues pour la prise en compte et la justification des nappes géosynthétiques sont, de ce fait, une retranscription de la méthode de calcul explicitée par la norme, méthode reconnue à cette époque, mais jugée désormais tout à la fois approximative et conservatrice. Ce choix ne permet pas d'optimiser le renforcement basal du matelas dans les ouvrages courants. La méthode n'est de surcroît pas satisfaisante dans le cas des remblais de faible hauteur.

Outre les chargements en maille courante, qui sont le plus souvent statiques et verticaux, il est nécessaire de considérer aussi les situations de chargements non verticaux, non uniformes ou encore variables, tous hors du domaine strict d'application des recommandations ASIRI.

2.2 Selon la pratique internationale

L'utilisation de nappes de renforcement géosynthétiques dans les ouvrages renforcés par inclusions rigides est largement documentée à l'étranger, en lien notamment avec le développement des voies ferrées à grande vitesse, en Chine tout particulièrement (Chen *et al.*, 2016). En parallèle à cet essor, de nombreux travaux de recherche ont été entrepris en vue d'une meilleure appréhension du comportement des nappes géosynthétiques dans les ouvrages sur inclusions rigides (Han *et al.*, 2012 ; Eekelen, 2015). Plusieurs des normes nationales pionnières sur ce sujet ont été actualisées dans le même mouvement, telle la norme britannique (BS8006-1, 2010) et les recommandations allemandes (EBGEO, 2010) ou néerlandaises (CUR 226, 2016). Toutes font étudier le comportement de la nappe de renforcement en le réduisant à celui des bandes orthogonales s'appuyant sur les têtes d'inclusion et de même largeur que celle-ci. Bien que ces documents aient tous fait l'objet de révisions en 2010, le sujet demeurerait encore largement ouvert à cette date : les expérimentations faites montraient que les dispositions en leur état actuel conduisaient toutes à une surestimation des

efforts repris par les nappes de renforcement (Eekelen *et al.*, 2012a, b). Seules les recommandations CUR ont été révisées pour pallier ces imperfections.

2.3 Vis-à-vis des remblais de faible hauteur

Les chaussées routières ou voies ferroviaires construites sur des remblais de faible épaisseur requièrent d'apprécier d'une manière réaliste les mécanismes de transfert de charge dans la PTC, afin d'optimiser son épaisseur vis-à-vis des critères attendus de performance en service ; pour ces ouvrages il importe également de pouvoir apprécier l'incidence éventuelle des sollicitations développées sous trafic, et vérifier notamment si celles-ci peuvent entraîner une dégradation du report des charges vers les inclusions. En Allemagne, de nombreux projets linéaires pour des trains à grande vitesse (entre 100 et 300 km/h) ont été traités par des inclusions rigides couplées à des renforcements horizontaux de type géosynthétique, notamment lors des travaux de rénovation des réseaux entrepris dans les années 1990 (Briançon, 2002).

Une première portion de LGV sur sol renforcé par inclusions rigides et géosynthétiques dans la PTC granulaire a été construite en France en 2014 sur le LGV SEA (Briançon *et al.*, 2014). Le succès de la solution géosynthétique adoptée sur ce chantier permet d'envisager de nouvelles applications dans le domaine des remblais de faible épaisseur.

3 Vis-à-vis des facteurs environnementaux

Insérer les ouvrages dans leur environnement en minimisant l'impact qu'ils peuvent avoir sur celui-ci s'impose aux ingénieurs du XXI^e siècle.

Le renforcement des sols compressibles exige désormais d'en mesurer également l'impact environnemental pour pouvoir le minimiser. Il convient tout autant d'intégrer les analyses de cycles de vie de chacun des produits.

Dans le domaine de la construction, la norme française (AFNOR, 2004) a fixé une méthode fondée sur le calcul de dix indicateurs environnementaux pour l'évaluation des matériaux de construction. Mroueh *et al.* (2001) montrent que la production des matériaux de construction est la phase la plus consommatrice en énergie tandis que la phase de construction ne représente que quelques pourcents de la consommation totale. L'optimisation des systèmes de fondations du point de vue environnemental doit donc être examinée dès les phases préalables de conception.

Ces questions se posent naturellement pour les géosynthétiques lorsqu'ils sont intégrés aux éléments de la fondation composite que représente tout renforcement par inclusions rigides.

4 Contribution des nappes géosynthétiques sous chargement vertical

L'axe 1 du projet ASIRI+ correspond à l'étude des mécanismes de transfert de charge dans la plateforme granulaire, ou en sol traité, avec ou sans renforcements horizontaux, au droit d'une maille courante soumise à un chargement uniforme vertical. Seuls sont présentés ici les points liés aux nappes horizontales de renforcement.

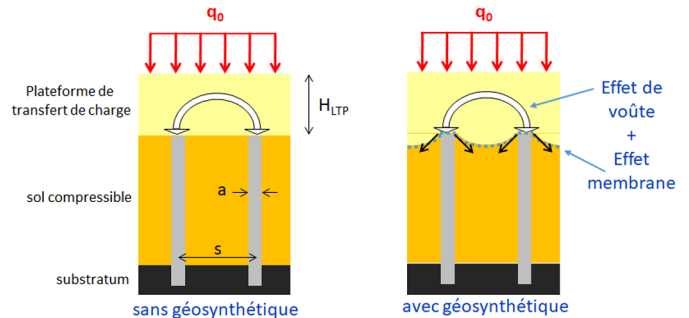


Fig. 1. Transfert de charge sans ou avec renforcement horizontal de la PTC (adapté de Blanc *et al.*, 2013).

Fig. 1. Load transfer without or with horizontal reinforcement of the LTP (adapted from Blanc *et al.*, 2013).

La mise en tension d'un géotextile (Fig. 1) se fait par effet membrane lorsque le géotextile est soumis à une surcharge.

4.1 Revue des ouvrages expérimentaux

L'état de l'art a identifié 24 ouvrages expérimentaux (Tab. 1). Parmi eux, 10 sont des ouvrages instrumentés. En quasi-totalité il s'agit de remblais sur inclusions rigides.

Le tableau 1 est représentatif de l'extrême diversité des configurations mises en œuvre : 1 GGR monoaxiale ou 1 GGR biaxiale, 1 GTX biaxial, 2 GGR monoaxiales croisées, association de GTX et GGR, treillis soudés... On ne peut mieux illustrer l'absence de consensus sur le nombre ou le type de GSY utilisés, comme sur la position où les placer dans la plateforme de transfert de charge (au contact ou à distance des têtes d'inclusions).

Le tableau 1 présente en regard de chacun des ouvrages l'efficacité E_Q observée (pourcentage de la charge totale appliquée à une maille qui est transférée en tête de l'inclusion), le tassement différentiel δ_v dans le plan des têtes d'inclusion ainsi que la méthode de justification adoptée. L'amplitude des efficacités observées mérite d'être soulignée (E_Q entre 14 et 93 %), comme aussi celle du tassement différentiel dans le plan des têtes d'inclusions (δ_v entre 10 et 100 mm).

Seules quelques références permettent de comparer sur le même site les cas avec et sans renforcement géosynthétique. Oh et Shin (2007), Briançon et Simon (2011) et Nunez *et al.* (2013) testent différentes configurations : sol non renforcé, sol renforcé, plateforme renforcée par un géotextile (GTX) ou par une géogrille (GGR). Elles montrent que les variantes avec une ou plusieurs nappes géosynthétiques conduisent à des reports de charges vers les têtes d'inclusions rigides plus élevés que sans renforcement horizontal.


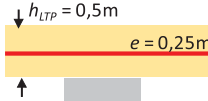
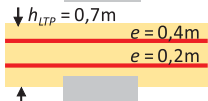

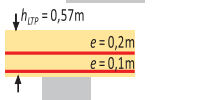
Le remblai expérimental ASIRI a mis en évidence que le mode d'interaction avec le matériau granulaire était différent pour un géotextile ou une géogrille (Briançon et Simon, 2011). La mise en tension d'un géotextile se fait par effet membrane lorsque le géotextile est soumis à une surcharge. Le frottement limité qui se développe entre le sol et la nappe a pour conséquence que le poids du sol agit principalement comme une surcharge verticale appliquée au géotextile.

À l'inverse un frottement significatif, pouvant même devenir une réelle « imbrication » entre certaines géogrilles et des sols granulaires de taille appropriée, peut entraîner un

Tableau 1. Ouvrages expérimentaux avec nappe de renforcement dans le matelas.
Table 1. Pile-supported embankment reinforced by geosynthetics.

Références	Renforcements horizontaux	EQ (%)	δ_v en tête (mm)	Justification	
Almeida <i>et al.</i> (2007)		1 GGR biaxiale FORTRAC 200/200-30	×	×	Selon concept de Terzaghi
Liu <i>et al.</i> (2007)		1 GGR biaxiale TGG90-90	50–60	35	×
Oh et Shin (2007)		1 GGR biaxiale TENSAR BX 1100	×	50–70	×
Haring <i>et al.</i> (2008)		2 GTX uniaxiaux STABILENKA 350/50 1 GGR uniaxiale FORTRAC R600/50-30T	38	×	BS8006 (1995)
Duijnen <i>et al.</i> (2010)		2 GGR biaxiales FORTRAC 1 M450-50 1 T600-50	14	×	EBGEO (2004)
Wachman <i>et al.</i> (2010)		3 GGR uniaxiales SYNTEEN SF 80	38–76	×	×
Racinais (2011)		2 nappes de treillis soudé	66	80	×
Sloan <i>et al.</i> (2013)		5 GGR biaxiales 1 TENSAR BX1100 2 TENSAR BX1200 2 TENSAR BX1500			×

Références	Renforcements horizontaux		EQ (%)	δ_v en tête (mm)	Justification
Sloan <i>et al.</i> (2013)		3 GGR biaxiales TENSAR BX1500	100	15	×
Briançon et Simon (2011); Nunez <i>et al.</i> (2013)		1 GTX biaxial ROCK PEC 75/75	90	41	×
Briançon et Simon (2011); Nunez <i>et al.</i> (2013)		2 GGR biaxiales MIRAGRID GX 55/55	75	37	
Cheng <i>et al.</i> (2014)		3 GGR biaxiales GG80/80	92	×	×
Burtin et Racinais (2014, 2016)		2 nappes de treillis soudé	×	×	Plaxis 2D (2011)
Lian <i>et al.</i> (2014)		1 GGR CATT60	66	45	×
Xing <i>et al.</i> (2014)		2 GGR biaxiales SS40	77 et 80	50	×
Lu et Miao (2015)		1 GGR uniaxiale T 120	43	×	×

Références	Renforcements horizontaux	E_Q (%)	δ_v en tête (mm)	Justification	
Zhuang et Cui (2016)		1 GGR uniaxiale T 100	55–63; 52	14–19	×
Chen <i>et al.</i> (2016)		1 GGR uniaxiale	88	30–35	×
Briançon et Simon (2017)		2 GGR uniaxiales 800/30	88–93	80–100	Modèle biphasique simplifié
Eekelen <i>et al.</i> (2017)		2 GGR uniaxiales FORTRAC T600/50	Variable/saison	×	×
King <i>et al.</i> (2017)		2 GGR uniaxiales ACE GG200	58	×	Plaxis 2D (2011)

E_Q : efficacité du transfert de charge; δ_v : déplacement en tête d'inclusion; e : élévation verticale par rapport à la base de la plateforme de transfert de charge; h_{LTP} : épaisseur de la plateforme de transfert de charge. Les légendes accolées aux schémas identifient les différents plots dans une même référence, par exemple, zone 3R et 4R pour Nunez *et al.* (2013).

fonctionnement analogue à celui d'une dalle « armée », avec mobilisation d'efforts de flexion dans le complexe {nappe + couche granulaire}. Cet effet « dalle » est plus vraisemblable lorsque plusieurs nappes GSY sont superposées sur la hauteur de la PTC. Un effet connexe de l'imbrication est que la nappe est mise en tension dès le compactage de la plateforme granulaire: la dalle peut ainsi parfois devenir « précontrainte » !

Dans tous les ouvrages expérimentaux, les capteurs à fibres optiques sont les capteurs les mieux adaptés à la mesure des déformations des nappes géosynthétiques puisqu'ils apportent la discrétion nécessaire à cette mesure délicate (il faut en effet que la présence du capteur ne modifie pas la mesure). Les capteurs à réseaux de Bragg ont été les premiers à être installés dans les nappes géosynthétiques de renforcement des PTC. L'inconvénient de ces fibres optiques est qu'elles ne permettent pas une mesure répartie et que le nombre de réseaux de Bragg est limité par fibre optique. Les derniers développements des capteurs à fibres optiques avec mesure répartie de la

déformation et surtout la diminution des coûts des appareils optiques permettent désormais des mesures de déformation avec une résolution centimétrique sur une très longue distance, rétro diffusion Brillouin (Lanticq, 2009), ou une résolution millimétrique sur des distances plus courtes, rétro diffusion Rayleigh (Barrias *et al.*, 2015).

4.2 Modèles centrifugés

La macro-gravité ($N \times g$) générée par la mise en rotation du modèle réduit dans une centrifugeuse, permet de reproduire, en tout point du modèle, des champs de contrainte et de déformation similaires au prototype (Garnier, 2001), ce qui induit *a priori* (c'est-à-dire en évitant tout effet d'échelle) la reproduction du comportement des sols prototypes par ceux constituant le modèle réduit.

Le sol compressible peut être représenté dans le modèle par un sol analogique dont la déformabilité est proche de celle du sol en place.

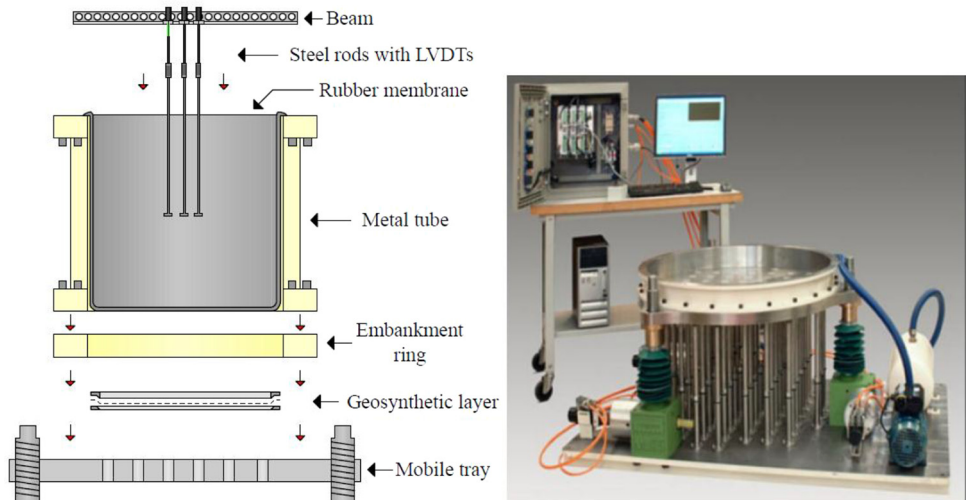


Fig. 2. Dispositif du plateau mobile utilisé dans la centrifugeuse.
Fig. 2. Mobile tray device used in centrifuge.

Tableau 2. Tendances observées en présence de géosynthétique sur l’effet de certains paramètres sur l’efficacité du transfert de charge et le tassement différentiel (expérimentations sur modèles physiques).
Table 2. Trends observed on the effect of several parameters on the efficiency and the differential settlement (experiments on physical models).

Paramètre	$H_{LTP} \nearrow$	$s \searrow$ (ou $\alpha \nearrow$)	$J \nearrow$	Pré-tension 0-0.2-1 %	Nombre GSY. \nearrow	Élévation \nearrow	$a \nearrow$ (α id.)
E_Q	\nearrow	\nearrow	\nearrow	\rightarrow	\rightarrow	\searrow	\searrow
Tassement différentiel	\searrow	$\rightarrow \searrow$	\rightarrow	\rightarrow	\rightarrow	\rightarrow	\nearrow

Une autre option consiste à simuler le tassement du sol compressible par le déplacement vertical imposé d’un plateau support à la base de la PTC. Ce type d’essai a été mené grâce au dispositif du Plateau Mobile (Fig. 2) initialement développé au LCPC dans le cadre du projet ASIRI par Rault *et al.* (2010) puis testé par Okyay (2010) et Okyay *et al.* (2014) ($N=12$ ou 20) sur des PTC en sol traité.

Les renforcements horizontaux modélisés sont surtout des nappes géosynthétiques. Les produits modèles sont choisis pour que leurs raideurs sécantes $J^{(m)}$ soient égales à $1/N$ fois la valeur $J^{(p)}$ d’une nappe géosynthétique (afin de respecter les similitudes entre le modèle réduit et le prototype). Ils sont placés à la base de la PTC. L’effet d’ancrage n’est pas considéré puisqu’en général seule une maille centrale est simulée.

Les seuls essais menés avec GSY et inclusions rigides réalisés en centrifugeuse ont été réalisés avec le plateau mobile. Une surface sablée a été collée sur le support métallique du plateau mobile pour assurer un frottement réaliste. Des essais pour tester la pré-tension ou l’influence d’une deuxième nappe géosynthétique ont été menés avec un cadre rigide installé dans la plateforme (Blanc *et al.*, 2013 ; Hartmann *et al.*, 2014). Dans les autres modèles réduits, la nappe géosynthétique est posée, sans pré-tension ni aucune fixation, à la base de la PTC.

Le tableau 2 récapitule l’influence, en présence de géosynthétique de renforcement dans la plateforme de transfert de charge granulaire, sur le tassement différentiel et sur l’efficacité du transfert de charge de différents paramètres

étudiés sur modèles physiques : l’épaisseur de la PTC (H_{LTP}), la distance entre les inclusions (s), le taux de couverture (α), la raideur du géosynthétique (J), la mise en pré-tension, le nombre de géosynthétiques, l’élévation du géosynthétique dans la PTC et la présence d’une dalle augmentant le diamètre apparent de l’inclusion (a). Ces résultats sont exprimés en tendances qui méritent d’être mieux quantifiées par des approches complémentaires, incluant expérimentations en vraie grandeur et simulations numériques élaborées.

4.3 Modélisations numériques

4.3.1 Modèles numériques continus (EF ou DF)

Concernant les renforcements horizontaux, certains logiciels proposent des éléments spécifiques pour modéliser ces renforcements horizontaux : par exemple éléments « geogrid » de Plaxis 2D (Plaxis, 2018). Leur comportement est caractérisé par une loi élastique linéaire dont le module dépend du niveau de déformation. Les calculs doivent être menés en grandes déformations pour pouvoir représenter un effet « membrane ».

Les nappes géosynthétiques sont modélisées en association avec des éléments d’interface. La loi d’interface utilise un angle de frottement compris entre 0,6 et 0,8 fois l’angle de frottement du matériau de remblai (Zhuang et Ellis, 2014).

De nombreuses études ont mis en évidence les limites des modélisations continues à simuler correctement le comportement

des renforcements géosynthétiques. Par ailleurs, les diminutions de résistance dues à l'endommagement lors de la mise en œuvre ou l'évolution à long terme des nappes demeurent difficiles à introduire dans les modélisations numériques.

4.3.2 Modèles discrets (ED)

La modélisation discrète des matériaux granulaires (MED) se base sur une description du matériau discontinue, à l'échelle du granulat. Le matériau est simulé par un assemblage de particules (ou éléments discrets) en contact les uns avec les autres, chaque élément conservant tous ses degrés de liberté en déplacement et rotation. Une loi de contact est définie entre éléments discrets, tenant compte de la rigidité du contact et de critères de rupture en traction, compression ou cisaillement à l'échelle microscopique des contacts inter granulaires.

L'intérêt du modèle numérique discret est qu'il intègre les mécanismes d'interaction à l'échelle des grains, qu'il permet d'étudier l'évolution des forces d'interaction entre les particules de sol et donc d'appréhender les mécanismes de transfert de charge, qu'il prend en compte les grands déplacements dans le remblai granulaire, qu'il tient compte naturellement des réarrangements dans le sol lorsque celui-ci se désorganise (foisonnement ou compaction), qu'il intègre très facilement des discontinuités ou des points singuliers et qu'il permet de modéliser les mécanismes d'interaction complexes à l'interface sol/géosynthétique comme le roulement ou le glissement des particules de sol sur la nappe.

Le renforcement géosynthétique associé au matériau granulaire peut être discrétisé de différentes manières. Il peut, suivant les cas ou fonctionnalités du logiciel utilisé, être défini à partir d'éléments discrets de différentes formes associés les uns aux autres, ou être constitué d'éléments continus de type éléments finis. Les différentes stratégies de modélisation ont été testées et comparées et ce afin d'optimiser les temps de calcul ou d'améliorer la description des mécanismes mis en œuvre à l'interface. Cette évaluation fait désormais privilégier l'adoption d'éléments déformables plans de faible épaisseur de type éléments finis pour décrire le comportement de la nappe géosynthétique. Cette discrétisation permet de conserver le caractère continu d'une nappe géotextile et de son interface avec les particules du sol, quel qu'en soit son niveau de déformation. Ceci peut être obtenu en implémentant dans un même code un couplage direct éléments finis/éléments discrets (Villard *et al.*, 2009) ou en établissant une connexion à chaque pas de calcul entre un code discret et un code continu (Tran *et al.*, 2013).

Les résultats obtenus sont les déplacements de chaque particule du matelas granulaire, les déformations et tensions dans le renfort géosynthétique ainsi que les forces d'interaction au sein du remblai granulaire et aux interfaces sol/géosynthétique. Le nombre de paramètres est plutôt restreint : 2 paramètres de contact (k_n et k_s) et une loi d'interaction (en général, le modèle frictionnel de Coulomb défini par un angle de frottement intergranulaire et une cohésion normale et tangentielle). La géométrie des particules, leur grand nombre, leur imbrication initiale et le mode de sollicitation sont à l'origine de la richesse des comportements restitués lors des simulations (comportement dilatant, contractant, pic-palier, irréversibilité des déformations, etc.).

Comparativement aux méthodes continues (méthodes des éléments finis ou des différences finies), le modèle discret

s'avère parfois mieux adapté qu'un modèle continu notamment pour décrire les mécanismes d'interaction au voisinage d'une tête d'inclusion (qui tend à « poinçonner » le matelas) ou les mécanismes de cisaillement et de transfert de charge pour les remblais de faible épaisseur (fortes décompactions localisées du sol d'où il résulte des comportements distincts et caractéristiques des différents états de compacité atteints). D'un point de vue pratique les principales conclusions de cette comparaison sont que les modèles continus sont, à l'heure actuelle, plus faciles d'utilisation et plus accessibles en ingénierie que les modèles discrets et que pour des remblais granulaires de fortes épaisseurs, sujets à des taux de déformations relativement faibles, les résultats des modèles continus sont globalement similaires à ceux des modèles discrets et relativement pertinents.

A contrario la MED trouve son intérêt lorsqu'une modélisation fine des discontinuités et des grands déplacements est nécessaire (remblai de faible épaisseur et déplacement relatif élevé entre les particules du remblai et les têtes d'inclusion). L'utilisation de la MED demande néanmoins une forte expertise lors de la mise en place initiale des particules à une porosité donnée, dans la conduite des calculs et dans l'analyse et l'interprétation des résultats.

Le modèle numérique MED peut s'appliquer aussi à des sollicitations cycliques puisque la méthode prend explicitement en compte les mécanismes qui se développent au niveau micromécanique, comme les déplacements irréversibles entre particules et le réarrangement granulaire à chaque cycle, sans besoin d'implémentation de lois d'interaction complexes. Les lois utilisées en quasi statique se suffisent à elles-mêmes. La MED est donc particulièrement bien adaptée à la recherche sur les chargements complexes.

Chevalier (2008) a également mis en lumière, par des modèles aux éléments discrets, l'effet bénéfique procuré par une nappe continue de renforcement disposée à la base du matelas, dans le cas de sols très compressibles : le confinement du matériau du matelas par la nappe, autour des têtes d'inclusion, rend possible le maintien de contraintes élevées sur la tête des inclusions (Fig. 3a), alors que sans nappe ces contraintes se dégradent sous les surcharges les plus élevées, lorsque la compressibilité du sol augmente (Fig. 3b).

Selon un point de vue rejoignant le précédent, l'incorporation de plusieurs nappes de renforcement dans le matelas, spécialement à l'aplomb des têtes d'inclusion, peut contribuer à augmenter la contrainte maximale que peut supporter chacune d'entre elles, en conférant au matériau du matelas une cohésion fictive équivalente, bénéfique dans les modèles servant à évaluer la contrainte limite sur une inclusion (ASIRI, 2012). Le processus est analogue à celui mis en évidence par Schlosser et Long (1972) à partir d'essais triaxiaux sur des sols renforcés par des disques résistants en traction ; pour une traction T et un espacement e entre nappes, cette cohésion fictive c^* est :

$$c^* = \frac{T}{2e} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right). \quad (1)$$

4.3.3 Solutions analytiques

Eekelen *et al.* (2013) proposent une solution analytique combinant les apports de différentes formulations d'un

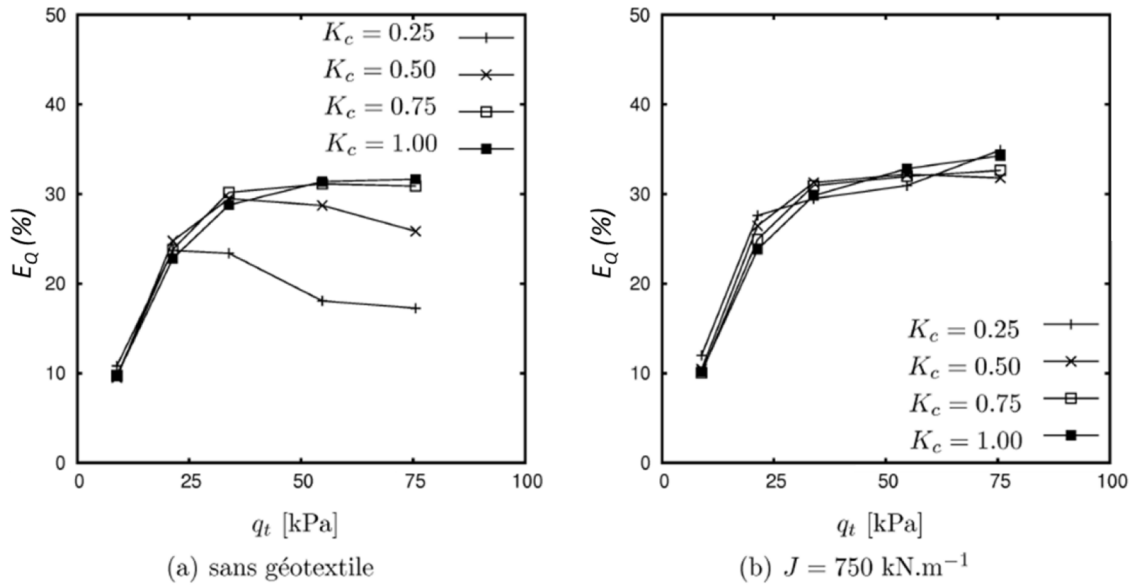


Fig. 3. Comparaison de l’efficacité E_Q obtenue sous un remblai sur IR sans ou avec nappe de renforcement horizontal pour des sols de compressibilité décroissante (K_c coefficient de réaction apparent $\text{Pa}\cdot\text{m}^{-1}$) et des surcharges q_t croissantes (Chevalier, 2008).

Fig. 3. Comparison of efficiency under piled-embankment with and without GSY for soils of decreasing compressibility (K_c stiffness coefficient $\text{Pa}\cdot\text{m}^{-1}$) and increasing load q_t (Chevalier, 2008).

transfert de charge par arches hémisphériques concentriques. Cette solution aboutit, en ce qui concerne les contraintes sur une bandelette entre deux inclusions, à une distribution de forme triangulaire inversée. Cette formulation a été validée à la fois par des essais de laboratoires et des tests en vraie grandeur (Eekelen, 2015). Dans la publication originale, Eekelen *et al.* (2013) établissent la contrainte radiale σ_r dans les voûtes 2D (supposées pesantes) à partir de l’équilibre radial des forces agissant sur un volume élémentaire (Fig. 4). Ils supposent (1) que l’état de contrainte est uniforme dans la voûte, et (2) que cette dernière est à l’équilibre limite. Les auteurs présentent leur formulation comme une extension de celle par Hewlett et Randolph (1988) qui considéraient une voûte (non pesante) d’épaisseur égale à la moitié du diamètre de la tête d’inclusion. De fait, Hewlett et Randolph (1988) calculaient la contrainte radiale (= verticale) immédiatement sous l’élément au sommet de la voûte. L’hypothèse par laquelle Eekelen *et al.* (2013) assimilent contrainte radiale et contrainte verticale n’est cependant légitime qu’au sommet de la voûte. Celle-ci devient une approximation discutable en s’éloignant de cet axe.

La forme triangulaire inversée de la distribution de charge au-dessus de la bande géosynthétique mise en évidence par Eekelen peut être rapprochée des résultats des essais simulant des cavités. Ceux-ci peuvent être menés selon deux protocoles distincts : création d’une ouverture circulaire dont le diamètre croît (processus A) ou abaissement uniforme d’un disque (« trapdoor » – processus B). Sur la figure 5, l’axe des abscisses correspond à la position depuis le centre de la cavité dont le bord est à $x = 2$ m. Le rapport $\Delta\sigma/\sigma\theta$ est tracé en ordonnée. On obtient ainsi deux formes pour la répartition des contraintes sur le GSY, en fonction du mode d’ouverture. Pour une ouverture avec abaissement uniforme (processus B), Villard *et al.* (2016) observent une distribution de charge triangulaire inversée (qui correspond à une parabole inversée dans un cas 3D). En

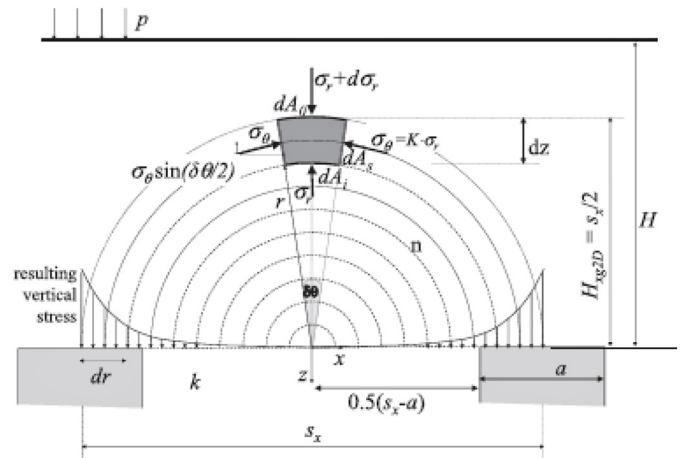


Fig. 4. Système de voûtes concentriques étudié par Eekelen *et al.* (2013) conduisant à une surcharge en pied proche d’une distribution triangulaire inversée.

Fig. 4. Set of concentric arches resulting in vertical stresses exerted on the subsurface that resemble the simplified inverse triangular distribution (Eekelen *et al.*, 2013).

revanche, une ouverture concentrique aboutit à une distribution triangulaire (processus A). Il semble donc, d’après l’allure de la distribution de charge considérée par Eekelen *et al.* (2013), que le sol compressible tasse de façon uniforme selon un mécanisme qui s’apparente à l’abaissement d’une trappe.

D’autres formulations ont été développées en exprimant la conservation des énergies de déformation dans le système remblai, inclusions, sol et renforcements horizontaux comme schématisé par la figure 6 (Halvordson *et al.*, 2010 ; Jones *et al.*, 2010 ; Plaut et Filz, 2010).

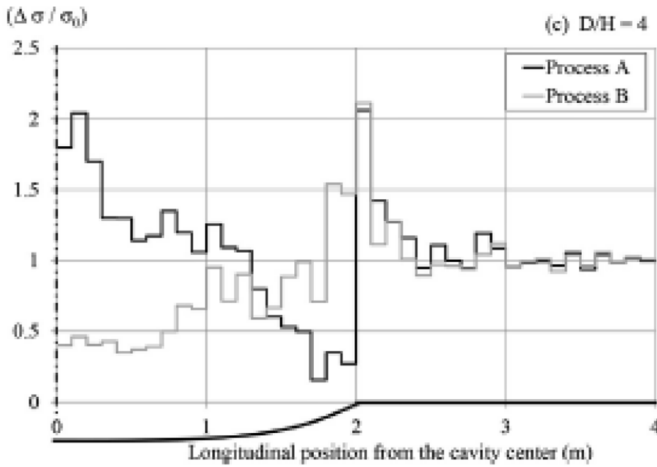


Fig. 5. Influence du mode d’ouverture d’une cavité sur la forme de la distribution de charge sur le GSY d’après Villard *et al.* (2016).

Fig. 5. Influence of the cavity-opening mode on the shape of the load distribution on the GSY (Villard *et al.*, 2016).

L’énergie totale E_T dans la cellule élémentaire est la somme de l’énergie E_B associée à la flexion de la plaque et de l’énergie E_M associée à son élongation, de l’énergie transmise aux inclusions E_{kp} et de celle appliqué sur le sol E_{ks} , ainsi que de l’énergie dans le remblai ($E_{\sigma p}$ au-dessus des inclusions et $E_{\sigma s}$ ailleurs).

Les différentes énergies sont calculées en considérant une surface autour de chaque nœud (Fig. 7). Finalement, l’énergie totale E_T emmagasinée dans la cellule s’exprime comme une fonction des déplacements aux nœuds $U_{i,j}, V_{i,j}$ et $W_{i,j}$, où i et j sont les coordonnées de chaque nœud. E_T est minimisée numériquement pour obtenir les contraintes et les déformations dans chacun des éléments.

Une autre formulation analytique (Cuira et Simon, 2009) exploite le modèle biphasique simplifié adapté aux inclusions rigides, repris dans les recommandations ASIRI (2012). Elle consiste à exprimer l’équilibre des forces dans chacun de deux domaines apposés (domaine inclusion et domaine sol), en tenant compte des efforts de cisaillement $\tau(z)$ entre ces deux domaines par le biais d’une fonction de transfert, valable à toute profondeur z du modèle (Fig. 8) :

$$\tau(Z) = \tau[y_s(Z) - y_i(Z)], \quad (2)$$

où $\tau(z)$ est le cisaillement mobilisé, $y_s(z)$ le tassement du domaine sol (supposé uniforme) et $y_i(z)$ le tassement de l’inclusion, à toute profondeur z .

La méthode a depuis été étendue pour lui intégrer la contribution d’une ou plusieurs nappes horizontales de renforcement placées au sein de la plateforme de transfert, Simon (2015). L’auteur considère que le comportement des nappes de renforcement peut être réduit à celui des bandes reliant les inclusions les plus proches, supposées soumises à une distribution de charge triangulaire inversée, et dont la largeur correspond à la zone d’appui sur l’inclusion (elle-même fonction de la dimension de la tête et de la distance séparant celle-ci de la nappe de renforcement).

En retenant l’hypothèse d’une pression différentielle appliquée à ces bandes qui est distribuée selon un profil triangulaire inverse (de résultante R_k) et qui produit une flèche δ de la bande, Simon (2015) montre que la relation $R_k(\delta)$ peut être transformée en une loi de cisaillement équivalente pour le modèle biphasique simplifié, analogue à une fonction de transfert :

$$\tau(\delta) = R_k(\delta)/(2b_p h), \quad (3)$$

où b_p est la largeur du domaine inclusion au niveau de la bande, h la hauteur de la couche sur laquelle ce cisaillement sera comptabilisé, δ la flèche de la nappe géosynthétique, assimilée au tassement différentiel $[y_p(z_r) - y_s(z_r)]$ des domaines inclusion et sol à la cote z_r du renforcement.

Cette loi est combinée avec celle, propre au matériau constitutif de la PTC, qui exprime la capacité de ce dernier à développer aussi un cisaillement à l’interface des domaines inclusion et sol, sous l’effet du tassement différentiel à tout niveau. Ce processus permet de prendre en compte le caractère anisotrope éventuel du renforcement géosynthétique, comme la superposition de plusieurs nappes dans la PTC : il suffit de sommer les relations individuelles $\tau(\delta)$ de chacune des bandes, dans l’ensemble des nappes.

Simon (2015) donne un exemple d’application numérique pour une nappe placée à $z_g = 10$ cm au-dessus d’inclusions de section carrée de 27 cm de côté dans une maille de 1,6, 1,7 ou 1,8 m. La nappe géogrille adoptée a une raideur $J = 13\,000$ kN/m. La contrainte moyenne appliquée aux bandes reliant les inclusions et le cisaillement moyen qui en résulte pour un matelas d’épaisseur $H = 0,5$ m sont tracés en fonction de δ sur la figure 9. Pour la maille 1,6 m, il apparaît qu’une flèche $\delta = 8$ cm est nécessaire pour développer un cisaillement supplémentaire de 404 kPa à la frontière des domaines inclusion et sol, sur la hauteur H du matelas.

Les résultats du modèle analytique ont été comparés aux mesures prises 120 jours après la fin de l’installation du plot par Briçon et Simon (2017) pour une prédiction faite avant construction des plots (classe A). Les sections S2, S3 et S4, en abscisses sur la figure 10, correspondent à un espacement entre inclusions valant respectivement 1,7, 1,6 et 1,8 m. La déformation calculée est maximale au bord de l’inclusion ($a/2$) et minimale à une distance $s/2$ du bord de l’inclusion. Il y a une bonne concordance pour S3 ($s = 1,6$ m), alors que le calcul est conservatif pour S4 ($s = 1,8$ m) (les fibres optiques endommagées n’ont pas permis cette comparaison sur S2).

4.4 Cas particulier d’un renforcement horizontal d’une couche traitée aux liants hydrauliques

Les chantiers d’amélioration de sol par inclusions rigides avec PTC en sol traité sont de plus en plus répandus, mais les retours d’expérience documentés dans la littérature apparaissent peu nombreux : hormis un chantier instrumenté dans le cadre du PN ASIRI (Briçon *et al.*, 2010).

L’option consistant à disposer une (ou plusieurs) nappe(s) de renforcement géosynthétique(s) dans une PTC en sol traité doit considérer la compatibilité de leurs polymères avec la nature du sol et celle des liants utilisés (certains polymères étant incompatibles avec un milieu basique).

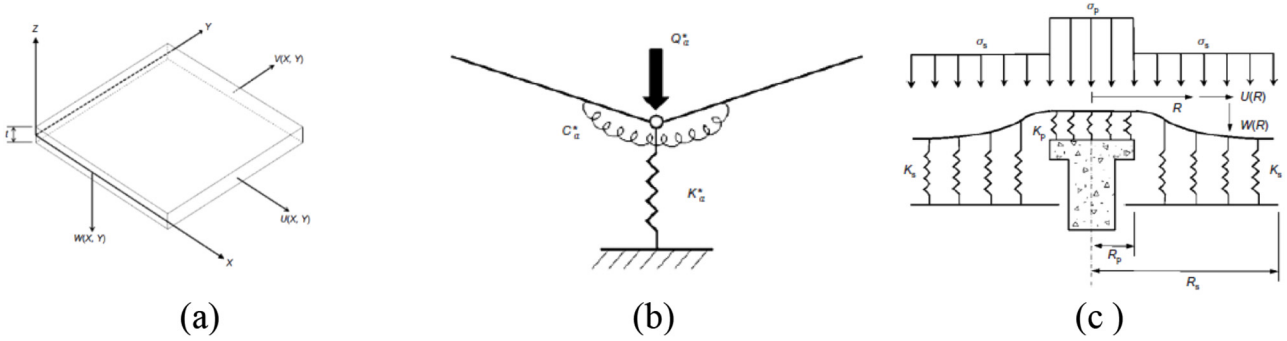


Fig. 6. Modélisation de la nappe géosynthétique : (a) plaque mince 3D ; (b) câble ; et (c) inclusion dans cellule élémentaire.
Fig. 6. Modelling the geosynthetic: (a) 3D thin shell; (b) string; and (c) inclusion in elementary cell.

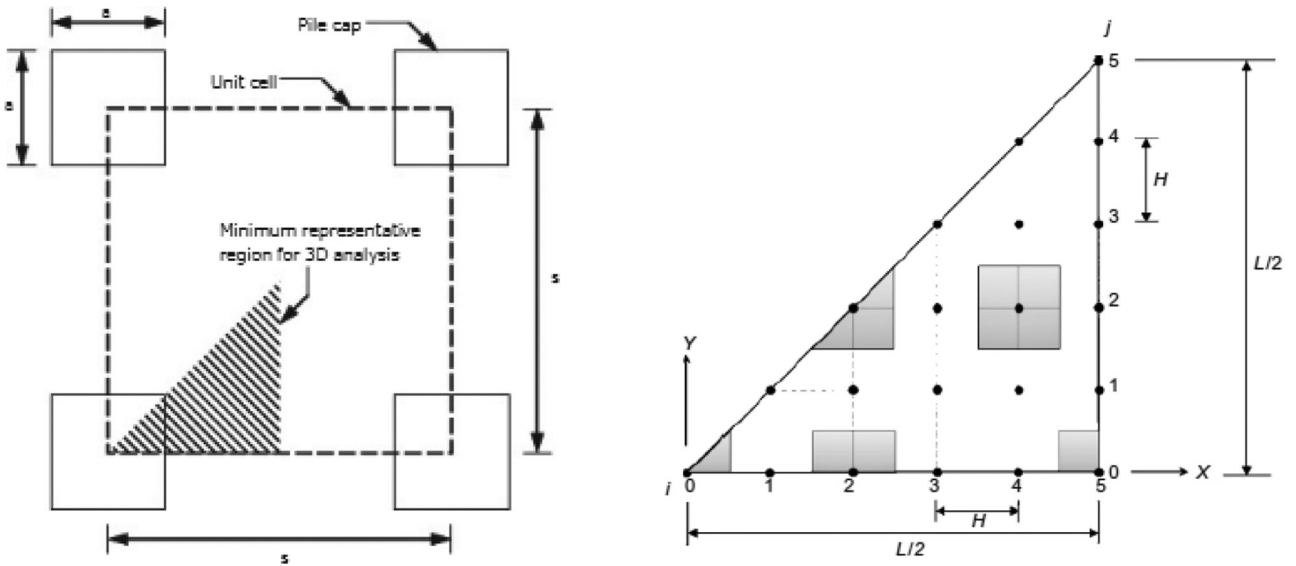


Fig. 7. (a) Cellule élémentaire (Smith et Filz, 2007) ; (b) répartition des nœuds dans la section triangulaire d'une cellule élémentaire (Jones *et al.*, 2010).
Fig. 7. (a) Unit cell (Smith and Filz, 2007); (b) Nodes distribution in a triangular section of one unit cell (Jones *et al.*, 2010).

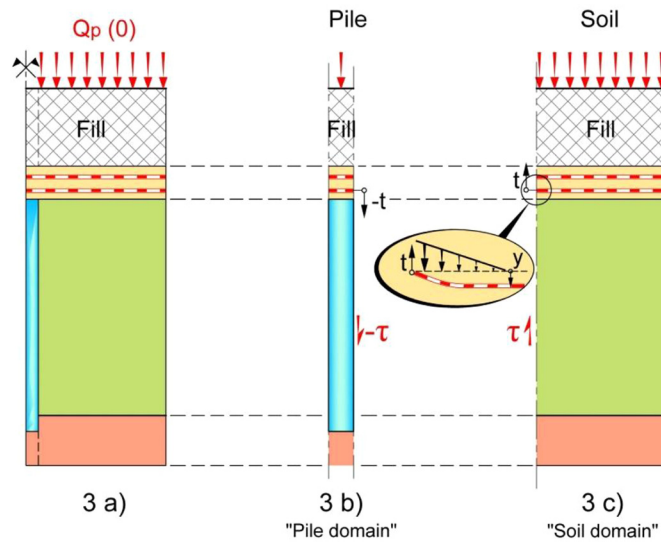


Fig. 8. Principe d'introduction d'un renforcement par nappe dans le modèle biphasique simplifié d'une cellule élémentaire.
Fig. 8. Introduction of a geosynthetic element into the simplified biphasic model of one elementary cell.

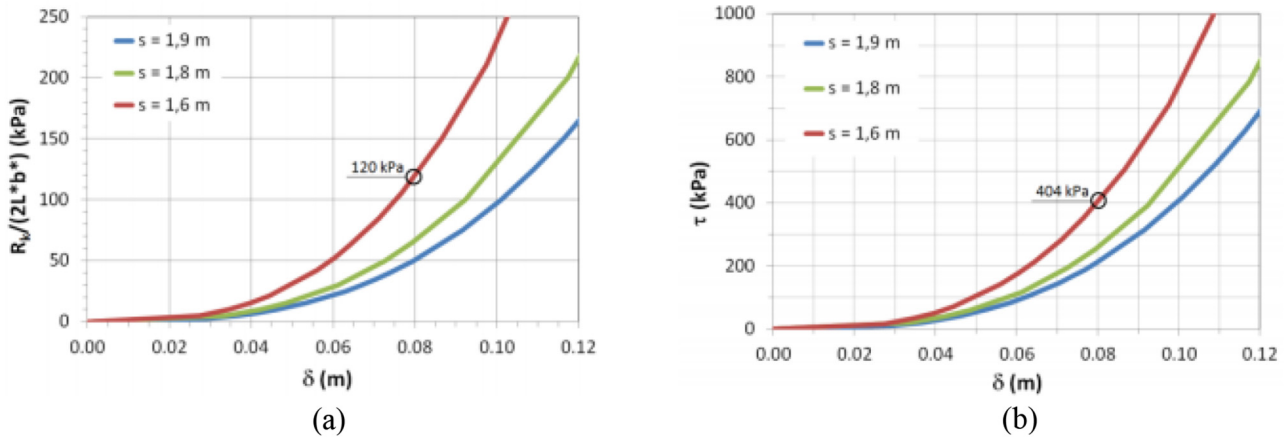


Fig. 9. Résultats du calcul à différents espacements en fonction de la flèche : (a) contrainte moyenne appliquée ; (b) cisaillement transmis.
Fig. 9. Results for different mesh sizes as a function of the mid-span: (a) average value of normal applied pressure; (b) shear stress at boundary.

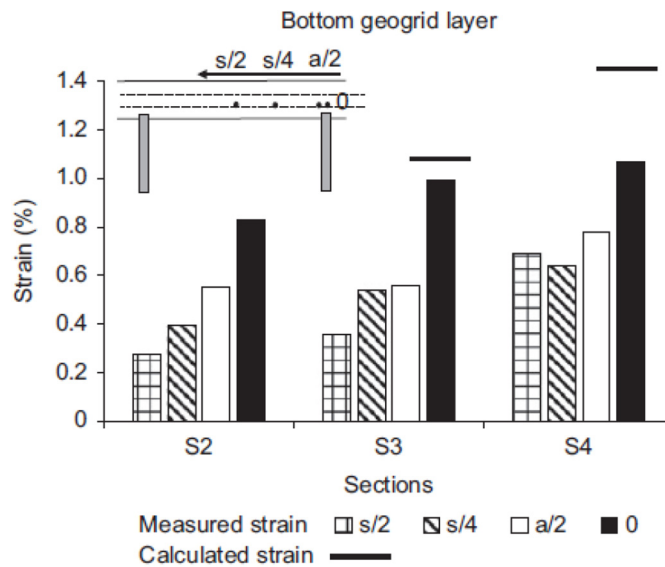


Fig. 10. Comparaison des déformations prédites et mesurées 120 jours après l'installation des plots (Briançon et Simon, 2017).
Fig. 10. Comparison of forecast and measured strains, 120 days after construction (Briançon and Simon, 2017).

Ferber *et al.* (2015) rapportent une solution variante proposée et mise en œuvre pour la construction d'un remblai routier de hauteur 8 m sur le site d'une ancienne carrière servant de décharge d'ordures ménagères. Le projet initial associait, comme illustré par la figure 11, un réseau d'inclusions rigides en béton non armé de diamètre 0,36 m, de longueur 8 m, implantées selon une maille carrée 1,8 m et un matelas de répartition granulaire d'épaisseur 0,8 m, renforcé par une nappe géogridde ($T_{max} = 600$ kN/ml). Un géosynthétique drainant disposé à la surface du matelas, avec une légère pente, devait permettre de recueillir séparément le biogaz et les eaux ayant infiltré le remblai.

La variante a consisté à remplacer le matelas granulaire par un matelas traité aux liants hydrauliques. Ceci a conduit à positionner la géogridde sous le matelas traité, dans une couche granulaire qui la protège, le géosynthétique drainant étant pour

sa part repositionné à la base du matériau traité (peu perméable) pour y collecter le biogaz (Fig. 12).

Le matelas est constitué par un matériau marno-calcaire du site traité avec un liant hydraulique dosé à 5 %. Les résistances mesurées à 28 jours au laboratoire valent respectivement 2,56 MPa en compression et 0,28 MPa en traction.

Les inclusions ont été recépées à la base de la couche granulaire, servant de plateforme de travail. Celle-ci s'est trouvée ainsi intégrée à la PTC traitée, dans le matelas de répartition.

Les efforts de cisaillement induits dans la couche traitée ont été contrôlés en mobilisant la résistance au cisaillement de la couche granulaire ($\varphi' = 38^\circ$), selon le mécanisme décrit par la figure 12. Pour une couche granulaire de 0,70 m d'épaisseur et un diamètre d'inclusion rigide de 0,36 m, le diamètre de l'empreinte de l'inclusion sous la PTC traitée est estimé

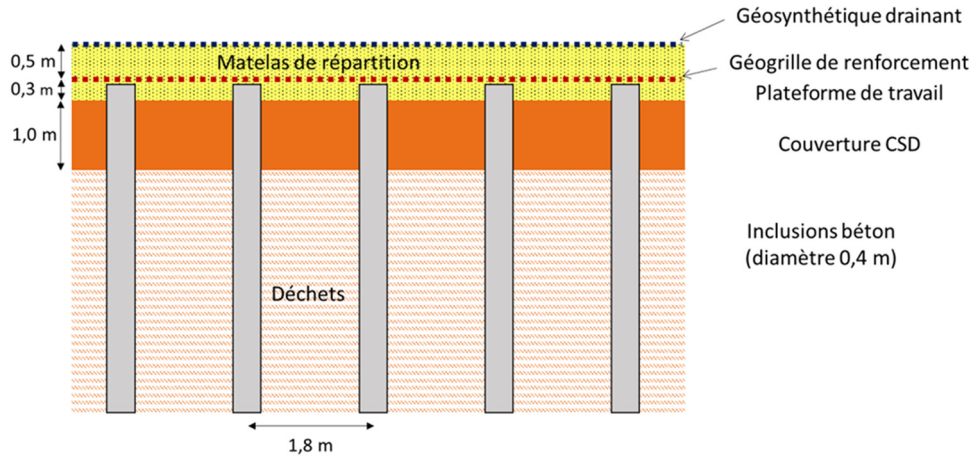


Fig. 11. Principe du projet initial d'amélioration de sol par inclusions rigides d'après Ferber *et al.* (2015).
Fig. 11. Schematic view of the pile-supported embankment initial design (Ferber *et al.*, 2015).

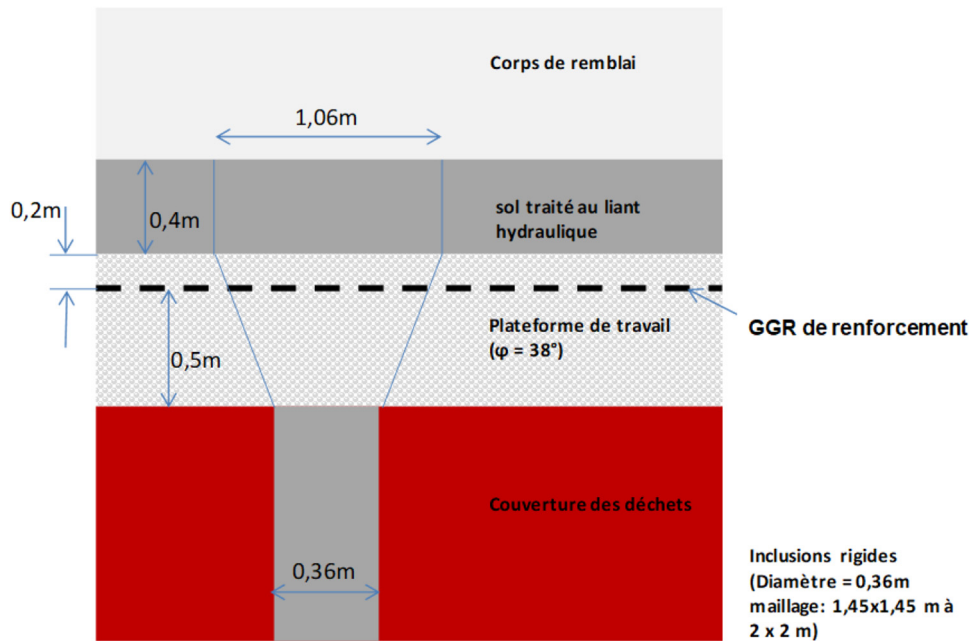


Fig. 12. Volume de forme conique surmontant la tête d'inclusion dans la plateforme de travail d'après Ferber *et al.* (2015).
Fig. 12. View of the conical volume of the load transfer platform that bears on every inclusion head (Ferber *et al.*, 2015).

légèrement supérieur au mètre. Les auteurs rapportent que, moyennant un coefficient de sécurité de 3, la résistance minimale imposée en compression était 0,4 MPa.

Le risque de fissuration par retrait et le comportement fragile éventuel du sol traité ne permettent pas de considérer la couche traitée comme une dalle continue. Ceci a conduit à vérifier également son comportement sous charges verticales d'une manière adaptée, pour pallier à l'absence de règles explicites concernant les sols traités dans les recommandations ASIRI (comme d'ailleurs la norme BS 8006-1). Selon la nature des liants utilisés, les mécanismes mobilisés peuvent correspondre (Fig. 13a) à ceux d'une dalle en flexion (cas 2D), d'une membrane (cas 3D) ou à la désolidarisation d'une

sous-dalle, délimitée par des fissures s'inscrivant entre les bords des inclusions (Fig. 13b). Les mécanismes du premier type sont associés à un comportement ductile (c'est le cas des sols traités à la chaux) et ceux du second type à un comportement fragile (cas des sols traités au ciment). Comme une nappe géosynthétique ne peut opérer un transfert de charge significatif que si elle subit un tassement différentiel sensible sur sa portée, ce tassement peut s'avérer incompatible avec le comportement fragile d'une PTC traitée.

La plastification atteinte dans une PTC traitée à la chaux est plus importante que dans une PTC traitée au ciment car la PTC traitée à la chaux se déforme lorsque le sol tasse entre les inclusions. *A contrario*, le sol traité au ciment se déforme très

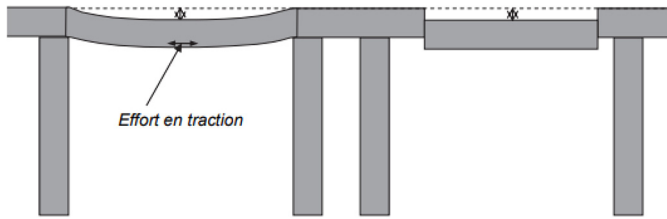


Fig. 13. Mécanismes possibles pour la rupture d'un sol traité: (a) fonctionnement d'une dalle en flexion (traitement à la chaux); (b) fonctionnement en sous-dalle désolidarisée (traitement ciment) d'après [Ferber *et al.* \(2015\)](#).

Fig. 13. Different failure mechanisms in treated soil: (a) bending of full slab (lime treatment); (b) mobilization of a disconnected part of the slab (cement treatment) from [Ferber *et al.* \(2015\)](#).

peu car sa rigidité est plus élevée : son comportement rigide peut aussi être fragile.

Pour cet ouvrage, les auteurs ont choisi de vérifier un mécanisme de sous-dalle désolidarisée des inclusions par des fissures verticales. Chaque sous-dalle est assimilée au cercle de plus grand diamètre inscrit entre 4 inclusions. L'effort vertical appliqué à cet élément est supposé entièrement repris par la géogrille en périphérie de la sous-dalle (par cisaillement au droit des fissures). Ce calcul de type équilibre limite fixe la résistance en traction minimale de la géogrille mais ne permet pas de vérifier, il faut le souligner, quel est le déplacement qui lui serait associé.

Les auteurs indiquent qu'il a été possible de réduire la raideur du géosynthétique initialement prévu.

En conclusion, si la justification du choix d'un géosynthétique de renforcement sous-jacent à une PTC traitée n'est pas abordée par les recommandations ASIRI, la différence bien établie entre le traitement à la chaux (augmentation différée de résistance et comportement ductile) et au ciment (augmentation rapide et comportement fragile) montre que l'association d'une PTC en sol traité avec des nappes de renforcement géosynthétiques ne peut s'envisager sans un examen détaillé de la compatibilité de leurs déformations respectives.

5 Contribution des nappes géosynthétiques sous les ouvrages soumis à une circulation répétée de charges mobiles

5.1 Observations sur ouvrages instrumentés

Les ouvrages sur inclusions rigides soumis à des charges mobiles répétées peuvent être soumis à des sollicitations spécifiques lorsque l'épaisseur de sol entre les têtes d'inclusions et l'ouvrage est faible. C'est le cas de remblais routiers ou ferroviaires de faible hauteur (mais aussi de dallages sur lesquels circulent des engins de manutention).

[Eekelen *et al.* \(2010\)](#) furent les premiers à observer l'influence d'un trafic routier sur l'évolution du transfert de charge vers les têtes d'inclusions. Le remblai d'épaisseur 1,15 m fait office de matelas. Il est constitué de boues d'épuration traitées au ciment. Une géogrille est installée à la base du remblai sur les têtes d'inclusions (blocs béton préfabriqués coiffant des inclusions bois). La route dessert un entrepôt desservi par un trafic de poids lourds. L'instrumentation

révèle des variations journalières : les reports de charges par cisaillement se renforcent durant le week-end ou durant la période de Noël (absence de trafic poids lourds). La reprise du trafic immédiatement après cette période de Noël ne fait cependant pas disparaître ces effets voûte. L'accroissement des reports par cisaillement durant les périodes de repos peut, dans cet ouvrage particulier, être attribué en partie à un phénomène de prise différée dans le remblai traité.

[Eekelen *et al.* \(2017\)](#) ont depuis rendu compte du suivi d'une bretelle routière sur une période de plus de 4 ans. Le renforcement associait inclusions rigides coiffées de dalles et deux GGR monoaxiales croisées disposées à la base du remblai. La hauteur du remblai au-dessus des têtes d'inclusions est proche de 1,8 m. L'instrumentation établit que la totalité de la charge a été transmise aux inclusions ($E_Q=1$) dans les 3 mois suivant la fin d'édification. Les tassements sont pratiquement stabilisés depuis la mise en service (2010). Seul un facteur climatique est retenu pour expliquer les variations constatées sur l'année : réduction temporaire du report par cisaillement dans le remblai (partie A) après un épisode particulièrement pluvieux, et augmentation corrélative en période plus sèche. Les auteurs précisent qu'aucune influence du trafic des poids lourds comparable à celle décrite ci-avant n'a été mise en évidence.

Quelques ouvrages ferroviaires associant inclusions et nappes de renforcement géosynthétique ont été instrumentés ([Tab. 3](#)).

[Duijnen *et al.* \(2010\)](#) rapportent les résultats obtenus sur une voie ferrée instrumentée. Le matelas est renforcé par deux nappes monoaxiales disposées respectivement dans le sens transversal et longitudinal. Des capteurs de force installés de part et d'autre du renforcement leur permettent de distinguer le report de charge opéré par cisaillement (« effet voûte ») au-dessus du renforcement, de celui opéré par le renforcement lui-même. Il est observé que seul le passage d'un train de travaux d'un poids exceptionnel (charge maximale d'un bogie : 235 kN) a pu dégrader légèrement (et temporairement) le report opéré par cisaillement dans le remblai, dans un profil où le renforcement était conçu avec une réaction du sol support. Aucune dégradation n'est par contre observée dans un profil où le renforcement était conçu pour reprendre la totalité des charges (réaction supposée nulle du sol support). Aucune dégradation n'est non plus mise en évidence sous des trains de fret ou de passagers, circulant à vitesse normale, et avec des fréquences respectives de 1/heure ou 8/heure.

5.2 Observations sur modèles physiques

Pour répondre au développement des renforcements par inclusions rigides dans des projets de lignes ferroviaires à grande vitesse, en Chine particulièrement, plusieurs expérimentations, à échelle 1 ou proche, destinées à simuler une circulation de trains à grande vitesse sur des ouvrages renforcés par IR et GSY, ont été menées ; elles sont exceptionnelles à bien des égards ([Tab. 4](#)).

Les dispositifs d'essai étant de grande dimension (échelle 1/7 par exemple, mis en place par [Yin *et al.*, 2017](#)), le matériau du ballast, du sous-ballast et du remblai sont modélisés par les mêmes matériaux qu'en vraie grandeur. Deux modes de simulation sont utilisés : plaque appliquant une vibration aux

Tableau 3. Voies ferrées instrumentées (avec IR et nappe GSY).
Table 3. Monitored railway lines (with rigid inclusions and GSY).

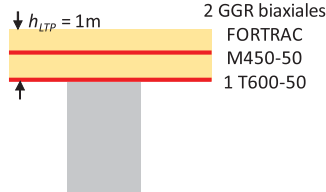
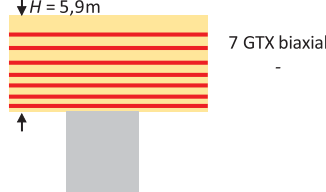
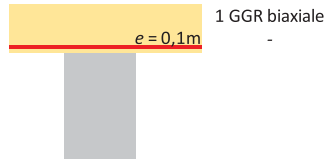
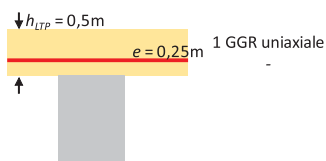
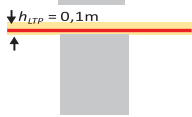
Références	Type	V (km/h)	H (m)	α (%)	Renforcement Horizontal
Duijnen <i>et al.</i> (2010)	I	13 et 95	2,1	18,2–28,7	
Zhai <i>et al.</i> (2015)	I	300–410	6,3	13,6	
Zhuang et Wang (2018)	I	30 ; 60 et 120	5,9	16	

Tableau 4. Modèles d’essai (en grande dimension) de voies ferroviaires.
Table 4. Full-scale experimentation of railway lines.

Références	V (km/h)	H (m)	α (%)	Renforcement horizontaux	Instrumentation		
Avec inclusions rigides Chen <i>et al.</i> (2016)	324	2,3			1 GGR uniaxiale	Capteur de déformation par fibre optique et par réseau de Bragg	
Yin <i>et al.</i> (2017)	60–120	0,72	57,7		1 GGR uniaxiale	1 GGR uniaxiale	Efforts en tête d’inclusion et le long du fût, déplacement en tête

rails (Fig. 14a) (Yin *et al.*, 2017) ou série de pistons asservis appliquant des pressions localisées, fonction du temps, qui simulent le chargement transmis par un boggie (Fig. 14b) (Chen *et al.*, 2016).

La figure 15 décrit le dispositif mis en œuvre par Chen *et al.* (2016) : il repose sur une couche associant des dalles de section 1 m² et de hauteur 0,2 m avec des réservoirs remplis d’eau destinés à simuler un tassement entre ces dalles. Une géogrille sert de renforcement horizontal dans la PTC (Fig. 15b).

Chen *et al.* (2016) montrent que les efforts de traction dans la géogrille s’amorcent avec les tassements différentiels entre dalles, que simule la vidange contrôlée des réservoirs ; les tractions mobilisées sont maximales au bord des têtes d’inclusion (Fig. 16a). Celles-ci sont, selon les auteurs,

correctement prédites en combinant la norme BS8006-1 (2010) avec l’hypothèse d’une distribution de charge triangulaire inversée entre inclusions.

Après des cycles de chargement simulant $1,2 \cdot 10^6$ passages de trains à 324 km/h, les tractions dans la géogrille augmentent faiblement entre les inclusions, mais plus significativement au centre des têtes d’inclusion (Fig. 16b). Ce point leur fait émettre des réserves sur les conclusions tirées d’expérimentations où les tractions ne sont mesurées qu’à l’aplomb des inclusions. Heitz et Kempfert, (2007) ont en particulier pu conclure d’expérimentations de ce type qu’un chargement dynamique a plus d’influence sur les reports de charge par cisaillement quand l’épaisseur relative du remblai (H/s or $H/(s-a)$) diminue, ou quand la part dynamique des charges augmente dans l’ensemble (statique + dynamique).

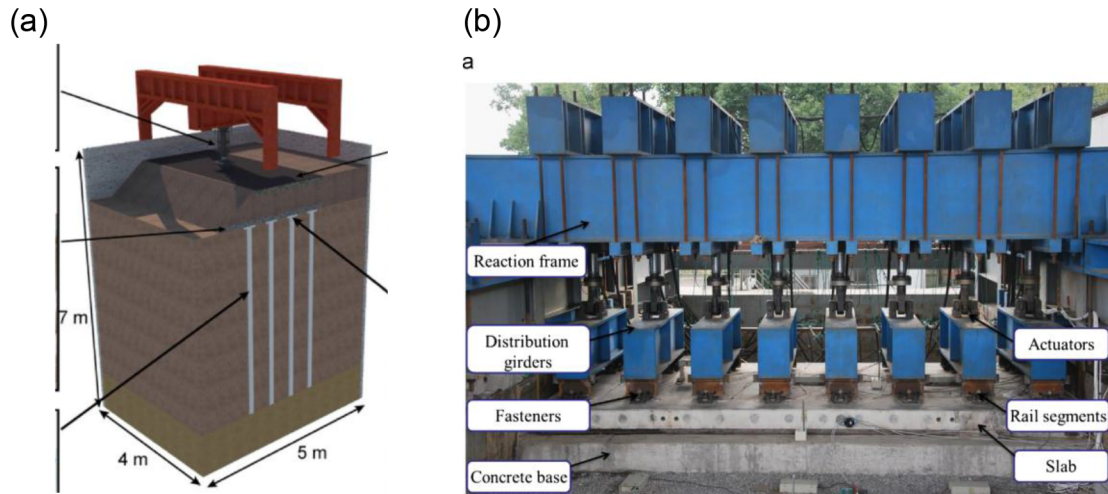


Fig. 14. Application d'un chargement dynamique sur des modèles de grande dimension : (a) plaque (d'après [Yin et al., 2017](#)); (b) pistons en série (d'après [Chen et al., 2016](#)).

Fig. 14. Dynamic load application for real scale: (a) plate ([Yin et al., 2017](#)); (b) actuators ([Chen et al., 2016](#)).

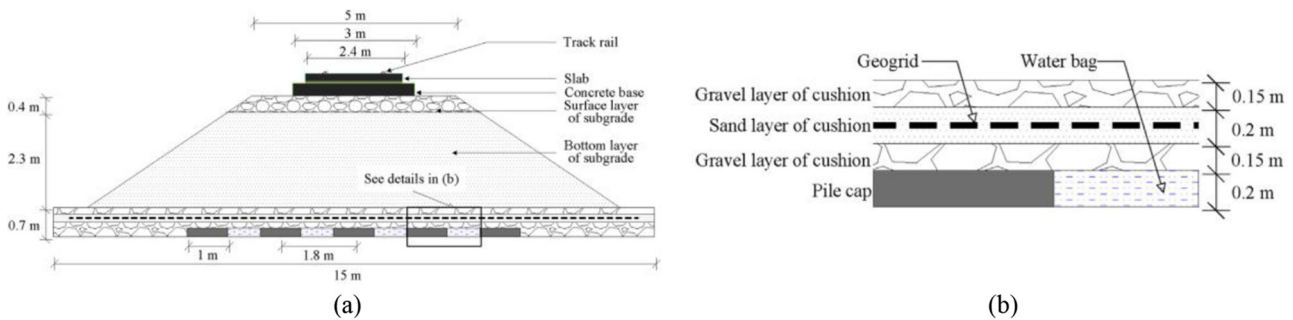


Fig. 15. Modèle d'étude de la charge roulante sur le géosynthétique basal de renforcement d'un remblai sur IR : (a) vue de face ; (b) schéma du remblai d'étude (d'après [Chen et al., 2016](#)).

Fig. 15. Full-scale test model to study a pile-supported embankment under mobile load: (a) general cross-section of test model; (b) detailed view of reinforced cushion (from [Chen et al., 2016](#)).

6 Autres points de dimensionnement des nappes GSY devant être précisés par le projet ASIRI+

6.1 Contexte actuel

Les recommandations [ASIRI \(2012\)](#) exposent les vérifications spécifiques aux nappes de renforcement horizontal des PTC en détaillant les formules appropriées. Il s'agit des règles initialement développées pour les remblais avec des nappes de renforcement horizontal, sur un sol de fondation non renforcé par inclusions verticales. Les mêmes formules sont donc étendues au cas des remblais dont le sol de fondation a été renforcé par des inclusions rigides verticales. Cette extrapolation néglige :

- la distribution non uniforme des tractions au sein de ou des nappes de renfort : toutes les expérimentations confirment que ce sont essentiellement des bandes de largeur réduite,

orthogonales entre elles et reliant les inclusions, qui sont mobilisées ;

- la concentration d'effort qui s'opère sur les têtes d'inclusion, elles-mêmes subissant des déplacements latéraux plus faibles que ceux du sol : cette conjonction implique que des réactions de frottement élevées sont susceptibles d'être développées entre la nappe de renforcement et les têtes d'inclusions ;
- le fait que les nappes de renforcement qui sont approvisionnées en rouleaux de largeur limitée ne peuvent être assimilées à des nappes continues de grande extension.

Il importe que ces différents points soient examinés d'une manière spécifique aux ouvrages sur inclusions rigides, à partir d'observations expérimentales propres à ces ouvrages, pour examiner si les règles actuelles doivent être actualisées pour mieux prendre en compte le fonctionnement particulier des nappes GSY dans ces ouvrages. Le projet ASIRI+ vise à apporter une réponse à ces interrogations.

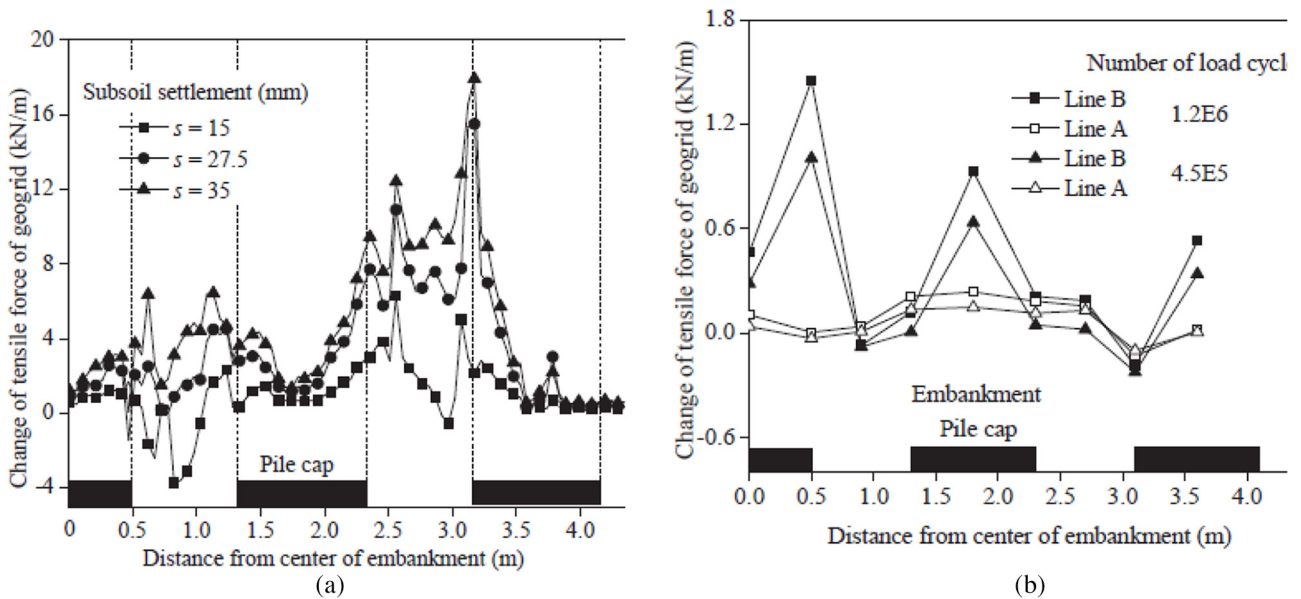


Fig. 16. Traction dans la géo grille de renforcement après simulation : (a) du tassement du sol compressible ; (b) de $1,2 \cdot 10^6$ passages de trains à 324 km/h (Chen *et al.*, 2016).

Fig. 16. Tension in the GGR after the simulation of: (a) the settlement of the soft soil; (b) of $1.2 \cdot 10^6$ trains crossing at 324 km/h (Chen *et al.*, 2016).

6.2 Traction des nappes GSY sous l'action d'étalement d'un remblai

La poussée latérale qui se développe sous le talus d'un remblai peut ne pas être équilibrée par le sol de fondation lorsque celui-ci est très compressible (quand par exemple le coefficient de sécurité du talus au grand glissement est trouvé insuffisant). Une nappe horizontale de renforcement disposée à la base du remblai peut permettre d'équilibrer cette poussée (Fig. 17). Si le sol compressible est renforcé par des inclusions rigides, ce renforcement horizontal limite aussi les déplacements latéraux du sol compressible autour des inclusions et peut permettre, dans certains cas, de ne pas armer les inclusions de rive, lorsqu'elles sont en béton.

La nappe de renforcement est actuellement dimensionnée pour pouvoir reprendre une traction égale à la résultante de poussée P_a exercée sur la hauteur du remblai. Cette démarche suppose qu'aucune réaction par frottement ne peut être mobilisée sous le talus par la nappe, et que la traction de celle-ci ne peut être équilibrée que par la partie intérieure située sous la zone centrale.

Les sollicitations de flexion dans les inclusions peuvent pour leur part être estimées par une méthode de type $g(z)$, de manière analogue à celles de pieux en pied d'un remblai. Le déplacement latéral maximal g_{max} est supposé être une fraction Γ du tassement au centre du remblai. Les remblais expérimentaux sur inclusions rigides réalisés dans le cadre du projet ASIRI sur le site de Chelles (Briançon et Simon, 2011) ont montré des valeurs Γ valant respectivement 0,16 sans renforcement horizontal, 0,20 et 0,22 avec renforcement horizontal (Fig. 18). Des observations sur d'autres sites révèlent des valeurs Γ variant entre 0,16 et 0,25 (Liu *et al.*, 2007 ; Burtin et Racinais, 2016).

Il importe de chercher à préciser les plages de variation du facteur Γ propres aux remblais sur inclusions rigides, selon les différents facteurs : position par rapport à la crête, présence ou

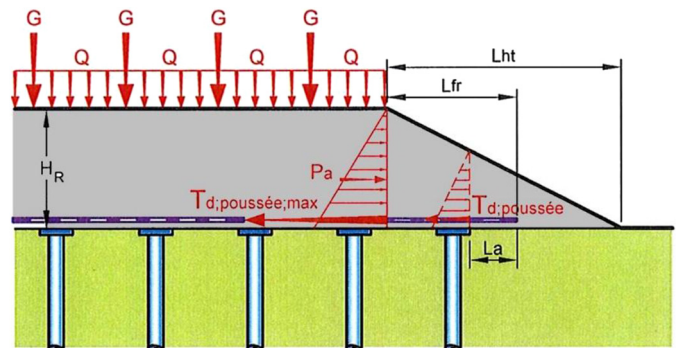


Fig. 17. Reprise des efforts de poussée par la nappe de renforcement en rive d'un remblai sur inclusions rigides (ASIRI, 2012).

Fig. 17. Equilibrium of active earth-pressure with the tension of the basal GSY reinforcement layer under the slope of a piled-embankment (ASIRI, 2012).

non d'une nappe de renforcement horizontal sous le remblai, singularités du profil géotechnique.

Un second point méritant examen est de rechercher quelle est la forme de la courbe $G(Z) = g(z)/g_{max}$ la mieux adaptée aux ouvrages sur inclusions rigides (g_{max} déplacement latéral maximal sur la hauteur compressible H , $g(z)$ déplacement latéral à la profondeur z , avec $Z = z/H$). Les observations réunies sous les remblais sur inclusions rigides suggèrent en effet qu'une courbe $G(Z)$ spécifique avec un maximum en surface pourrait être mieux adaptée que la courbe usuellement adoptée pour les remblais sans inclusions (Fig. 18).

Ces points peuvent également être analysés par des modèles éléments finis. Burtin et Racinais (2016) montrent, pour un remblai sur inclusions instrumenté dont le matelas est renforcé par des treillis métalliques, que les déplacements

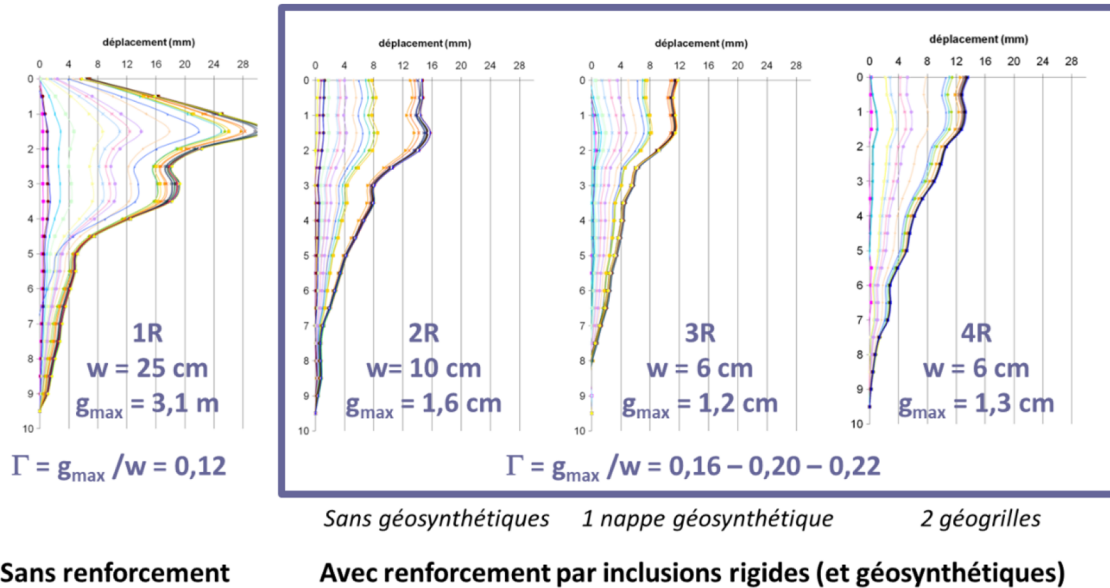


Fig. 18. Relation entre les profils de déplacement latéral $g(z)$ au bord des remblais expérimentaux ASIRI avec le tassement mesuré au centre de chaque plot.

Fig. 18. Relation between the $g(z)$ lateral displacement profiles under the slopes of ASIRI piled-embankments with the settlement measured at each embankment axis.

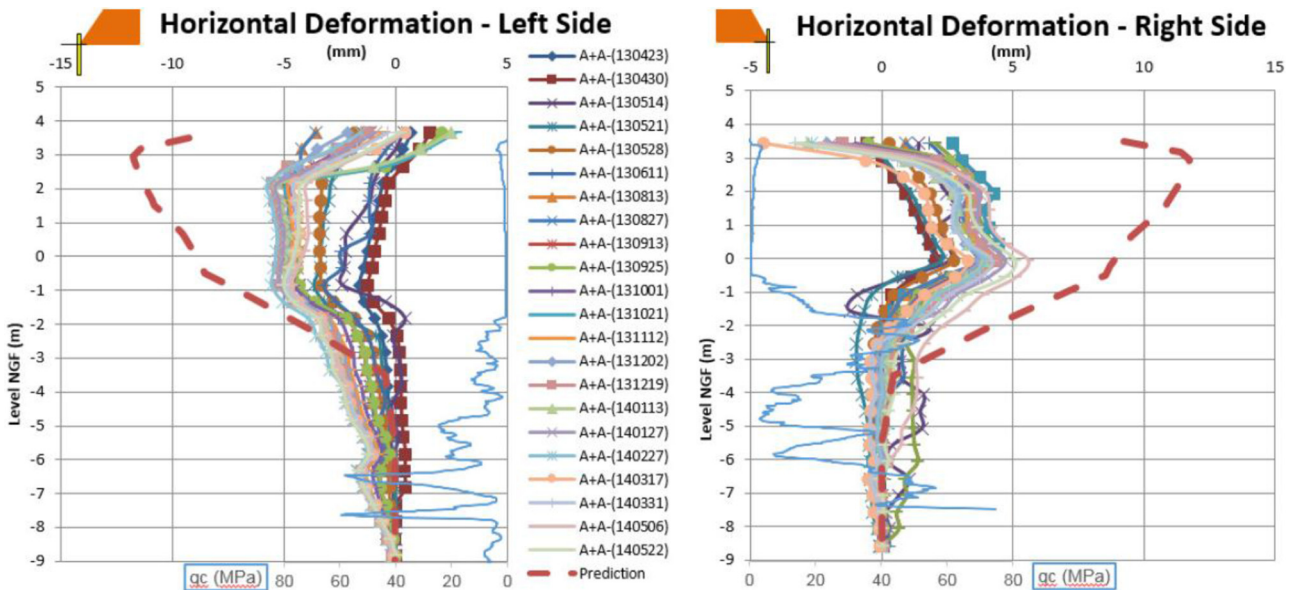


Fig. 19. Comparaison des déplacements latéraux mesurés et modélisés – courbe tirets rouge – (d’après Burtin et Racinais, 2016).

Fig. 19. Comparison of the measured and calculated lateral displacements (Burtin and Racinais, 2016).

latéraux calculés par le modèle aux éléments finis surestiment largement ceux mesurés par inclinométrie (Fig. 19).

$$T_{d,maille} < R_{tL,d}, \quad (4)$$

6.3 Détermination du ou des géosynthétiques

Dans la direction longitudinale du remblai, le géosynthétique doit présenter une résistance admissible $R_{tL,d}$ telle que la condition suivante soit vérifiée :

Avec $T_{d,maille}$: effort de traction mobilisé dans le géosynthétique sous l’action des charges verticales appliquées à une maille courante.

On notera que $T_{d, maille}$ représente la valeur moyenne de traction dans la nappe exprimée pour une largeur unité. En toute rigueur elle diffère de la valeur T_{max} calculée selon le

modèle des bandes orthogonales puisque celle-ci ne s'applique à une largeur de bande active b^* qui ne couvre qu'une fraction de la maille. Ceci pose la question de la détermination de la résistance en traction d'une nappe où seules des bandes parallèles et disjointes sont mobilisées par une traction égale à la valeur maximale considérée.

Dans la direction transversale au remblai, la pratique actuelle est de cumuler la traction $T_{d,poussée\ max}$ développée à l'aplomb de la crête, sous l'action de la poussée latérale, avec la traction $T_{d,maille}$ développée en section courante sous l'action des charges verticales. Dans ces conditions, le géosynthétique doit présenter une résistance admissible $R_{T;d}$ telle que :

$$T_{d,maille} + T_{d,poussée;max} < R_{T;d}, \quad (5)$$

$T_{d,poussée\ max}$: effort de traction mobilisé dans le géosynthétique sous l'action de la poussée en talus.

Des observations expérimentales plus nombreuses en talus peuvent permettre de réduire le conservatisme inhérent au cumul des efforts qu'exprime la condition (5).

6.4 Vérification des longueurs et conditions d'ancrage

Pour pouvoir transférer aux nappes horizontales de renforcement une partie des efforts exercés par le remblai, il est nécessaire de vérifier chacune des trois conditions suivantes :

- transfert à la nappe de renforcement de la poussée exercée sous les talus, en mobilisant par frottement sur sa face supérieure, une réaction égale à la poussée maximale du remblai ;
- transfert vers les têtes d'inclusion d'une fraction du poids de remblai en mobilisant les tractions développées dans la nappe lorsque celle-ci est maintenue fixe par rapport aux têtes d'inclusions ;
- transfert de la traction entre lés adjacents d'une nappe (critère de recouvrement) ; cette vérification découle du fait que les lés constituant chaque nappe, approvisionnés en rouleaux, peuvent difficilement être solidarisés par un procédé mécanique ou de soudure après déploiement sur site.

6.4.1 Transfert de la poussée latérale du talus à la nappe de renforcement

La première condition est associée aux zones de talus (Fig. 17). Elle se traduit par un critère de longueur minimale L_{fr} au-delà de la crête du talus pour pouvoir mobiliser par frottement, sur la seule face supérieure de la nappe, une réaction égale à la poussée maximale du remblai. Il est nécessaire également d'examiner la longueur d'ancrage L_a nécessaire pour équilibrer la poussée s'exerçant à l'aplomb de la dernière file d'inclusion en rive. Si les longueurs L_{fr} et L_a peuvent s'inscrire dans la longueur disponible, aucune mesure complémentaire n'est à prévoir. Dans le cas contraire, il convient d'adopter un dispositif d'ancrage de type tranchée ou par retournement, à implanter en pied du talus.

Cette démarche pourra être réévaluée si des observations expérimentales détaillées sont recueillies.

6.4.2 Transfert vers les têtes d'inclusion

La deuxième condition impose que la nappe puisse être considérée fixée à la verticale de chaque file d'inclusions, pour ne subir aucun déplacement autre que vertical. Les bandes actives reliant les têtes d'inclusion peuvent alors être mobilisées comme il a été décrit : la traction maximale T_{max} qui s'y développe permet le transfert supplémentaire d'une fraction des charges verticales vers les têtes d'inclusions. Cette condition de fixité relativement aux têtes d'inclusions doit être garantie durant la construction et la vie de l'ouvrage. Cette vérification est à examiner selon différents points de vue :

– En section courante d'ouvrage :

- non glissement relativement aux têtes d'inclusions : cette condition est généralement réalisée par symétrie des efforts de traction de part et d'autre d'une file courante si le chargement est uniforme et si la nappe de renforcement est continue (sans recouvrement) sur les mailles adjacentes à chaque file ;
- si le chargement n'est pas uniforme, il est nécessaire de vérifier que la traction maximale $T_{d,maille}$ (sur la maille la plus chargée) peut être équilibrée par frottement sur la largeur de la bande active, compte tenu de l'effort vertical N^* exercé sur la même surface d'appui et de l'angle de frottement entre la nappe et son support. Dans le cas général (recommandé) où la nappe est disposée à faible distance de la tête d'inclusion, en étant séparée d'elle par un volume de matériau granulaire (de même nature que le matelas), c'est l'angle de frottement nappe de renforcement/matelas qui est à considérer. Il est sécuritaire de ne compter le frottement nappe/matelas que sur la face inférieure : le sol support inférieur peut en effet valablement être supposé fixe (condition imposée par la proximité de la tête d'inclusion qui demeure verticale en section courante d'un ouvrage étendu) alors que le sol situé au-dessus de la nappe peut être entraîné par la nappe ;

– En rive du volume renforcé par inclusions :

- non glissement de chaque bande en rive du volume renforcé par inclusion ; l'effort axial développé sur la tête des inclusions de rive est généralement plus faible qu'en section courante mais aussi plus difficile à appréhender (en l'absence de modèle numérique 3D détaillé). C'est pourquoi il peut être sécuritaire, lorsque l'effort N^* ne peut être estimé de manière fiable, de vérifier que la traction maximale estimée dans la nappe au droit des cellules de rive peut être équilibrée en mobilisant une réaction égale par frottement sur la longueur de nappe L_a s'étendant au-delà de la dernière file (Fig. 17). Dans cette configuration particulière (rive du volume renforcé), le remblai extérieur aux inclusions ainsi que le sol non renforcé constituent un massif de sol pratiquement « découplé » du volume renforcé ; il est donc apte à servir d'ancrage aux nappes horizontales de renforcement ; cet ancrage peut alors être compté sur les faces supérieure et inférieure des nappes prises en compte ;

– la longueur d’ancrage nécessaire dépend de l’existence ou non d’un talus en rive du volume renforcé :

- en l’absence d’un talus en rive du volume renforcé par inclusions (par exemple en fin d’une zone renforcée selon la direction longitudinale d’un remblai), la traction à équilibrer dans la maille est $T_{d,maille}$. Comme il a été souligné, l’extrapolation en $T_{d,maille}$ de la valeur de traction calculée dans les bandes actives, de largeur réduite à une fraction de la maille entre inclusions, est pessimiste puisque les zones entre bandes actives sont peu voire non mobilisées en traction. Ignorer également la résultante verticale N^* susceptible d’être mobilisée au droit de la dernière rangée d’inclusions, en sus du poids de remblai sus-jacent à la nappe, extérieur aux inclusions, est sécuritaire ;
- en présence d’un talus en rive du volume renforcé par inclusions (par exemple dans la direction transversale d’un remblai), la traction maximale à l’aplomb de la dernière file est $T_{d,maille} + T_{d,poussée}$. À défaut d’un calcul détaillé de l’effort $T_{d,poussée}$, il est sécuritaire d’adopter la valeur $T_{d,poussée\ max}$ dans le calcul de L_{aT} .

6.4.3 Transfert entre lés adjacents d’une nappe

La troisième condition concerne le transfert des efforts de traction entre lés adjacents dans les zones de recouvrement. Cette transmission se fait par frottement direct entre les nappes sur la longueur de recouvrement ; elle dépend de l’angle de frottement nappe/nappe et des contraintes normales exercées sur la longueur de recouvrement. Les contraintes normales étant maximales au droit des inclusions, il faut privilégier les zones de recouvrement qui chevauchent une ou plusieurs rangées d’inclusions. Les recouvrements entre lés sont ainsi réalisés par le recouvrement bande à bande des zones actives mobilisées dans chaque lé.

Il paraît recommandé de prévoir une longueur de recouvrement entre bandes successives supérieure ou égale à une maille dans le sens fort de la nappe (le recouvrement mobilise alors les réactions verticales N^* de deux files d’inclusion pour chaque bande active dans le sens fort).

Pour les nappes bidirectionnelles les recouvrements dans le sens transversal doivent impérativement être centrés sur une file d’inclusions. Cette condition peut conduire à ajuster le choix de la maille dans le sens transversal avec la largeur des rouleaux d’approvisionnement. La largeur de recouvrement entre lés, selon leur direction faible, peut être réduite à une largeur représentant au minimum 3 fois la tête d’une inclusion, sous réserve de vérifier que la résultante T_{DR} des tractions des 2 bandes actives orthogonales s’appuyant sur l’inclusion, exercées respectivement selon le sens faible et le sens fort de la nappe, peut aussi être équilibrée par frottement sous la résultante N^* des efforts verticaux au droit de la file considérée.

$$T_{DR} = (T_{d,maille - fort}^2 + T_{d,maille - faible}^2)^{0.5}. \quad (6)$$

Il convient également que la longueur des débords de chaque lé par rapport à la dernière file d’inclusion permette d’accommoder les mouvements accompagnant la mise en traction de la nappe, de même que les tolérances d’implantation des inclusions dans une file.

7 Actions de recherche du projet national ASIRI+

7.1 Préambule

Les trois axes d’étude retenus par le projet ASIRI+ sont :

- axe 1 : les plateformes de transfert de charge ;
- axe 2 : les ouvrages sous sollicitations quasi-statiques et/ou inclinées ;
- axe 3 : les ouvrages sous sollicitations dynamiques et sismiques.

Le plan d’expérimentation en vraie grandeur qui est proposé doit permettre d’étudier les mécanismes de report de charge dans la plateforme disposée sur les inclusions rigides en maîtrisant le tassement du sol sous-jacent. Afin de multiplier les configurations testées, la possibilité de réaliser des essais sur un site naturel comportant une couche de sol compressible n’a pas été retenue ; l’expérience du projet national ASIRI a enseigné qu’il est très difficile de trouver ce type de site, le sol compressible n’est pas forcément homogène sur toute la zone d’essai, le coût des essais reste élevé et le nombre de plots d’essais est limité. Il est envisagé une solution alternative, déjà mise en œuvre par [Sloan *et al.* \(2013\)](#) et qui consiste à :

- implanter dans une fosse des cylindres en béton de 30 cm de diamètre et 50 cm de longueur afin de simuler les inclusions rigides ;
- installer des blocs de polystyrène entre les inclusions rigides.

Après mise en place du remblai, les blocs de polystyrène sont dissous par de l’acide citrique. Cet essai simulera un fort tassement du sol compressible jusqu’à disparition complète de la réaction entre le sol compressible et la plateforme de transfert de charge. Une variante pourra être envisagée en remplaçant les blocs de polystyrène à dissoudre par une mousse de compressibilité contrôlée pour simuler un tassement du sol compressible avec maintien d’une réaction résiduelle. Avec la présence des blocs de polystyrène, il est possible de compacter le remblai et ainsi s’approcher des conditions réelles de mise en œuvre. Bien que cet essai ne reproduise pas fidèlement le comportement réel du sol compressible qui tasse pendant la mise en place du remblai, il permet de tester différentes configurations de plateforme de transfert de charge. D’autres sols compressibles analogiques pourront être testés pour essayer de modéliser le plus fidèlement possible le comportement du sol compressible.

Les essais seront réalisés dans la fosse existant sur le site du CEREMA Rouen qui bénéficie aussi des moyens de mise en œuvre de remblais et d’un personnel qualifié pour ce type d’essais. La fosse de 16 m de longueur et 8 m de largeur permettra d’implanter 32 inclusions selon un maillage carré de 2 m de côté ([Fig. 20](#)).

Différents plots sont envisagés :

- plot 1 : étude du type de renforcement géosynthétique dans la plateforme granulaire ;
- plot 2 : étude des recouvrements des géosynthétiques ;
- plot 3 : étude du comportement sous talus ;
- plot 4 : étude du comportement d’une plateforme en sol traité.

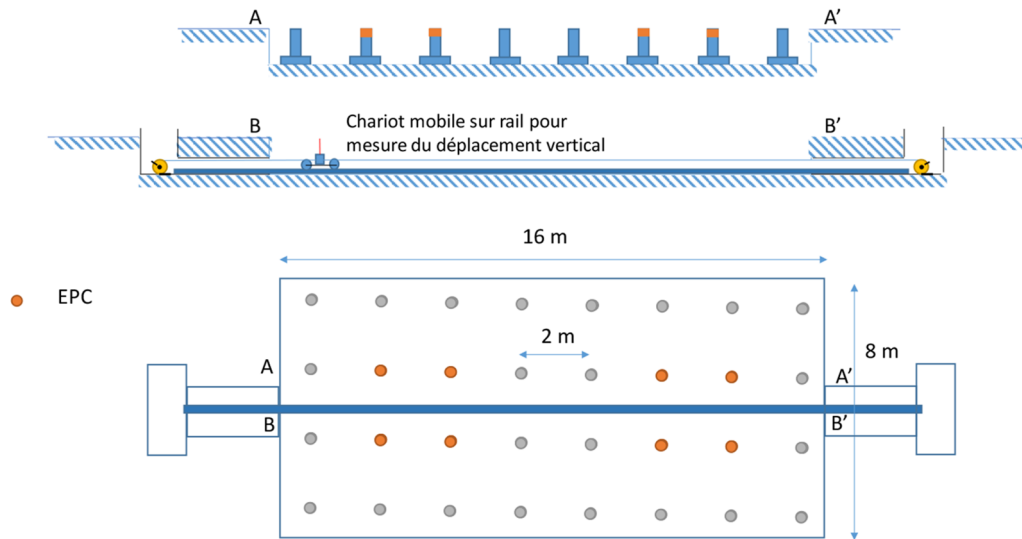


Fig. 20. Configuration de la cuve expérimentale.

Fig. 20. Layout of the experimental bench.

Un cinquième plot de référence sera mis en place sans géosynthétique.

Bien que la mise en place de ces plots expérimentaux requière des moyens de chantier, leur temps de réalisation est relativement court puisqu'il n'est pas nécessaire de réaliser au préalable des investigations géotechniques, ni de réaliser les inclusions.

L'instrumentation consiste à mesurer le transfert de charge, la déflexion et la déformation des GSY, le tassement en surface, la position du plan d'égal tassement. L'essai doit aussi mettre en évidence les mécanismes de mise en tension des nappes GSY pendant la phase de compactage du matelas granulaire. Des capteurs de pression totale (EPC) seront disposés sur les têtes des inclusions rigides et, au droit de celles-ci, à différentes hauteurs pour estimer le transfert de charge. La déflexion des GSY sera mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement laser se déplaçant sur un rail situé en fond de fouille (au niveau des assises des inclusions rigides) dans le cas des essais avec dissolution des blocs en polystyrène. Des capteurs à fibre optique directement insérés dans les nappes GSY mesureront leur déformation avec une résolution spatiale millimétrique par le principe de rétrodiffusion Rayleigh. Le tassement en surface sera obtenu par des levés topométriques et la position du plan d'égal tassement par des capteurs de pression hydraulique.

7.2 Tâche 1 – Étude détaillée du fonctionnement d'une nappe de renforcement basal

7.2.1 Étude du type de renforcement géosynthétique

L'état de l'art a mis en évidence une absence de consensus sur le type de géosynthétiques à utiliser, leur nombre et leur position. La tâche 1 s'attachera à comparer les types de géosynthétiques (Fig. 21). Les autres configurations permettant d'analyser l'influence du nombre et de la position des géosynthétiques dans la plateforme granulaire requièrent la réalisation de nombreux essais et seront réalisées dans l'expérimentation de la tâche 3. L'expérimentation du remblai sur inclusions rigides du PN ASIRI avait mis en avant des mécanismes de mobilisation des

nappes GSY et du transfert de charge différents selon que l'on utilisait un GTX ou un GGR. Ces deux types de GSY seront testés : un GTX de renforcement biaxial et deux GGR monoaxiales croisées. En plus de l'instrumentation de base présentée précédemment, des capteurs de pression totale et des capteurs de tassement seront rajoutés sur la PTC pour analyser finement la répartition de la contrainte sur la PTC et l'apport du confinement par les GGR sur le tassement différentiel. Un plot de référence sans géosynthétique sera réalisé au préalable.

7.2.2 Étude des recouvrements

Deux configurations seront testées : un recouvrement au droit d'une file d'inclusions et un recouvrement entre deux files (Fig. 22).

Les mesures sur les parties courantes de cet essai pourront également être comparées aux résultats des essais du plot 1.

À la centrifugeuse, le dispositif d'essais dit du « Plateau Mobile » développé dans le cadre du PN ASIRI (Fig. 2), sera utilisé pour mener une étude paramétrique sur les zones de recouvrement des nappes géosynthétiques. Plusieurs taux de couverture α , plusieurs hauteurs de remblai H , plusieurs surcharges et surtout plusieurs configurations de recouvrement (surface, positionnement et orientation vis-à-vis de l'axe du maillage des inclusions rigides...) seront testés. La base de données expérimentales ainsi constituée sera comparée à des simulations numériques.

7.2.3 Étude du comportement sous talus

Deux configurations d'ancrage seront testées : recouvrement simple et ancrage avec retour sur la PTC pour deux configurations d'inclusions rigides : maillage carré (Fig. 23) ou en quinconce (Fig. 24). Dans ce cas particulier, l'utilisation d'un matériau compressible simulant le sol sera privilégiée.

Un plot expérimental en vraie grandeur sera réalisé dans la tâche 2 en complément pour étudier le déplacement du sol renforcé afin de définir les courbes $g(z)$ dans le cas d'un sol renforcé par inclusions rigides associé à un renforcement basal.

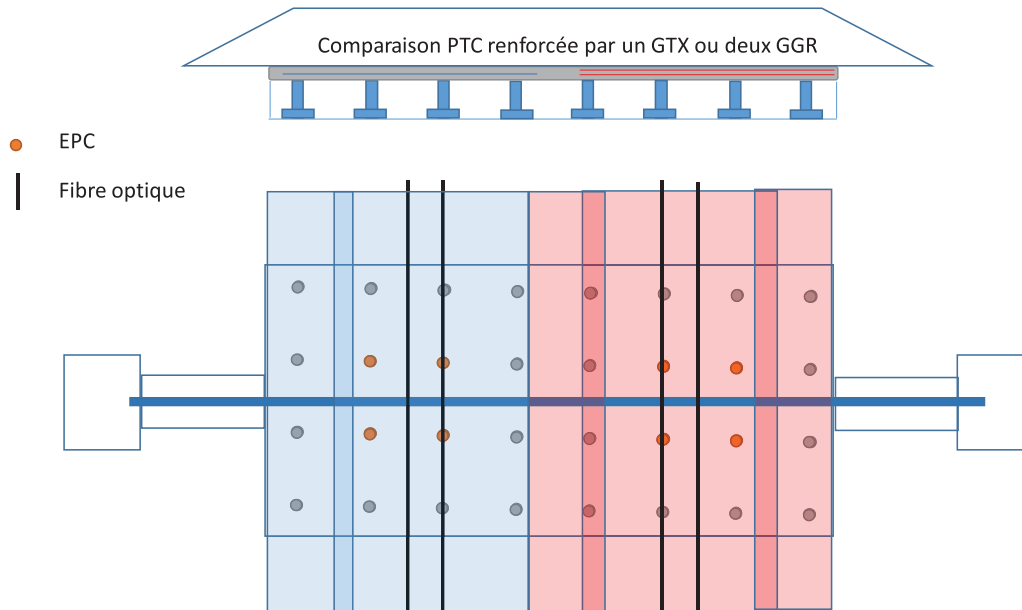


Fig. 21. Schéma de principe de l'essai permettant de comparer l'efficacité de renforcements GSY.
Fig. 21. Test layout to compare the efficiency of different GSY reinforcement.

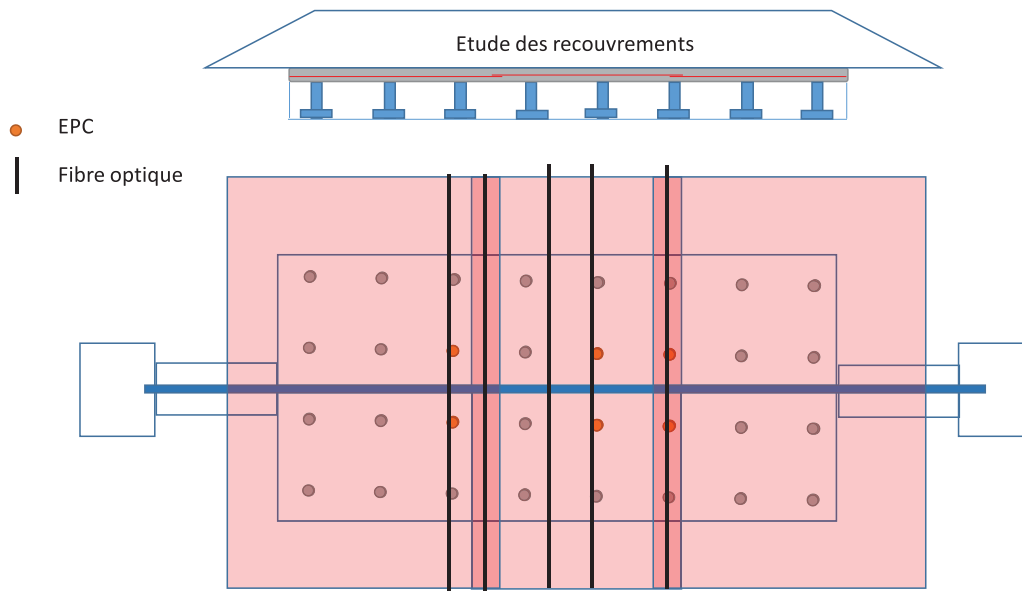


Fig. 22. Schéma de principe de l'étude des recouvrements GSY.
Fig. 22. Test layout to study the GSY overlapping.

À la centrifugeuse, le dispositif du «Plateau Mobile» (Fig. 2) sera également utilisé pour étudier les GSY sous talus. Jusqu'à présent seules des configurations de PTC horizontales ont été testées en centrifugeuse. En installant les inclusions rigides dans la zone située sous le talus, l'effet sur le report de charge de différents paramètres (pentes, renforcement géosynthétique,...) pourra être étudié. Le géosynthétique sera équipé d'une fibre optique pour suivre sa déformation.

7.3 Tâche 2 : Instrumentation d'ouvrages réels

À l'occasion d'un chantier de remblai sur inclusions rigides sans renforcement géosynthétique, il sera proposé au maître d'ouvrage de rajouter un géosynthétique sous une zone du talus et d'instrumenter par inclinomètre une inclusion en pied de rive dans la zone avec géosynthétique et une inclusion en pied de rive sous le talus sans géosynthétique. Un dispositif de mesure du

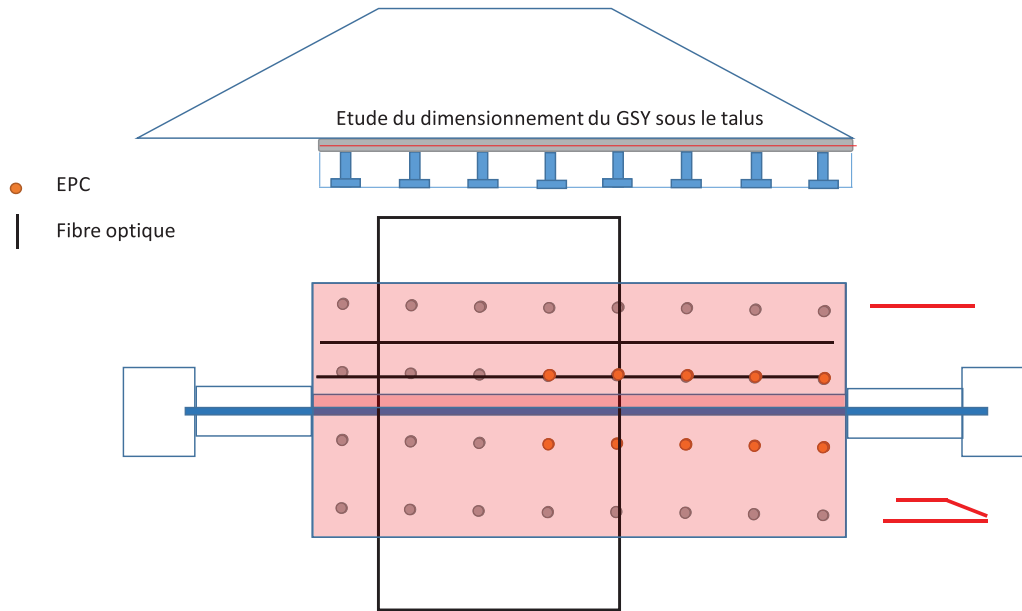


Fig. 23. Schéma de principe de l'étude du comportement sous le talus.

Fig. 23. Test layout to study the behaviour under the side slope.

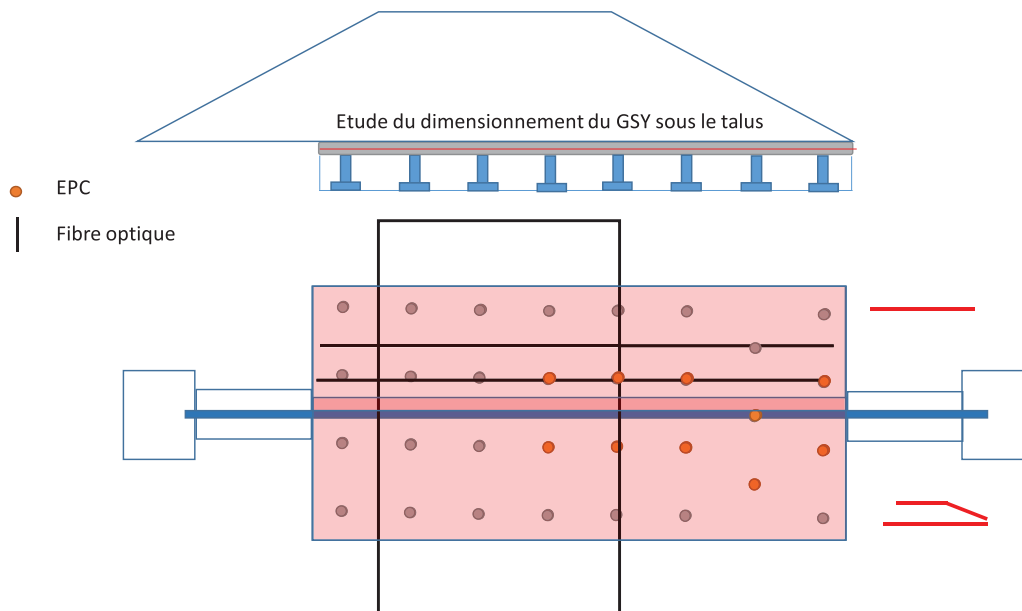


Fig. 24. Schéma de principe de l'étude du comportement sous le talus avec une configuration en quinconce.

Fig. 24. Schema of the test to study the behaviour under the bank with a configuration in staggered rows.

déplacement sera ajouté pour analyser l'influence de la présence du géosynthétique sur les déplacements horizontaux (Fig. 25). Cette simple instrumentation permettra d'évaluer l'efficacité d'un géosynthétique vis-à-vis de la nécessité ou non d'armer des inclusions rigides en béton sous talus.

7.4 Tâche 3 : Essais en laboratoire pour étudier le renforcement basal de remblais de faible épaisseur avec prise en compte du trafic

Un dispositif expérimental permettant de tester l'efficacité des nappes GSY de renforcement de plateformes granulaires

soumises à des charges roulantes est disponible dans le laboratoire GEOMAS de l'INSA de Lyon (Fig. 26). Les dimensions du banc d'essai (1,8 m de large, 5 m de long et 1,2 m de haut) permettent d'envisager de réaliser des essais de PTC sur inclusions rigides à l'échelle 1. Un principe semblable à celui utilisé dans le plot expérimental de la tâche 1 sera mis en place (IR de 50 cm de haut, matelas de polystyrène à dissoudre pour simuler la compressibilité du sol ou sol analogue simulant la compressibilité d'un sol mou, instrumentation). L'avantage de cette expérimentation en laboratoire est de pouvoir multiplier les configurations du renforcement de la plateforme granulaire, du maillage des inclusions et d'ap-

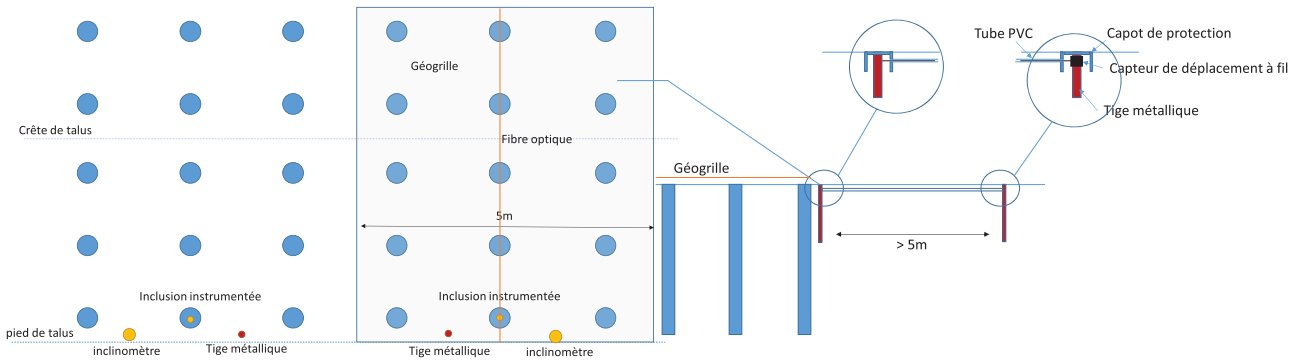


Fig. 25. Schéma de principe d'une instrumentation sous talus renforcé (vue de dessus/vue en coupe).
Fig. 25. Full-scale-test layout to study the behaviour under one side slope (plane view and cross-section).

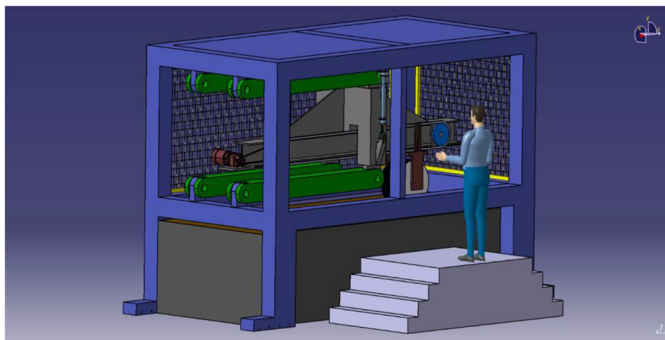


Fig. 26. Schéma de principe du dispositif expérimental de la tâche 3.
Fig. 26. Artist view of the experimental device for task 3.

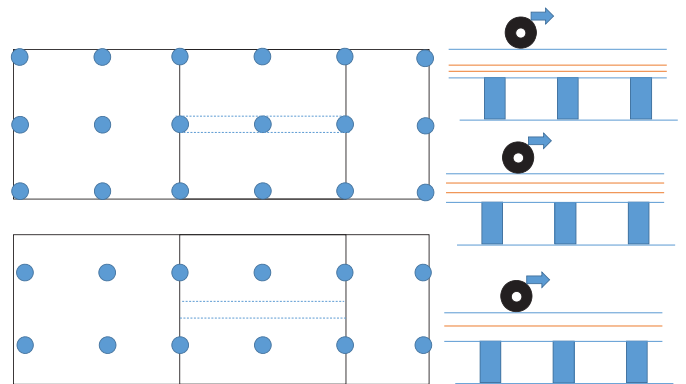


Fig. 27. Essais de circulation sur dispositif expérimental de la tâche 3.
Fig. 27. Traffic test on the experimental device of task 3.

plier des cycles de trafic. L'appareil permettant d'appliquer ce chargement est un Simulateur-Accélérateur de Trafic (SAT). Ce dispositif a été conçu et développé dans le cadre du LabCom PITAGOR de l'INSA de Lyon. Cet appareil simule un trafic uni ou bidirectionnel, sous une charge normale de 40 kN qui correspond à la charge d'un demi-essieu avec une contrainte au contact roue-surface de 566 kPa. Le SAT a été conçu pour offrir une longueur effective de roulement de deux mètres entre les zones tampons. Les structures routières non revêtues testées par ce dispositif sont soumises en général à 10 000 cycles, avec une profondeur maximale d'orniérage de 75 mm selon la FHWA (1998). La vitesse de circulation de la roue est fixée entre 7 et 10 km/h.

Des essais de circulation au droit d'une file d'inclusions ou entre deux files pourront être menés (Fig. 27) ainsi que des essais de chargements verticaux (Fig. 28). Les configurations examinées dans le plot 1 de la tâche 1 seront également testées sur cet appareillage afin de vérifier la cohérence des résultats et identifier les effets d'échelle s'ils existent. Les essais réalisés dans la tâche 3 permettront de :

- comparer l'efficacité de PTC renforcées ou non ;
- déterminer le plan d'égal tassement ;
- déterminer la configuration optimale du renforcement horizontal ;

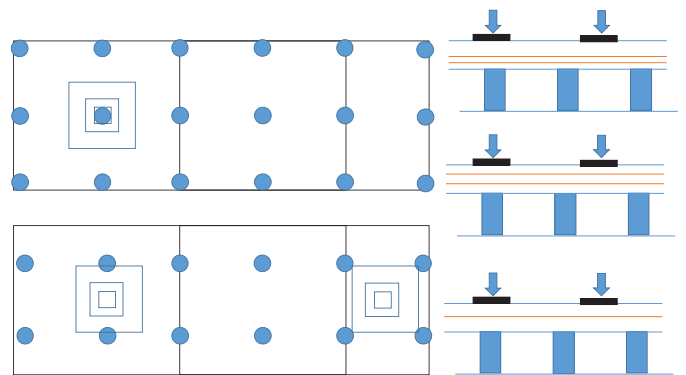


Fig. 28. Essais de chargement statique sur dispositif expérimental de la tâche 3.
Fig. 28. Loading test on the experimental device of task 3.

- comparer l'effet d'une charge cyclique verticale et une charge roulante ;
- analyser les mécanismes de transfert de charge.

Ces essais pourront être complétés par des essais sur un dispositif expérimental à l'échelle 1/10^e (Fig. 29). Ce dispositif

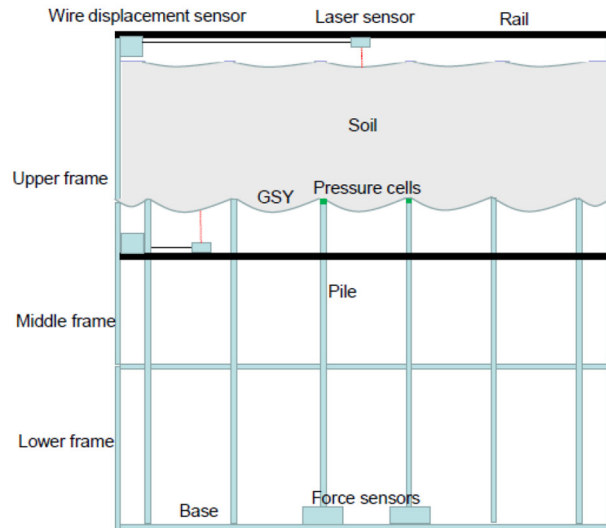


Fig. 29. Dispositif expérimental à l'échelle 1/10^e de la tâche 3.
Fig. 29. Experimental device at the scale 1/10^e of the task 3.

a lui aussi été conçu et développé dans le cadre du LabCom PITAGOR de l'INSA de Lyon. Il est constitué de 36 inclusions rigides inscrites dans un maillage carré. Le sol compressible est modélisé par une mousse de compressibilité adaptée. Il permet d'analyser qualitativement les transferts de charges et étudier l'influence des chargements cycliques sur ceux-ci.

À la centrifugeuse, le nombre et la position des géosynthétiques dans la PTC granulaire feront l'objet d'une campagne expérimentale, utilisant le dispositif d'essais de « plateau mobile » déjà présenté (Fig. 2). Les paramètres étudiés seront : la hauteur de la PTC, l'intensité de la surcharge, la position et le nombre de géosynthétiques, la présence ou non de dallettes.

Par ailleurs, une étude paramétrique sera menée en centrifugeuse à l'aide d'un robot téléopérateur 4 axes X, Y, Z, θ_x pour prendre en compte les sollicitations de circulation. Cela nécessitera le développement d'un outil spécifique (Fig. 30) : une roue en modèle réduit, correspondant à une configuration typique d'un chargement roulant. Le modèle réduit sol-IR-remblai renforcé par GSY ou PTC en sol traité sera construit et instrumenté, avec des matériaux naturels ou analogiques. L'étude paramétrique portera sur la nature de la PTC, la présence ou non de GSY, la nature du mouvement : aller, aller-retour ou aléatoire dans le plan horizontal.

7.5 Modélisation numérique

La tâche « modélisation numérique » sera menée simultanément aux expérimentations en vraie grandeur et en laboratoire. Des calculs seront réalisés lors de benchmarks en utilisant les modèles existants. Ceux-ci auront comme objectif principal de tester les pratiques existantes en matière de modélisation numérique et de définir les domaines de validité et la pertinence des modèles numériques testés. Ces modèles seront enrichis grâce aux résultats des expérimentations en vraie grandeur puis appliqués à des configurations

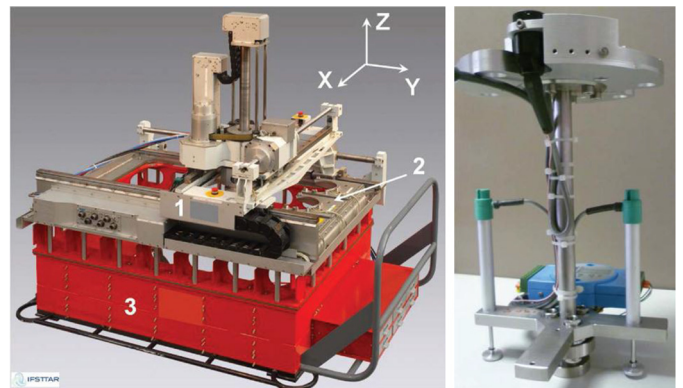


Fig. 30. Robot téléopérateur de l'IFSTTAR et exemple d'outil instrumenté.
Fig. 30. IFSTTAR remote-controlled robot with one example of monitored tool.

complexes. La facilité qu'ont les modèles numériques à conduire à moindre coût des études paramétriques détaillées permettra d'apporter un éclairage nouveau sur les mécanismes impliqués dans le renforcement et sur le rôle de chaque composant.

7.6 Valorisation et transfert vers la pratique

Les benchmarks menés dans le cadre du PN ASIRI+ mettront en évidence ou non les limites des outils actuellement utilisés par l'ingénierie. Les résultats des modélisations numériques calibrées sur les expérimentations du projet ASIRI+ pourront permettre d'améliorer les outils existants et d'en développer de nouveaux.

Des recommandations seront rédigées pour compléter et préciser, dans les trois axes traités dans le projet ASIRI+, les

règles de dimensionnement et de mise en œuvre des recommandations ASIRI (2012).

Le budget prévisionnel du projet est estimé de l'ordre de 3 M€; (hors les actions spécifiques FUI ou ANR qui sont également engagées, sur des points non reliés à l'utilisation des nappes GSY). La part PN (financement qui sera accordé aux partenaires réalisant les actions de recherche) représentera environ 25 % du budget global. La différence représente les apports en nature par les partenaires du projet.

Remerciements. Les auteurs tiennent à remercier les autres contributeurs de l'étude de faisabilité du PN ASIRI+, dont ils ont assuré le pilotage et la coordination : L. Carpinteiro, F. Cuira, D. Dias, T. Dubreucq, S. Escofier, R. Girout, S. Grange, T. Lenoir, F. Lopez-Caballero, J. Racinais, P. Villard. Le soutien logistique de l'IREX pour les études d'opportunité et de faisabilité du projet ASIRI+ a été également tout particulièrement apprécié.

Références

- AFNOR. 2004. Qualité environnementale des produits de construction– Déclaration environnementale et sanitaire des produits de construction.
- Almeida MCF, Ehrlich M, Spazzi-Ferreira A, Marques MES. 2007. Embankment supported on piles with biaxial geogrids. *Geotech Eng* 160(4): 185–193.
- ASIRI. 2012. Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales. IREX, Paris : Presses des Ponts. www.asiri.irex.asso.fr.
- Barrias A, Casas JR, Villalba S. 2015. A review of distributed optical fiber sensors for civil engineering applications. *Sensors* 16(5): 748
- Blanc M, Rault G, Thorel L, Almeida M. 2013. Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network. *Geotext Geomembr* 36: 92–105.
- Briançon L. 2002. Renforcement des sols par inclusions rigides– État de l'art en France et à l'étranger. IREX, opération du réseau génie civil et urbain.
- Briançon L, Simon B. 2011. Renforcement d'un remblai par inclusions rigides : approche expérimentale. *Revue française de géotechnique* 137: 3–14.
- Briançon L, Simon B. 2017. Pile-supported embankment over soft soil for a high-speed line. *Geosynth Int* 24(3): 293–305.
- Briançon L, Keller V, Bustamante M, *et al.* 2010. Renforcement d'un cadre béton armé par inclusions rigides. Actes JNGG 2010, 23–24 juin 2010, Grenoble, France, 2: 571–578.
- Briançon L, Simon B, Auray G. 2014. Remblai expérimental sur inclusions rigides. Actes JNGG, 8–10 juillet, Beauvais, France.
- Briançon L, Liausu P, Plumelle C, Simon B. 2017. AMSOL, amélioration et renforcement des sols. Paris : Éditions du Moniteur.
- BS8006-1. 2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. London: British Standards Institution.
- Burtin P, Racinais J. 2014. Dimensionnement selon les recommandations ASIRI d'inclusions rigides (CMC) sous un remblai de la LGV SEA. Proceedings of GEORAIL 2014 International Symposium, 6–7 novembre 2014, Marne La Vallée, France.
- Burtin P, Racinais J. 2016. Embankment on soft soil reinforced by CMC semi-rigid inclusions for the high-speed railway SEA, Proceedings of ICTG 2016, 4–7 September, Guimarães, Portugal, pp. 355–362.
- Chen RP, Wang YW, Ye XW, Bian XC, Dong XP. 2016. Tensile force of geogrids embedded in pile-supported reinforced embankment: A full-scale experimental study. *Geotext Geomembr* 44(2): 157–169.
- Cheng Q, Wu J, Zhang D, Ma F. 2014. Field testing of geosynthetic-reinforced and column-supported earth platforms constructed on soft soil. *Front Struc Civil Eng* 8(2): 124–139.
- Chevalier B. 2008. Études expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application au renforcement de sols par inclusions rigides. Grenoble : Université Joseph-Fourier.
- Cuira F, Simon B. 2009. Deux outils simples pour traiter des interactions complexes d'un massif renforcé par inclusions rigides. Proceedings of the 17th International Conference on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering, 5–9 October, Alexandria, Egypt, pp. 1163–1166.
- CUR 226. 2016. Design guideline– Basal reinforced piled embankments. Revision of the Design Guideline CUR226. SBRCURnet & CRC press, Delft.
- Duijnen PG van, Eekelen SJM van, Stoel AEC. 2010. Monitoring of a railway piled embankment, Proceedings of 9th ICG, 23–27 May, Guarujá, Brazil, pp. 1461–1464.
- EBGEO. 2010. Empfehlung für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörper mit Bewehrungen als Geokunststoffen. In: Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., (German Geotechnical Society), Ernst & Sohn, ISBN 978-3-433-02950-3 (Kapitel 9).
- Eekelen SJM van. 2015. Basal reinforced piled embankments. Experiments, field studies and the development and validation of a new analytical design model. PHD dissertation. ISBN 978-94-6203-825-7.
- Eekelen SJM van, Bezuijen A, Alexiew D. 2010. The Kyoto road piled embankment: 3 1/2 years of measurements, Proceedings of 9th ICG, 23–27 May, Guarujá, Brazil, pp. 1941–1944.
- Eekelen SJM van, Bezuijen A, Lodder HJ, Tol AF van. 2012a. Model experiments on piled embankments. Part I. *Geotext Geomembr* 32: 69–81.
- Eekelen SJM van, Bezuijen A, Lodder HJ, Tol AF van. 2012b. Model experiments on piled embankments. Part II. *Geotext Geomembr* 32: 82–94.
- Eekelen SJM van, Bezuijen A, Tol AF van. 2013. An analytical model for arching in piled embankments. *Geotext Geomembr* 39: 78–102.
- Eekelen SJM van, Venmans AAM, Bezuijen A, Tol AF van. 2017. Long-term measurements in the Woerden geosynthetic-reinforced pile-supported embankment. *Geosynth Int* 1–15.
- Ferber V, Bourguet R, Ouvry JF, Cibot L, Gautier-Bret Y. 2015. Conception d'un matelas en sols traités renforcé par géosynthétique sur inclusions rigides : Rocade de Bourges. Actes des 10^e Rencontres Géosynthétique, 24–26 mars, La Rochelle, France.
- FHWA. 1998. Geosynthetic design and construction guidelines. NHA Course n° 13213, 150 p.
- Garnier J. 2001. Physical models in geotechnics: State of the art and recent advances. First Coulomb Lecture (Caquot Conference, 3 October, Paris), pp. 1–51.
- Halvordson KA, Plaut RH, Filz GM. 2010. Analysis of geosynthetic reinforcement in pile-supported embankments. Part II: 3D cable-net model. *Geosynth Int* 17: 68–76.
- Han J, Bhandari A, Wang F. 2012. DEM Analysis of stresses and deformations of geogrid-reinforced embankments over piles. *Int J Geomech* 12(4): 340–350.
- Haring W, Profitlich M, Hangen H. 2008. Reconstruction of the national road N210 Bergambacht to Krimpen A.D. Ijssel, N.L.: Design

- approach, construction experiences and measurement results, Proceedings of EuroGeo 4, 07–10 September, Edinburgh, UK, pp. 1–4.
- Hartmann DA, Almeida MCF, Almeida MSS, Blanc M, Thorel L. 2014. On the influence of pretension and number of geosynthetic layers on piled embankment performance, Proceedings of 10th ICG, 21–25 September, Berlin, Germany.
- Heitz C, Kempfert HG. 2007. Geosynthetic-reinforced and pile-supported earth structures under static and cyclic loading. *Bauingenieur* 82: 380–387.
- Hewlett W, Randolph MA. 1988. Analysis of piled embankments. *Gr Eng* 21: 12–18.
- Jones B, Plaut RH, Filz GM. 2010. Analysis of geosynthetic reinforcement in pile-supported embankments. Part I: 3D plate model. *Geosynth Int* 17: 59–67.
- King DJ, Bouazza A, Gniel JR, Rowe RK, Bui HH. 2017. Load-transfer platform behaviour in embankments supported on semi-rigid columns: implications of the ground reaction curve. *Can Geotech J* 54(8): 1158–1175.
- Lanticq V. 2009. Mesure répartition de température et de déformations par diffusion Brillouin : de la fibre optique au capteur pour le génie civil. Thèse de doctorat de l'École Nationale Supérieure des Télécommunications, 169 p.
- Lian F, Zhi L, Gu J, Li Q, Hu X, Wu H. 2014. Field study of improvement mechanism of geogrid-reinforced and pile-supported embankment. *Appl Mech Mater* 587-589: 928–933.
- Liu HL, Ng CW, Fei K. 2007. Performance of a geogrid-reinforced and pile-supported highway embankment over soft clay: Case study. *J Geotechn Geoenviron Eng* 133: 1483–1493.
- Lu W, Miao L. 2015. A simplified 2-D evaluation method of the arching effect for geosynthetic-reinforced and pile-supported embankments. *Comput Geotech* 65: 97–103.
- Mroueh UM, Eskola P, Laine-Ylijoki J. 2001. Life-cycle impacts of the use of industrial by-products in road and earth construction. *Waste Manag* 21: 271–277.
- Nunez MA, Briançon L, Dias D. 2013. Analyses of a pile-supported embankment over soft clay: Full-scale experiment, analytical and numerical approaches. *Eng Geol* 153: 53–67.
- Oh YI, Shin EC. 2007. Reinforcement and arching effect of geogrid-reinforced and pile-supported embankment on marine soft ground. *Mar Geores Geotechnol* 25(2): 97–118.
- Okay U. 2010. Étude expérimentale et numérique des transferts de charge dans un massif renforcé par inclusions rigides. Applications à des cas de chargements statiques et dynamiques. Thèse de doctorat, INSA, Lyon.
- Okay U, Dias D, Thorel L, Rault G. 2014. Centrifuge modelling of a Pile-Supported Granular Earth-platform. *J Geotech Geoenviron Eng* 140–2.
- Plaut RH, Filz GM. 2010. Analysis of geosynthetic reinforcement in pile supported embankments. Part III: Axisymmetric model. *Geosynth Int* 17: 77–85.
- Plaxis. 2018. Plaxis 2D Reference manual, pp. 83–84.
- Racinais J. 2011. Remblai sur inclusions rigides LGV EST– Lot 34B. Journée du CFMS, 4 octobre, 18 p.
- Rault G, Thorel L, Néel A, *et al.* 2010. Mobile tray for simulation of 3D load transfer in pile-supported earth platforms. Proceeding of 7th international Conference on Physical Modelling in Geotechnics, 28 June–1 July, Zurich, Switzerland, pp. 261–266.
- Schlosser F, Long NT. 1972. Comportement de la Terre Armée dans les ouvrages de soutènement. Compte-rendus du 5^e Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations 1, Madrid, Spain, pp. 299–306.
- Simon B. 2015. Prise en compte des géogrilles dans un modèle biphasique simplifié d'un sol renforcé par inclusions rigides. Proceedings of 16th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Edinburgh, UK, pp. 1475–1480.
- Sloan JA, Filz G, Collin J. 2013. Column-supported embankments: Full-scale test and design recommendations (Report). Blacksburg: Virginia Tech.
- Smith ME, Filz GM. 2007. Axisymmetric numerical modeling of a unit cell in geosynthetic-reinforced column-supported embankments. *Geosynth Int* 14:13–22.
- Tran VDH, Meguid MA, Chouinard LE. 2013. A finite-discrete element framework for the 3D modeling of geogrid-soil interaction under pull-out loading conditions. *Geotext Geomembr* 37: 1–9.
- Villard P, Chevalier B, Le Hello B, Combe G. 2009. Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetic. *Comput Geotechn* 36 (5): 709–717.
- Villard P, Huckert A, Briançon L. 2016. Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: Numerical approach and design. *Geotext Geomembr* 44(3): 381–395.
- Wachman G, Biolzi L, Labuz J. 2010. Structural behavior of a pile-supported embankment. *J Geotech Geoenviron Eng* 136: 26–34.
- Xing H, Zhang Z, Liu H, Wei H. 2014. Large-scale tests of pile-supported earth platform with and without geogrid. *Geotext Geomembr* 42: 586–598.
- Yin F, Zhou H, Chu J. 2017. Experimental and numerical analysis of XCC pile-geogrid foundation for existing expressway under traffic load. *Int J Civil Eng* 16(5): 2–19.
- Zhai W, Wei K, Song X, Shao M. 2015. Experimental investigation into ground vibrations induced by very high-speed trains on a non-ballasted track. *Soil Dyn Earthq Eng* 72: 24–36.
- Zhuang Y, Cui X. 2016. Case studies of reinforced piled high-speed railway embankment over soft soils. *Int J Geomech* 16(2).
- Zhuang Y, Ellis E. 2014. Finite-element analysis of a piled embankment with reinforcement compared with BS 8006 predictions. *Geotechnique* 64: 910–917.
- Zhuang Y, Wang K. 2018. Finite element analysis on the dynamic behavior of soil arching effect in piled embankment. *Transp Geotech* 14: 8–21.

Citation de l'article : Bruno Simon, Laurent Briançon, Luc Thorel. Amélioration des sols par inclusions rigides : le rôle des géosynthétiques dans la plateforme de transfert de charge. Rev. Fr. Geotech. 2020, 162, 1.