



Étude sur modèle physique du renforcement des sols par colonnes en “ Soil-Mix ”: application aux plates-formes ferroviaires

van Cuong Le

► To cite this version:

van Cuong Le. Étude sur modèle physique du renforcement des sols par colonnes en “ Soil-Mix ”: application aux plates-formes ferroviaires. Matériaux. Université Paris-Est, 2014. Français. NNT: 2014PEST1029 . tel-01124321

HAL Id: tel-01124321

<https://pastel.hal.science/tel-01124321>

Submitted on 6 Mar 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Thèse présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris - Est

Spécialité : Géotechnique

par

Van Cuong LE

Ecole Doctorale : Sciences, Ingénierie et Environnement

**ÉTUDE SUR MODÈLE PHYSIQUE DU RENFORCEMENT DES SOLS
PAR COLONNES EN « SOIL-MIX »
APPLICATION AUX PLATES-FORMES FERROVIAIRES**

Soutenue à l'ENPC (Champs Sur Marne) le 16 mai 2014

devant le jury composé de

M. Pierre BREUL	Université Blaise Pascal – Clermont II	Rapporteur
M. Daniel LEVACHER	Université de Caen	Rapporteur
M. Jean CANOU	Ecole des Ponts ParisTech	Examineur
Mme Sofia COSTA D'AGUIAR	SNCF Innovation et Recherche	Examineur
M. Fabrice EMERIAULT	Institut National Polytechnique de Grenoble	Examineur
M. Jean-Claude DUPLA	Ecole des Ponts ParisTech	Directeur de thèse

Invités : M. Nicolas CALON (SNCF Ingénierie), M. Yu-Jun CUI (Ecole des Ponts ParisTech),
M. Jean-François MOSSER (Soletanche-Bachy)

Remerciements

Ce travail a été réalisé grâce à une collaboration entre le laboratoire Navier – Géotechnique (CERMES), la SNCF et l'entreprise Soletanche Bachy. Je les remercie de m'avoir accueilli et soutenu pendant ma thèse.

Je remercie très chaleureusement M. Fabrice EMERIAULT, Professeur de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, de m'avoir fait l'honneur d'accepter d'être président du jury de ma thèse.

J'adresse tous mes remerciements à M. Pierre BREUL, Professeur de l'Université Blaise Pascal – Clermont II et M. Daniel LEVACHER, Professeur de l'Université de Caen d'avoir accepté de rapporter ce travail de thèse. Je leur exprime ma grande reconnaissance pour le temps qu'ils ont consacré à la lecture approfondie du rapport, de leurs remarques et de leurs commentaires.

Je remercie vivement M. Nicolas CALON, Mme Sofia COSTA D'AGUIAR de la SNCF et M. Jean-François MOSSER de Soletanche Bachy pour leurs contributions pendant le déroulement de ma thèse, pour leurs remarques pertinentes, ainsi que pour les discussions enrichissantes lors de la soutenance.

Ma profonde reconnaissance et mes vifs remerciements s'adressent à M. Jean-Claude DUPLA qui a dirigé cette thèse et qui m'a guidé tout au long de ce parcours passionnant. Je le remercie pour sa disponibilité, ses encouragements, ses précieux conseils techniques et scientifiques et pour le plaisir que j'ai eu à travailler avec lui.

Je voudrais remercier M. Jean CANOU qui m'a suivi et conseillé tout au long de ma thèse. Sa grande expérience et ses compétences dans le domaine ont certainement été indispensables à l'aboutissement de ce travail.

Ce travail expérimental n'aurait pas été possible sans l'aide constante d'une équipe technique performante. Je remercie particulièrement Hocine DELMI, Baptiste CHABOT, Thomas CLAPIES, Emmanuel DE LAURE et Xavier BOULAY pour leur aide dans la conception, le développement et la mise au point des nouveaux dispositifs expérimentaux.

Je voudrais exprimer toute ma gratitude à tous mes amis du laboratoire Navier pour leur soutien, leur encouragement et tous les moments très agréables que j'ai passé avec eux.

Je tiens également à remercier MM. Pascal CLEMENCEAU et Patrice MILESI, les directeurs de la société GEOEXPERTS, d'avoir bien voulu m'accueillir dans leur société après mes travaux de thèse.

Un grand merci à ma femme Lien et mon fils Jérémy d'avoir partagé avec moi tous les moments qu'ils soient difficiles ou heureux. Sans vos encouragements, votre soutien et votre amour, je n'aurai jamais pu finir ces travaux.

Je remercie enfin ma famille, mes parents, mon petit frère pour leur indispensable et chaleureux soutien tout au long de ces années de thèse.

Résumé

Ce travail de thèse porte sur l'étude du renforcement par «soil-mixing» des plateformes ferroviaires en France. Cette recherche, à dominante expérimentale, s'appuie sur une approche du type modélisation physique. Deux cas d'études ont été abordés, la dégradation du frottement à l'interface sol-colonne et le comportement mécanique du matériau « soil-mix » à jeune âge sous l'effet de chargements cycliques.

En ce qui concerne l'étude du comportement de l'interface entre la colonne en «soil-mix» et le sol environnant, on a développé un essai de chargement d'un tronçon modèle de colonne instrumenté de capteurs de forces, dans un massif de limon reconstitué. L'objectif principal a été d'évaluer le frottement latéral unitaire le long de ce tronçon de « soil-mix », sous chargements monotones et cycliques. On s'est intéressé, plus particulièrement, à l'évolution du frottement latéral sous chargement cyclique à déplacement contrôlé à grand nombre de cycles (100 000 cycles). Le programme d'essais a permis de mettre en évidence l'influence des paramètres principaux du problème comme l'amplitude du déplacement cyclique, la contrainte verticale appliquée au massif, le sens de chargement. Les résultats obtenus montrent une bonne cohérence avec les résultats de la littérature dans le cas de l'interface entre un pieu métallique et un massif de sable.

Dans un second temps, on s'est intéressé à l'effet des chargements cycliques sur le comportement du matériau «soil-mix» pendant les premières heures de prise après la réalisation des colonnes. Ce cas d'étude s'inscrit dans le contexte ferroviaire pour lequel une des contraintes principales est d'assurer la continuité du trafic ferroviaire. Des essais sur un modèle physique simplifié ont permis d'étudier le comportement mécanique du matériau «soil-mix» à 2h, 4h, 6h, 8h, 12h et 24 h après la mise en place du soil mix et après avoir subi un chargement cyclique de 2000 cycles. On a pu montrer que le chargement cyclique ne provoque pas de dégradation du matériau «soil-mix». Au contraire, on observe un accroissement de la résistance à la compression simple d'autant plus fort que le matériau est chargé rapidement après la mise en place du soil mix.

Mots clés : sol fin, limon reconstitué, interface, soil-mix, frottement latéral, jeune âge, chargement cyclique, plate-forme ferroviaire, renforcement des sols, modèle physique

Abstract

The present work deals with the behaviour of soil-mix columns used to reinforce railway platforms in France. This research, mainly experimental, is based on a physical modelling approach. Two case studies have been conducted, the degradation of the local friction mobilized at the interface soil-column and the mechanical behaviour of the material “soil-mix” at young age under cyclic loading.

Concerning the degradation of the local friction mobilized at the interface soil-column, an experimental program on a physical model has been carried out. A model of a column slice instrumented with load sensors within a mass of reconstituted silt has been developed. The main objective was to evaluate the local skin friction mobilized along the soil-mix column under monotonic and cyclic loading. The main point of interest was the evolution of skin friction under large number of cycles (100 000 cycles). The experimental program highlighted the influence of key parameters such as the cyclic displacement amplitude, the vertical stress applied to the soil sample, the loading direction. The results obtained show a good consistency with the results of the literature on steel piles in sand.

In a second step, we studied the effect of cyclic loading on the behaviour of the material “soil-mix” during the first hours after the realization of the columns. This case is directly related to the railway context in which the constraint of traffic continuity is one strong request of SNCF. Tests on a simplified physical model have been carried out in order to study the mechanical behaviour of the material "soil mix" at 2h, 4h, 6h, 8h, 12h and 24 h after realization of the column and after 2000 loading cycles . It has been shown that the cyclic loading does not cause degradation of the "soil-mix" material. On the contrary, there is an increase of the unconfined compression strength, the higher as the column is loaded rapidly after its realization.

.

Keywords: fine soil, reconstituted silt, interface behaviour, soil-mixing, skin friction, young age, cyclic loading, railway platform, soil reinforcement, physical model

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I - ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES	4
I-1. TECHNIQUE DE RENFORCEMENT DES SOLS PAR COLONNES EN «SOIL-MIX»	4
I-1.1 Bref historique de la méthode du «Soil-mixing»	4
I-1.2 Principes généraux de réalisation.....	6
I-1.3 Outils de malaxage.....	7
I-2. MATERIAU «SOIL-MIX»	10
I-2.1 Composants du «soil-mix»	10
I-2.2 Caractérisation mécanique du matériau «soil-mix».....	10
I-3. COMPORTEMENT DES COLONNES EN « SOIL-MIX »	15
I-3.1 Etude du frottement à partir d'essais du type « interface ».....	15
I-3.2 Etudes sur les ancrages injectés	19
I-3.3 Zone de contact entre le soil-mix et le sol	22
I-3.4 Modèles physiques axisymétriques pour l'étude des colonnes en «soil-mix».....	26
I-4. METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES COLONNES EN «SOIL-MIX»	33
I-4.1 Méthode de dimensionnement scandinave (Broms, 2004)	33
I-4.2 Méthode de dimensionnement selon le SCDOT (2010)	35
I-4.3 Méthode de dimensionnement développée au Japon.....	37
I-4.4 Quelques méthodes de calcul du frottement	38
I-4.5 Modèles de calcul de tassement des fondations renforcées par colonnes en «soil-mix»	41
I-5. APPLICATIONS FERROVIAIRES.....	47
I-5.1 Projet EuroSoilStab (1999-2002).....	49
I-5.2 Projet européen INNOTRACK (2006-2009).....	54
I-5.3 Projet RUFEX (2010-2014).....	58
CONCLUSIONS PARTIELLES ET OBJECTIFS DE LA THESE	62
CHAPITRE II- DISPOSITIF D'ESSAI, PROCEDURES EXPERIMENTALES ET MATERIAUX	64
II-1. DESCRIPTION DU DISPOSITIF D'ESSAI	65
II-1.1 Réservoir circulaire.....	66
II-1.2 Dispositif de mise en œuvre des colonnes en soil-mix.....	69
II-1.3 Tronçon de colonne en soil-mix instrumenté	71

II-1.4	Dispositif de chargement de la colonne.....	78
II-2.	MATERIAUX	83
II-2.1	Reconstitution d'un massif de sol artificiel	83
II-2.2	Méthode et critère de reconstitution d'un massif de sol	84
II-2.3	Choix des matériaux	84
II-2.4	Caractéristiques du sol reconstitué	90
II-2.5	Etude du matériau soil-mix.....	94
II-3.	PROCEDURE D'ESSAI POUR L'ETUDE DU FROTTEMENT LOCAL...107	
II-3.1	Réalisation du massif de sol environnant	107
II-3.2	Forage du trou pour la réalisation du tronçon de colonne de soil-mix	109
II-3.3	Fabrication du mélange soil-mix	110
II-3.4	Assemblage des différentes parties pour la mise en oeuvre d'une colonne de soil-mix.	111
II-3.5	Mise en place de la cellule sous le dispositif de chargement.....	116
II-3.6	Procédure de démontage de l'essai.....	117
	CONCLUSION PARTIELLE	120
	CHAPITRE III - ETUDE DU FROTTEMENT LOCAL	122
III-1.	CONFIGURATION DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL	123
III-2.	RESULTATS TYPIQUES	124
III-2.1	Essai monotone initial.....	126
III-2.2	Essai cyclique initial	136
III-2.3	Chargement monotone final post-cyclique	142
III-2.4	Essais de répétabilité.....	144
III-3.	PROGRAMME D'ESSAIS PRELIMINAIRES	145
III-3.1	Influence du mode d'application de contrainte verticale.....	146
III-3.2	Influence du temps de prise du ciment	147
III-3.3	Influence de la fréquence de sollicitation en cyclique	149
III-3.4	Etude de la formation d'une zone d'interface entre le «soil-mix» et le sol environnant	151
III-4.	ETUDE PARAMETRIQUE	155
III-4.1	Influence de la contrainte verticale appliquée	156
III-4.2	Influence de l'amplitude du déplacement cyclique	161
III-4.3	Influence du sens de chargement cyclique.....	166
	CONCLUSION PARTIELLE	172

CHAPITRE IV - ETUDE DU MATERIAU « SOIL-MIX » AU JEUNE AGE	174
IV-1. PRESENTATION DE LA CONFIGURATION EXPERIMENTALE.....	178
IV-2. MATERIAUX	180
IV-3. PROTOCOLE LA MISE EN PLACE	181
IV-4. PROGRAMME D'ESSAIS.....	181
IV-5. PROTOCOLES DE CHARGEMENT – ESSAIS TYPQUES	183
IV-5.1 Protocole de chargement N°1	184
IV-5.2 Protocole de chargement N°2	190
IV-5.3 Protocole de chargement N°3	192
IV-6. SYNTHESE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	193
IV-6.1 Rigidité du chargement monotone initial.....	193
IV-6.2 Déplacements cycliques irréversibles au jeune âge des colonnes en soil-mix.....	194
IV-6.3 Résistance à la compression simple du soil-mix à 7 jours.....	197
IV-6.4 Résistance globale de la colonne – Essai de capacité portante.....	198
IV-6.5 Profil des colonnes en soil-mix après le chargement au jeune âge.....	200
CONCLUSION PARTIELLE	203
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	204
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	207
ANNEXES	214
Annexe 1 : Limites d'Atterberg.....	214
Annexe 2 : Essai de détermination de la masse volumique du soil-mix.....	226
Annexe 3 : Logiciel d'acquisition sous Labview et d'asservissement MTS.....	219
Annexe 4 : Fiches techniques des matériaux et des capteurs	214
Annexe 5 : Calcul de la quantité des mélanges du sol reconstitué et du soil-mix.....	222
Annexe 6 : Fiche d'essai	228

NOTATIONS

c	<i>cohésion du matériau</i>
φ	<i>angle de frottement du matériau</i>
α	<i>taux de recouvrement</i>
$\Delta\sigma_c$	<i>amplitude de contrainte cyclique appliquée sur la tête des colonnes au jeune âge</i>
δ_c	<i>amplitude du déplacement cyclique</i>
ρ_d	<i>masse volumique sèche d'un sol</i>
$\rho_{d,max}$	<i>masse volumique sèche maximale du sol</i>
ρ_h	<i>masse volumique humide du sol</i>
ρ_s	<i>masse volumique des grains du sol</i>
σ_v	<i>contrainte verticale appliquée sur le sol environnant</i>
A_c	<i>section transversale de la colonne soil-mix</i>
A_s	<i>surface d'une maille élémentaire dans un réseau de colonnes</i>
C/E	<i>rapport de la quantité de ciment à la quantité d'eau</i>
$C_{e,F}$	<i>coefficient d'évolution de l'effort en tête</i>
$C_{e,f}$	<i>coefficient d'évolution du frottement latéral</i>
$C_{e,p}$	<i>coefficient d'évolution de la résistance en pointe</i>
D_τ	<i>facteur de dégradation du frottement latéral lors du chargement monotone post-cyclique (utilisé dans la littérature)</i>
d_{50}	<i>diamètre moyen des grains du matériau</i>
d_c	<i>diamètre de la colonne</i>
D_e	<i>diamètre de la cellule d'influence effective</i>
e	<i>indice des vides</i>
e_0	<i>indice des vides initial</i>
E_c	<i>module d'Young du matériau constitutif de la colonne</i>
E_s	<i>module d'Young du sol</i>
f	<i>fréquence de chargement cyclique</i>
F_B	<i>force du capteur bas</i>
F_H	<i>force du capteur haut</i>
F_{MTS}	<i>force du servovérin MTS</i>
F_p	<i>force de la pointe</i>

F_{parasite}	<i>force du frottement parasite</i>
F_S	<i>force de frottement latéral</i>
f_s	<i>frottement latéral unitaire le long de la colonne</i>
$f_{s,\text{max}(1)}$	<i>frottement latéral maximal mesuré au cycle 1</i>
$f_{s,\text{max}(i)}$	<i>frottement latéral maximal mesuré au cycle i</i>
$f_{s,\text{min}(1)}$	<i>frottement latéral minimal mesuré au cycle 1</i>
$f_{s,\text{min}(i)}$	<i>frottement latéral minimal mesuré au cycle i</i>
$f_{s,\text{rup}}$	<i>frottement unitaire de l'interface à la rupture de la colonne</i>
$f_{s,\text{rup1}}$	<i>frottement latéral unitaire à la rupture de l'interface du tronçon pour le 1^{er} chargement monotone</i>
$f_{s,\text{rup2}}$	<i>frottement latéral unitaire à la rupture de l'interface du tronçon pour le 2^e chargement monotone</i>
G_s	<i>module de cisaillement</i>
I_p	<i>indice de plasticité</i>
K_0	<i>coefficient des terres au repos</i>
K_{ini}	<i>rigidité initiale du frottement unitaire de l'interface</i>
k_{ja}	<i>rigidité initiale de la colonne au jeune âge</i>
N	<i>nombre de cycles</i>
P_l^*	<i>pression limite nette au pressiomètre</i>
P_{mem}	<i>pression dans la baudruche</i>
Q_f	<i>résistance en frottement de la colonne in situ</i>
q_p	<i>résistance en pointe de la colonne</i>
Q_P	<i>résistance en pointe de la colonne in situ</i>
q_s	<i>frottement unitaire le long des pieux</i>
Q_T	<i>charge sur la tête de la colonne in situ</i>
R_c	<i>résistance à la compression simple</i>
s	<i>entraxe entre les colonnes</i>
s'	<i>distance de bord à bord entre les colonnes ($s' = s - d_c$)</i>
S_c	<i>surface latérale de la colonne</i>
SRR	<i>taux de réduction des contraintes</i>
W_L	<i>limité de liquidité</i>
W_n	<i>teneur en eau du matériau</i>
W_P	<i>limite de plasticité</i>

INTRODUCTION GENERALE

Face à un manque de terrains ayant des caractéristiques géotechniques suffisantes et aux besoins toujours croissants de développer ou de réhabiliter nos infrastructures (réseaux autoroutiers, ferroviaires, fondations de bâtiments...), de nouvelles techniques de fondation et de renforcement des sols se sont développées. Parmi toutes les techniques actuelles (injection d'imprégnation, jet-grouting, inclusions rigides, colonnes ballastées...), la technique de renforcement par des colonnes en « soil-mixing », développée dans les années soixante, connaît aujourd'hui un essor important. Elle vise à introduire par malaxage avec le sol en place un liant de stabilisation. Elle permet donc de réaliser des colonnes de sol stabilisé sans excavation, et peut s'apparenter aux colonnes rigides ou semi-rigides. Le soil-mixing peut être utilisé sous forme de groupe de colonnes isolées ou de mur de colonnes en continu. Cette technologie présente un intérêt économique important, du fait de la réduction des rejets et de la rapidité de réalisation sur chantier (utilisation de machine de forage de taille réduite). Il faut également ajouter que cette technique présente un fort potentiel dans le cas du renforcement des fondations de plateformes ferroviaires (Projet européen INNOTRACK, 2006-2009).

Dans ce contexte, un projet de recherche a été initié en 2010 (RUFEX, Renforcement et réUtilisation des plates-formes ferroviaires et des fondations EXistantes). Ce projet regroupe à la fois des partenaires industriels (SNCF, SOLETANCHE BACHY et TERRASOL) et académiques (ENPC, INSA Lyon et l'IFSTTAR). L'objectif est de développer la technique de soil mixing à la fois pour le renforcement des fondations de plateformes ferroviaires, mais également pour la réutilisation et le renforcement de fondations existantes. Ce travail s'inscrit plus particulièrement dans la tâche 2.1 concernant le renforcement des plateformes ferroviaires.

Ce mémoire est divisé en quatre chapitres. Le premier est consacré à une étude bibliographique sur les travaux réalisés dans le domaine du renforcement par colonnes en « soil-mix ». Après

un bref historique sur la technique, on présente des travaux de recherches sur le comportement du matériau du soil-mix. On s'intéresse ensuite au comportement général des fondations profondes sous chargements monotones et cycliques. On met l'accent sur les sollicitations cycliques et l'influence des paramètres principaux (amplitude, fréquence...) sur l'évolution du frottement latéral. Les méthodes de dimensionnement des colonnes, de calcul du tassement, de la résistance au cisaillement, appliquées aux fondations renforcées par colonnes en «soil-mix» sont également présentées. On termine cette étude par une présentation des recherches récentes dans le domaine ferroviaire.

Le deuxième chapitre porte sur la description détaillée du modèle physique développé. On présente également en détail le choix et la méthode de fabrication d'un sol modèle reconstitué pour représenter un sol naturel (Limon de Jossigny). La procédure d'essai détaillée développée est ensuite décrite : réalisation du massif, réalisation de la colonne instrumentée, réalisation de l'essai de chargement et l'acquisition des données. Finalement, les résultats d'une première étude sur le comportement mécanique du matériau soil-mix sont présentés. Ces essais ont permis, en particulier, de proposer et de valider le choix d'un matériau « soil-mix » équivalent.

Dans le troisième chapitre, on aborde l'étude de la mobilisation du frottement d'interface sol-colonne. On présente tout d'abord un essai typique sous chargement monotone et un essai typique sous chargement cyclique. Puis, on présente une étude préalable sur l'influence de deux paramètres à savoir le mode d'application de la contrainte de consolidation et la fréquence de sollicitation. Dans un second temps, on présente l'étude de l'influence des paramètres significatifs sur le comportement de l'interface de la colonne soil-mix. On commence tout d'abord par l'étude de l'influence de la contrainte verticale appliquée au massif sur le comportement sous chargements monotone et cyclique. On présente ensuite l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur l'évolution du frottement latéral pour un niveau de contrainte verticale. Le dernier paramètre étudié concerne le sens du chargement de la sollicitation cyclique (alterné et non-alterné).

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude au jeune âge du matériau « soil-mix ». On s'intéresse, dans cette partie, à l'influence d'un chargement cyclique, pour différents temps de cure sur le comportement du matériau soil-mix. Une procédure expérimentale adaptée pour ce cas d'étude a été développée en utilisant une partie de la cellule expérimentale développée pour l'étude de l'interface sol-colonne (chapitre 3). Les chargements cycliques sont réalisés selon deux protocoles choisis. Les résultats expérimentaux sont présentés et analysés en termes de

Introduction générale

rigidité initiale, de déplacements irréversibles des colonnes sous chargement cyclique et de résistance à la compression simple du matériau soil-mix en fonction du temps de cure.

A la fin de ce mémoire, une conclusion générale présente une synthèse des principaux résultats obtenus dans le cadre de ce travail, ainsi que quelques perspectives de recherches à développer et à poursuivre dans ce domaine.

CHAPITRE I - ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

Dans ce chapitre, on présente tout d'abord un bref historique du procédé de renforcement par colonnes en «soil-mix». Ensuite, différentes études sur le comportement du matériau «soil-mix» sont présentées. On aborde dans une troisième partie le comportement des colonnes de soil-mix, et l'accent est mis sur les études sur modèles physiques en laboratoire. La quatrième partie concerne les différentes méthodes de dimensionnement des colonnes. Finalement, on termine cette étude bibliographique, par une présentation des applications de cette technique dans le domaine ferroviaire, dans lequel, le projet RUFEX s'inscrit.

I-1. TECHNIQUE DE RENFORCEMENT DES SOLS PAR COLONNES EN «SOIL-MIX»

I-1.1 Bref historique de la méthode du «Soil-mixing»

Le «soil-mixing» a été développé aux Etats-Unis à partir des années 1950. Selon Bruce (1996), la conception originale vient des Etats-Unis, où, en 1954, une tarière unique a été utilisée pour mélanger des liants avec le sol. Un système breveté a été utilisé dans plus de trente projets. Handy & Williams (1967) ont rapporté les résultats de la stabilisation des sols mous dans "Avenue Aurora landslide" en Iowa, aux États-Unis. Cinq cents trous de forage de diamètre

150 mm ont été remplis avec de la chaux vive et de l'eau. Au début des années soixante, un brevet américain sur un procédé de mélange a été développé sur l'utilisation d'un outil rotatif équipé de lames (Jasperse & Ryan 1992). Les pays scandinaves ont également commencé à utiliser cette méthode assez tôt avec la réalisation d'un bon nombre de chantiers de soil-mixing.

En Asie, les premiers chantiers de soil-mixing ont débuté dans les années soixante au Japon. Pendant les années quatre-vingt, la méthode du soil-mixing se développe énormément au Japon, de nombreuses recherches sont réalisées en laboratoire et *in situ*. La technique d'exécution s'est rapidement améliorée, un nombre relativement important d'organisations et d'entreprises ont développé leurs propres techniques d'installation. Le Japon, à l'heure actuelle, reste le pays le plus avancé au niveau des recherches et des activités de développement concernant cette méthode. Les applications du soil-mixing dans les argiles molles en Asie du Sud-Est sont résumées dans le Tableau I-1. En effet, les argiles molles constituent une partie importante des sols que l'on rencontre dans les zones des bassins des fleuves, et demandent des méthodes de renforcement spécifiques pour supporter les infrastructures. Des études sont menées également dans un certain nombre de pays d'Asie, et en particulier, en Chine, en Inde, en Indonésie, à Singapour, à Taiwan et en Thaïlande (Porbaha *et al.* 1998 b). Un aperçu des pratiques développées dans le monde peut être trouvé dans Bruce *et al.* (1998, 1999) et Porbaha (1998a).

En Europe, la méthode est largement répandue dans les pays scandinaves. Les recherches sont développées en Grande Bretagne, en Allemagne, en Suède et en France. Le développement du «soil-mixing» a également eu lieu dans d'autres pays comme l'Italie (Paviani & Pagotto 1991), l'Angleterre (Harnan 1993, Al-Tabbaa et Evans 2003), l'Allemagne (Maisch *et al.* 1997, Scheller & Reitmeier 2000). En France, le «soil-mixing» a été de plus en plus utilisé depuis une dizaine d'années, principalement par l'entreprise Soletanche Bachy sous les noms commerciaux de Colmix®, Trenchmix®, (Harnan & Iagolnitzer 1994, Robert *et al.* 1994).

Parallèlement, la recherche et le développement se sont poursuivis dans le domaine du soil mixing dans tous les pays. De nouveaux outils ainsi que de nouveaux types de liants ont été testés. Un grand nombre de revues de l'état de l'art ont été présentées au cours des dernières années, principalement dans le cadre des conférences internationales.

Tableau I-1 : Utilisation du «soil-mixing» en Asie (Nozu, 2005)

Pays	Type de mixing	Diamètre des colonnes (m)	Profondeur maximale	Application
Japon	Humide	1,0-1,6	50 m	dans tous les ouvrages de génie civil : offshore, fondations de bâtiment, murs de soutènement, renforcement de routes.
	Sec	1,0-1,3	33 m	routes, digues pour augmenter la stabilité et diminuer le tassement.
Thaïlande	Humide, Sec	0,6	20 m	routes, digues, pour augmenter la stabilité et diminuer le tassement, murs de soutènement.
Singapour	Humide	1,0-1,3	20 m	murs de soutènement.
Vietnam	Humide	0,6-1,3	30 m	routes, digues, pour augmenter la stabilité et diminuer le tassement.

En ce qui concerne les règles de conception, différents manuels de référence, et documents normatifs concernant cette méthode ont été publiés. Il existe également aujourd'hui plusieurs guides de conception, par exemple le SCDOT (2010) aux Etats-Unis, le EuroSoilStab (2002) en Europe, et le CDIT (2002) en Asie. Ces documents et guides de conception abordent les applications, les propriétés des sols stabilisés, les méthodes de contrôle, de conception et d'équipement.

I-1.2 Principes généraux de réalisation

La méthode du « soil-mixing » est une technique d'amélioration de sol qui consiste à fabriquer des colonnes en matériau « soil-mix » en profondeur grâce au malaxage *in situ* du sol déstructuré avec un liant hydraulique (du ciment ou de la chaux ou bien la combinaison de ces deux derniers). Ces liants sont incorporés dans les sols à l'aide d'une tarière rotative dont la forme géométrique peut changer d'une entreprise à l'autre.

Le but de ce procédé géotechnique est de créer une colonne de mélange sol-liant qui travaille comme une inclusion rigide ou semi-rigide. Ainsi, on améliore les caractéristiques mécaniques du sol en place en augmentant la rigidité, la stabilité globale de la zone renforcée.

La réalisation d'une colonne se produit en deux étapes : le forage et la remontée. La phase de forage permet de déstructurer le sol sur place et l'incorporation du liant par le même outil de forage. Cette opération est réalisée pendant la descente de la tarière. Une fois que la tarière a atteint la profondeur désirée, on passe à la deuxième phase, pendant laquelle la tarière est

remontée. Pendant la remontée, le mouvement rotatif permet d'homogénéiser le liant avec le sol sur place. Ce mouvement descente-remontée de la tarière peut être éventuellement répété en fonction du chantier, dans certains cas, le sol compact demande plus d'énergie pour qu'il soit bien mélangé avec le liant (Figure I-1).

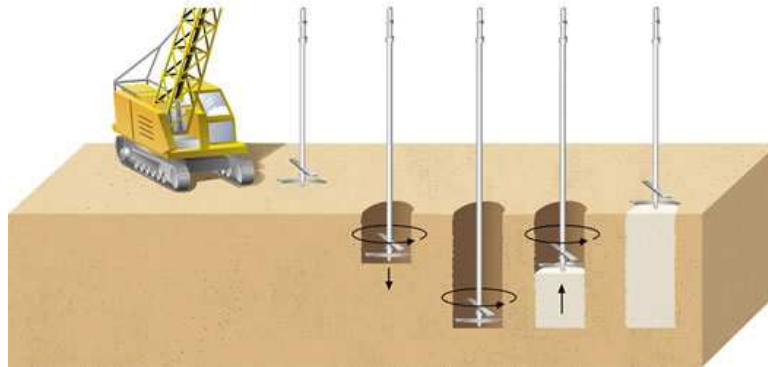


Figure I-1 Principe général d'exécution d'une colonne de « soil-mixing »

Les avantages de cette méthode

Cette technique est connue comme étant une méthode de renforcement dont la réalisation est rapide, avec un prix de revient très faible comparé aux autres méthodes. On utilise directement le matériau en place comme constituant de la colonne, il y a donc moins de déchets. En outre, on peut utiliser de petits outils de forage entraînant une faible gêne sonore.

En ce qui concerne le mode opératoire, il y a deux modes principaux, par voie sèche et par voie humide. La voie sèche consiste à mélanger le sol en place avec des liants secs, ce mode opératoire est appliqué sur des chantiers pour lesquels la teneur en eau du sol est importante. La voie humide consiste à injecter un coulis de liant sous faible pression dans le sol déstructuré pour réaliser le mélange.

I-1.3 Outils de malaxage

L'outil de malaxage est un outil du type tarière, qui est descendu dans le sol en place pour deux objectifs principaux : premièrement, il déstructure le sol, et deuxièmement, il incorpore le liant dans le sol et mélange les deux. L'outil de malaxage est choisi en fonction du type de sol.

Plusieurs types d'outils de malaxage ont été développés depuis la naissance de la méthode du «soil-mixing » (Figure I-2 et Figure I-3).

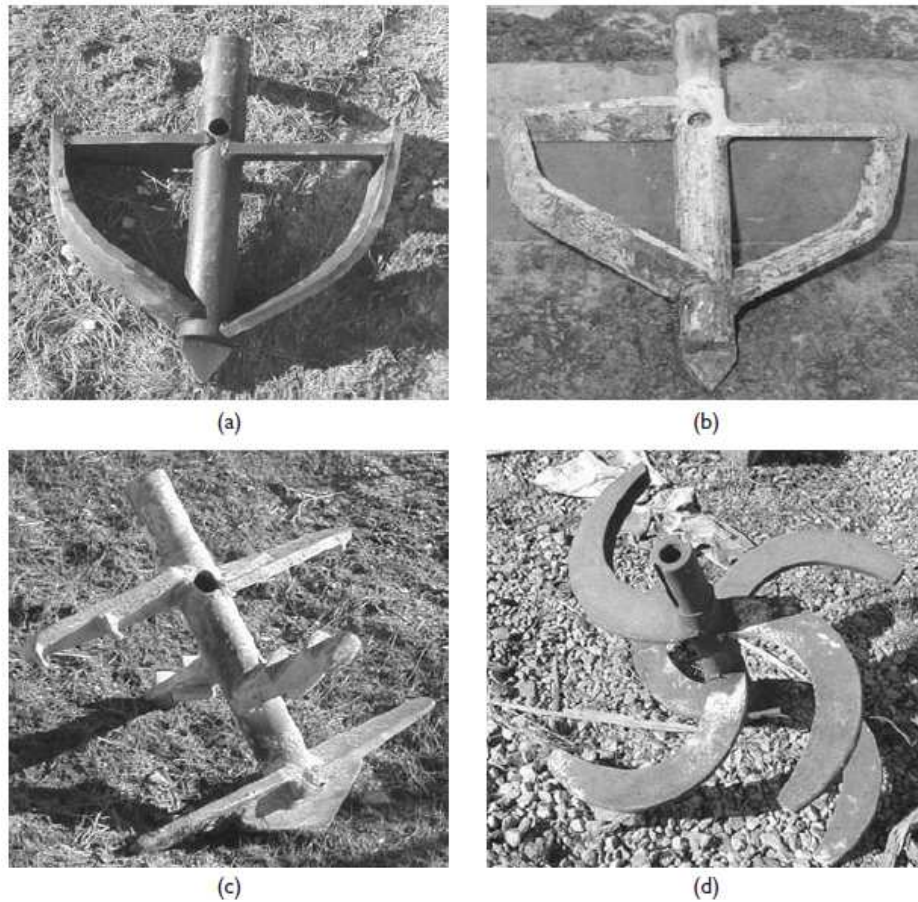


Figure I-2 - Outils développés dans les pays scandinaves (Topolnicki, 2004).

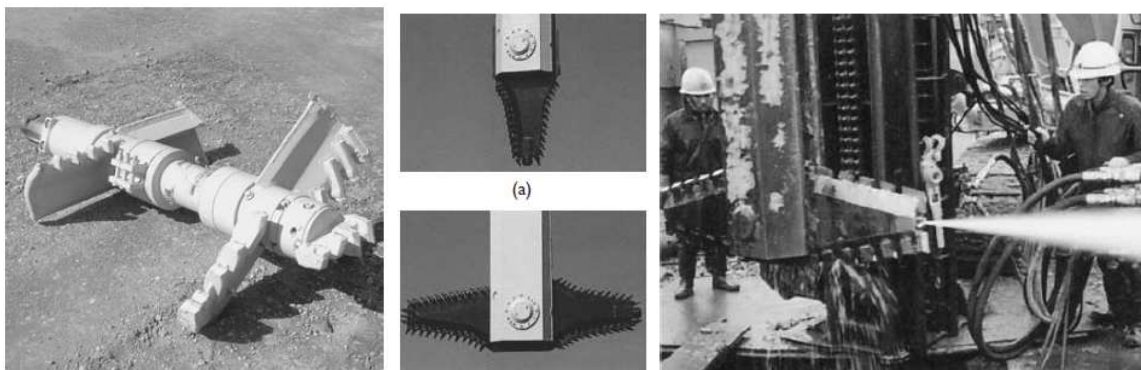


Figure I-3 – Outils développés au Japon (Topolnicki, 2004)

Les colonnes en « soil-mix » sont parfois utilisées en configuration isolée, mais plus généralement en réseaux suivant une maille donnée ou sous forme de mur de renforcement, les

colonnes étant alors juxtaposées. Différents équipements de mise en œuvre des colonnes sont présentés sur la Figure I-4.

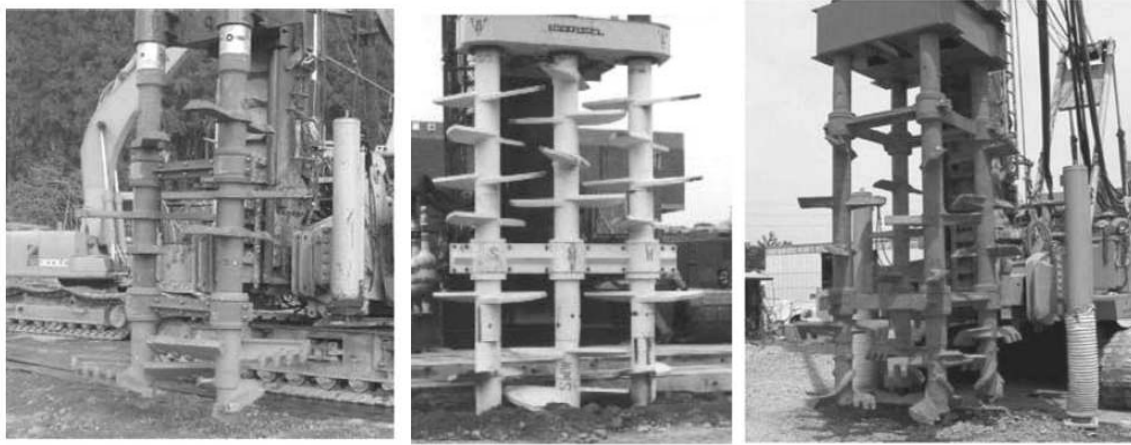


Figure I-4 – Equipements spécifiques pour la mise en œuvre des groupes de colonnes en « soil-mix »
(Topolnicki, 2004)

Récemment, dans le cadre du Projet INNOTRACK (2006-2009), l'entreprise Soletanche Bachy et l'entreprise Keller-Fondation ont développé leur outil spécifique pour s'adapter aux particularités de la problématique ferroviaire. Il s'agit d'un outil qui peut s'ouvrir lors de son mouvement dans le sol (Figure I-5).



Figure I-5 - Outils de malaxage dans le cas du projet INNOTRACK : (a) outil développé par Keller-Fondation ; (b) outil développé par Soletanche Bachy (INNOTRACK, 2009)

I-2. MATERIAU «SOIL-MIX»

I-2.1 Composants du «soil-mix»

On va aborder, dans ce paragraphe, les caractéristiques mécaniques du matériau «soil-mix» dont, en particulier, la résistance à la compression simple. Le terme « soil-mix » est défini comme le mélange du sol et du ciment à une certaine teneur en eau. Les paramètres de base qui caractérisent ce matériau sont : la proportion massique du ciment incorporé (kg/m^3 de sol naturel), la proportion massique entre le ciment et l'eau dans le « soil-mix » (C/E).

Le premier matériau est justement le sol en place. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important dans la résistance du matériau «soil-mix». Avant de réaliser des travaux avec ce type de matériau, il est donc important de déterminer certains paramètres importants du sol en place tels que : sa teneur en eau, sa granulométrie, sa minéralogie.

Le liant incorporé est fréquemment de la chaux, du ciment ou bien une combinaison de ces deux liants. Ce sont les liants traditionnels dans le domaine du génie civil pour augmenter la résistance des matériaux avec lesquels on les mélange.

En ce qui concerne le mode opératoire, il existe des dispersions entre les caractéristiques du «soil-mix» fabriqué *in situ* et du «soil-mix» fabriqué en laboratoire. La cinématique de malaxage et les conditions de cure sont en effet très difficiles à simuler, et les reproduire en laboratoire serait trop coûteux, surtout qu'il existe de nombreuses techniques et d'outils différents. Les paramètres d'influence sur les caractéristiques du «soil-mix» sont: en laboratoire, le sol de mélange, le temps d'attente, les conditions de cure, le malaxage ; sur chantier : la méthode de malaxage, les conditions environnementales.

I-2.2 Caractérisation mécanique du matériau «soil-mix»

En ce qui concerne les caractéristiques de résistance, le « soil-mix » présente toujours une gamme de variation très importante et la détermination d'une valeur précise est difficile à cause de l'influence de plusieurs facteurs qui ont déjà été mis en évidence par les recherches :

- Conditions de sol : homogénéité, valeur de pH, teneur en eau, teneur en matière organique...

- Conditions de mélange : température, humidité, outil de malaxage, temps de malaxage, vitesse de poussée, vitesse de rotation...
- Caractéristiques du liant : type, qualité, rapport ciment/eau (C/E), additifs...

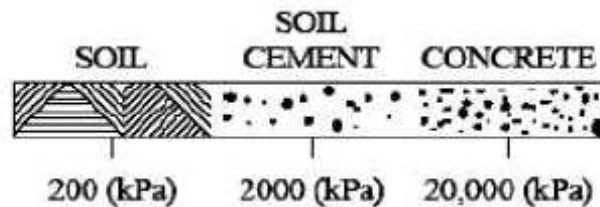


Figure I-6 - Valeurs typiques de résistance du «soil-mix» (Ayorloo, 2010)

La Figure I-6 présente l'ordre de grandeur de la résistance à la compression simple du matériau de soil-mix. Les mesures sont réalisées par Ayorloo (2010). La résistance à la compression simple du soil-mix dépend du liant utilisé, mais également du type de sol en place. Pour un liant composé d'un mélange de chaux et de ciment, les caractéristiques obtenues varient entre 2 et 8 MPa pour ce qui est de la résistance à la compression simple R_c , et entre 50 et 300 MPa pour ce qui est du module d'élasticité E .

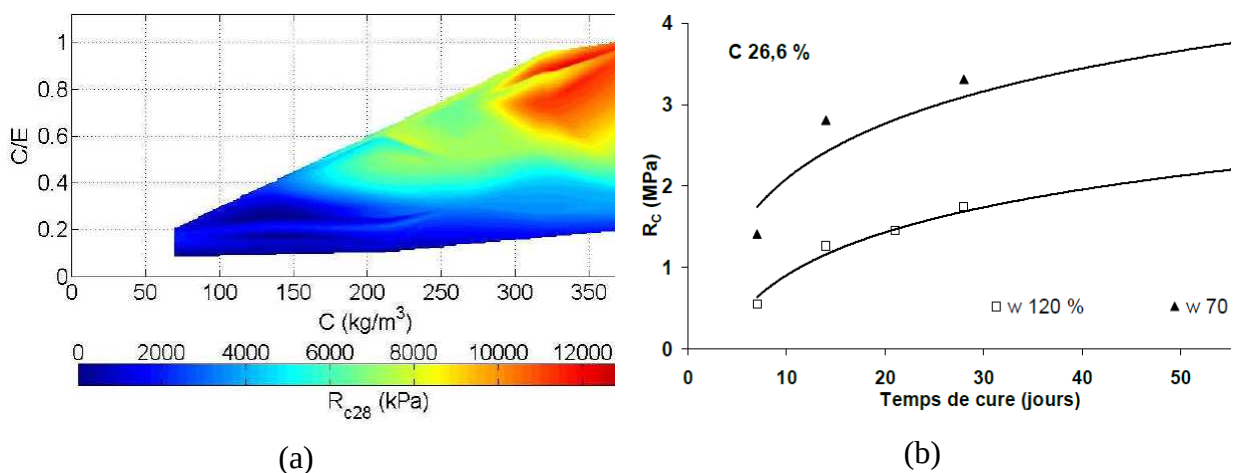


Figure I-7 - Evolution de la résistance du matériau «soil-mix» : (a) en fonction de C/E et de C ; (b) et en fonction de la teneur en eau et du temps de cure (Szymkiewicz, 2011)

Les travaux de Szymkiewicz (2011) ont en particulier confirmé l'effet de la teneur en eau sur la résistance du «soil-mix». En effet, plus la teneur en eau du mélange est faible, plus le «soil-mix» est résistant (Figure I-7).

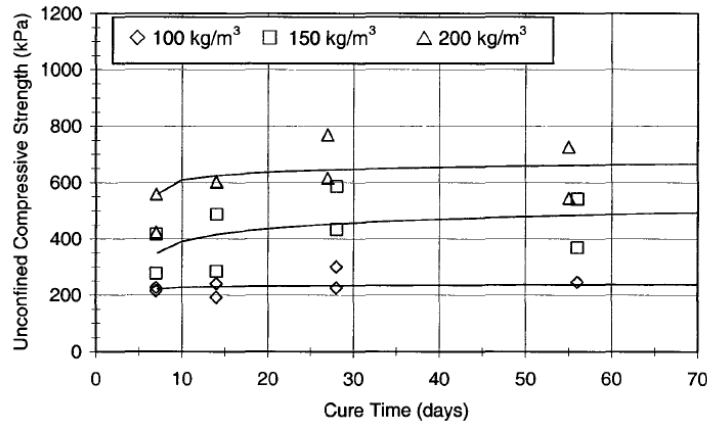


Figure I-8 – Influence de la proportion de liant sur la résistance à la compression simple du «soil-mix» (Jacobson, et al., 2003)

Jacobson, *et al.* (2003) ont montré des résultats concernant la résistance à la compression simple d'un limon organique mélangé avec du ciment. Pour ce type de sol, on a obtenu une gamme de résistance à la compression simple comprise entre 200 et 700 kPa. La résistance à la compression simple du «soil-mix» augmente avec le dosage en ciment (Figure I-8).

Hernandez-Martinez, *et al.* (2007) ont fait des recherches en laboratoire sur la stabilisation des sols mous et des sols organiques à partir du ciment Portland. Ils ont réalisé des colonnes de « soil-mix » de 10 cm de diamètre et 40 cm de hauteur, fabriquées directement dans les réservoirs de sol, des essais de compression simple ont été réalisés après 28 jours de prise du ciment (Figure I-9). La performance du matériau est évaluée à partir de sa résistance à la compression simple qui varie en fonction de la nature du sol mélangé. La proportion en ciment utilisée dans cette étude expérimentale varie entre 150 et 500 kg/m³. Les résultats concernant la rigidité (module tangentiel initial) et la résistance à la compression simple du «soil-mix» pour les trois types de sols : argile molle, argile organique et tourbe sont présentés sur la Figure I-10.

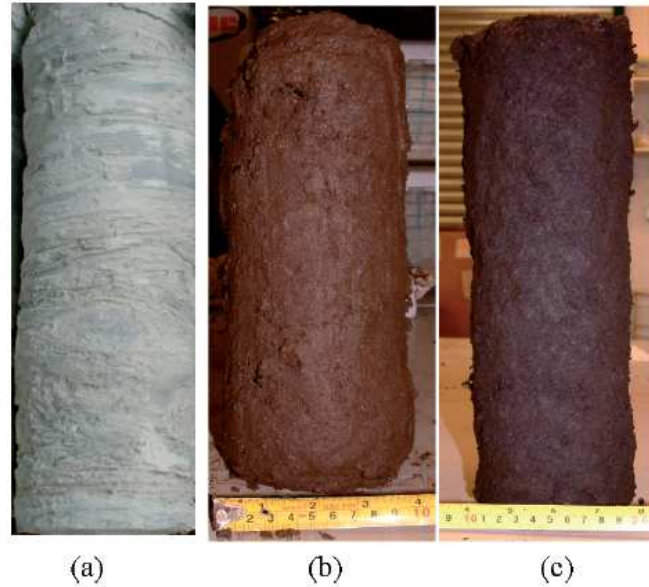


Figure I-9 – Colonnes en «soil-mix» réalisées en laboratoire : (a) argile très molle ; (b) argile organique; (c) tourbe (Hernandez-Martinez, et al., 2007)

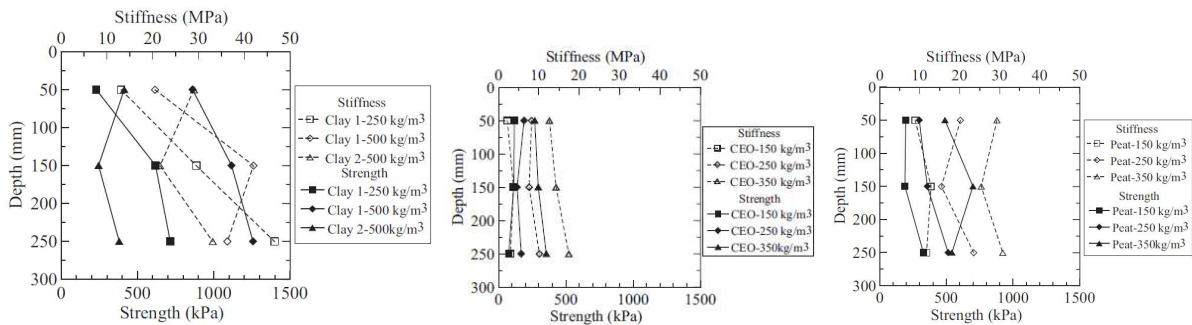


Figure I-10 – Rigidité et résistance à la compression simple du «soil-mix» : (a) argile molle ; (b) argile organique ; (c) tourbe (Hernandez-Martinez, et al., 2007)

Topolnicki (2004) a présenté un récapitulatif des résultats concernant les caractéristiques du « soil-mix » en fonction du type de sol *in situ* (Tableau I-2). Pour les sols sableux, la résistance à la compression simple du «soil-mix» est plus grande, pour un «soil-mix» fait à partir de la tourbe, sa résistance à la compression simple varie entre 1 et 3 MPa.

Marzano, *et al.* (2009) ont réalisé du « soil-mix » à partir d'un sol artificiel composé de 40 % de kaolinite et 60 % de limon (silica flour). Une procédure expérimentale a été développée pour mélanger du «soil-mix» au laboratoire. La proportion de C/E est égale à 1. La résistance à la compression simple à 7 jours est de l'ordre 2 MPa (Figure I-11).

Tableau I-2: Résistance et rigidité des colonnes de « soil-mix » pour différents types de sols (Topolnicki, 2004)

Type de sol	Quantité de ciment (kg/m ³)	Rc (MPa)
Limon organique très compressible	250-400	0,1-0,4
Tourbe, Limon/argile organique	150-350	0,2-1,2
Argile molle	150-300	0,5-1,7
Argile raide	120-300	0,7-2,5
Limon et limon sableux	120-300	1-3
Sable fin	120-300	1,5-5
Sable grossier à gravier	120-250	3-7

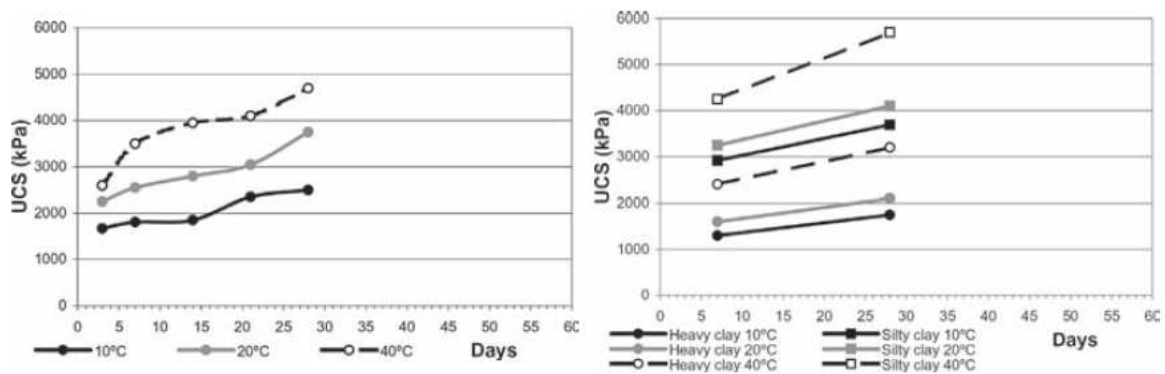


Figure I-11 – Résistance à la compression simple en fonction du temps (Marzano, et al., 2009)

I-3. COMPORTEMENT DES COLONNES EN « SOIL-MIX »

On aborde, dans ce paragraphe, le comportement général des colonnes en «soil-mix» dans leur environnement. Les colonnes sont conçues pour supporter des charges de la structure supérieure, comme les pieux classiques, ils travaillent par ses deux composants principales : résistance en pointe et frottement latéral. On s'intéresse plutôt au frottement dans notre cas d'étude.

I-3.1 Etude du frottement à partir d'essais du type « interface »

Le comportement de l'interface entre un sol et une inclusion peut être étudié à partir d'essais de cisaillement d'interface (Chu and Yin, 2007; Chuang and Resse, 1969; Hossain and Yin, 2012; Oularbi, *et al.*, 2012). Dans les essais d'interface, les trois conditions aux limites principales applicables sont : déplacement nul imposé au bord, contrainte normale constante ou rigidité normale constante.

Chuang and Resse (1969) ont abordé deux problèmes : la migration de l'eau dans le massif et le frottement à l'interface entre le sol et le mélange cimenté. Pour un sol dont la taille moyenne des pores est plus grande que celle des particules de ciment, l'eau et le ciment (coulis) vont pénétrer dans le sol. Ce ciment forme sur l'interface une couche qui augmente la résistance de l'interface.

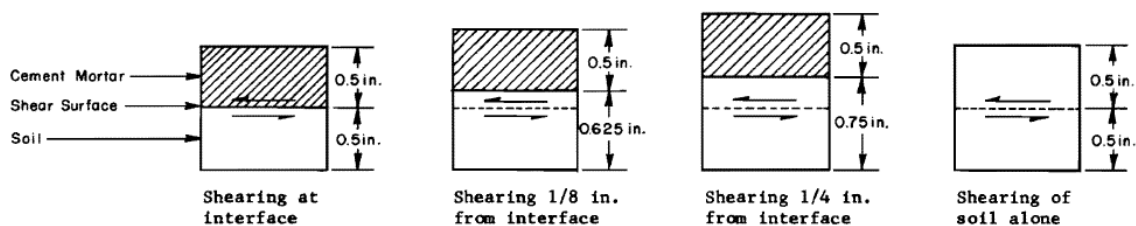


Figure I-12 - Interfaces de cisaillement entre deux demi-boîtes de cisaillement

(Chuang and Resse, 1969)

Les auteurs ont réalisé différents essais de cisaillement direct à l'interface entre le sol et le «soil-mix» dans le dispositif de l'essai de cisaillement direct. Trois plans de cisaillement différents ont été testés : sur l'interface, à 3,2 mm de l'interface dans le sol environnant et à

6,4 mm de l'interface dans le sol environnant (Figure I-12). La contrainte normale de 70 kPa a été appliquée pendant la prise du ciment. La zone située à 6,4 mm de l'interface entre deux matériaux a présenté une résistance la plus forte. Selon les auteurs, l'augmentation de la résistance au cisaillement dépend de la nature du sol environnant et de la proportion ciment/eau du mortier.

Plus la taille moyenne des grains du sol est élevée, plus de ciment pénètre à l'interface et, en conséquence, plus la résistance au cisaillement à l'interface augmente. Pour le cas de l'argile sableuse, la résistance de l'interface renforcée est plus élevée que le sol non renforcé (Figure I-13) ; par contre, dans le cas de l'argile pure, la résistance de l'interface est plus faible que le sol non renforcé. Ce phénomène peut être expliqué par le fait que dans le cas de l'argile dont les pores sont plus petits que les particules de ciment, il n'y a que de l'eau qui s'infiltre dans le sol, par conséquent, la résistance au cisaillement de l'argile à l'interface diminue.

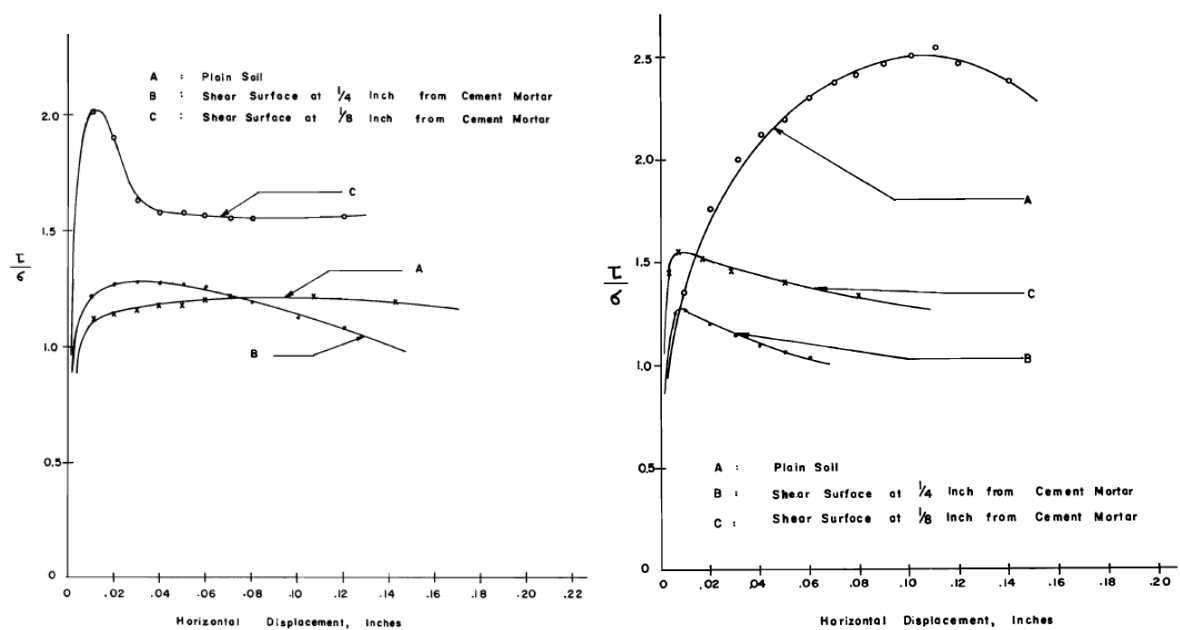


Figure I-13 - Effet de la distance à l'interface sur la résistance (a) mélange sable-argile ; (b) argile sableuse (Chuang and Resse, 1969)

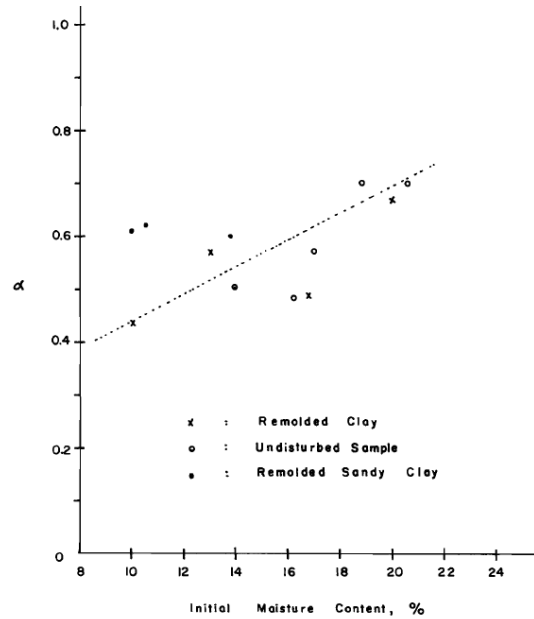


Figure I-14 – Influence de la teneur en eau du sol environnant (Chuang and Resse, 1969)

Ces auteurs ont également confirmé que la condition hydrique du sol environnant influence de manière significative le comportement de l'interface entre le sol et le mortier. Le coefficient α , qui est le rapport entre la résistance de l'interface et la résistance du sol non renforcé montre que l'interface est plus résistante pour un sol humide que pour un sol sec (Figure I-14).

Chu and Yin (2007) ont réalisé une étude du comportement de l'interface entre le sol et le «soil-mix» en utilisant un modèle physique du type essai de cisaillement direct (Figure I-15).

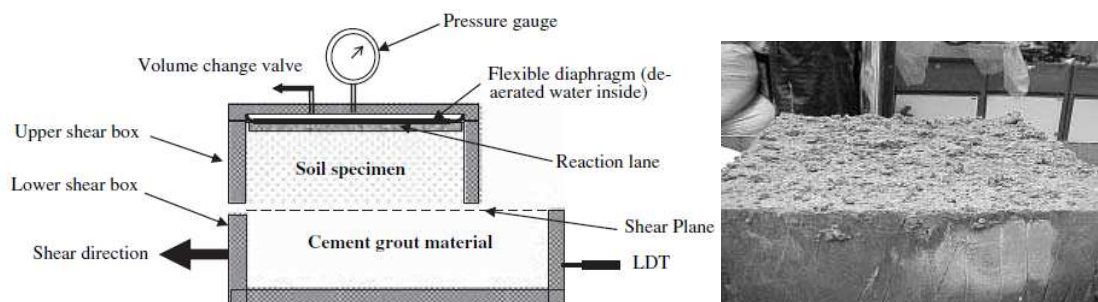


Figure I-15 - Dispositif expérimental pour essai de cisaillement direct (Chu and Yin, 2007)

Le sol utilisé est un granite fortement altéré de Hong-Kong (CDG) qui se compose de 28,22 % de gravier, 37,19 % de sable, 19,59 % de limon et 15 % d'argile. Le mortier est caractérisé par un C/E de 2,2. La résistance à la compression simple de ce mortier est de 56,8 MPa à 28 jours

de prise du ciment. Il faut remarquer que cette résistance à la compression simple est supérieure à celle du «soil-mix» en général. Chu and Yin, 52007) ont utilisé la boîte de cisaillement direct représentée sur la Figure I-15. La demi-boîte inférieure est remplie de mortier. La demi-boîte supérieure est remplie par le sol naturel. Les courbes contrainte de cisaillement-déplacement horizontal sont présentées sur la Figure I-16.

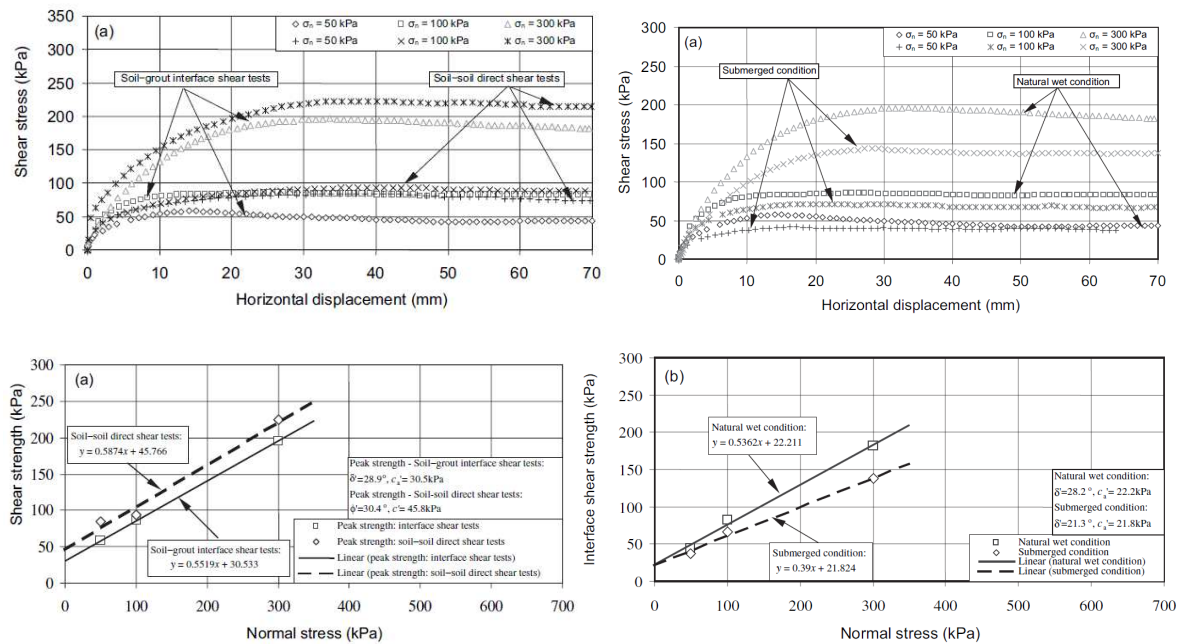


Figure I-16 - Comportement de l'interface sol-mortier de ciment (Chu and Yin, 2007)

Ainsi, pour des chargements sous contrainte normale de 50 kPa, 100 kPa et 300 kPa, la résistance au cisaillement atteint des valeurs limites de 60 kPa, 80 kPa et 190 kPa, respectivement. Des courbes (contrainte de cisaillement-contrainte normale) représentées sur la Figure I-16 montrent que la rupture de l'interface se produit suivant le critère de Mohr-Coulomb. Ces auteurs ont également pu conclure que la teneur en eau du massif influence considérablement la résistance au cisaillement. En effet, un sol humide offre une résistance plus faible qu'un sol sec, comme le montre la Figure I-16. Ces observations sont contraires à celles rapportées par Chuang and Resse (1969). Cette différence peut être expliquée par la nature des deux sols utilisés et que la proportion C/E qui est différente pour les deux études.

I-3.2 Etudes sur les ancrages injectés

Dans le but d'avoir un aperçu du frottement latéral autour des colonnes en «soil-mix », une autre technologie de renforcement de sol à laquelle on peut faire référence est celle des ancrages injectés (soil-nailing). Il s'agit d'inclusions, de forme cylindrique, qui travaillent en traction par le frottement latéral avec le sol. Le comportement de l'interface présente un frottement monotone entre l'inclusion et le sol qui est comparable à celui de l'interface d'une colonne en «soil-mix» avec le sol environnant.

Les matériaux constitutifs de ces ancrages sont généralement des mortiers ou des coulis de ciment. Plusieurs auteurs ont réalisé des études dans le domaine du comportement des ancrages (Chu and Yin, 2005; Gurpersaud, *et al.*, 2010; Hong, *et al.*, 2013; Morris, 1999; Pradhan, *et al.*, 2006; Su, *et al.*, 2008; Yin and Zhou, 2009; Yin, *et al.*, 2009).

La Figure I-17 présente le modèle physique construit par (Yin and Zhou, 2009; Yin, *et al.*, 2009). Un massif de sol CDG de Hong-Kong est compacté par couche dans la cuve d'essai rectangulaire. La teneur en eau du massif est de 16 %, ce qui se rencontre fréquemment *in situ*. La proportion C/E est de 2,22.

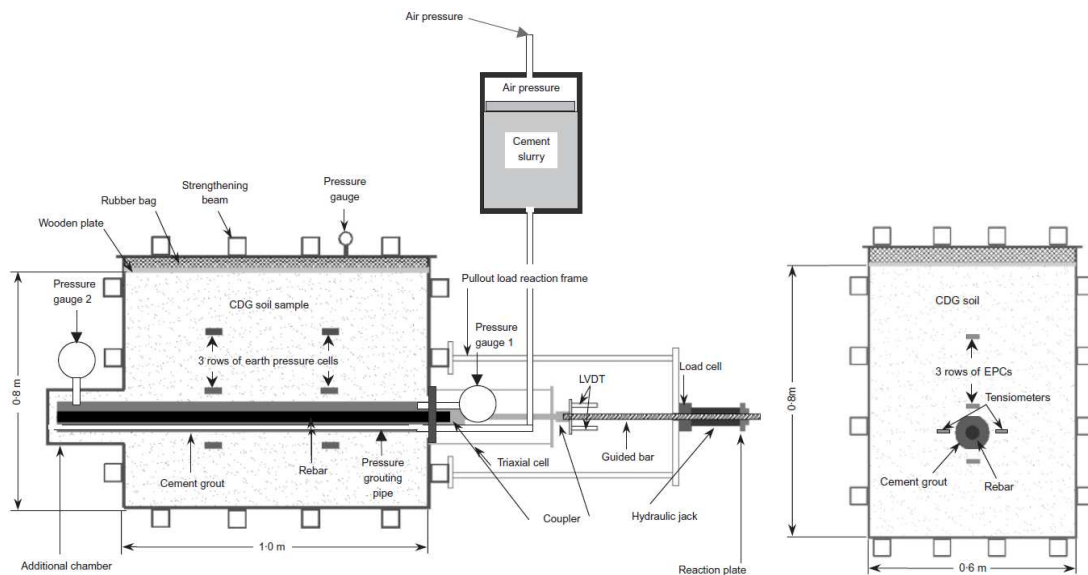


Figure I-17 – Modèle physique développé au laboratoire pour l'étude des ancrages
(Yin, *et al.*, 2009; Zhu, *et al.*, 2011)

Dans cette étude, les auteurs ont montré que, pendant la phase de forage du trou horizontal de 10 cm de diamètre, la contrainte appliquée dans le sol est considérablement relâchée. Ces

auteurs ont remarqué que, sous 200 kPa de contrainte verticale appliquée (VP) à la surface du massif de sol, il n'y a que 75 kPa de contrainte verticale appliquée dans la zone à l'interface entre le sol et l'ancrage. Cette baisse de contrainte sur l'interface est due au forage du trou horizontal.

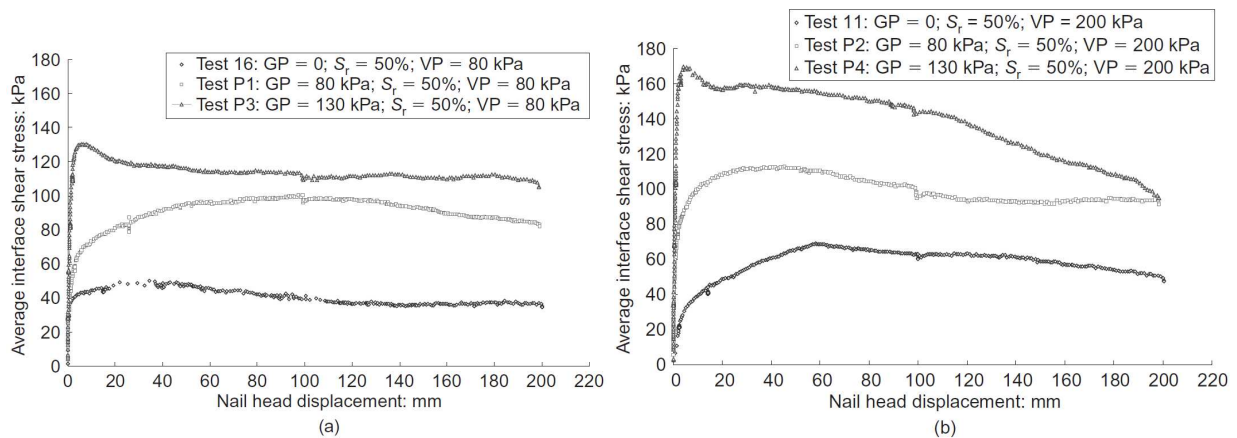


Figure I-18 - Résistance au cisaillement des ancrages : (a) sous 80 kPa de contrainte verticale ; (b) sous 200 kPa de contrainte verticale (Yin et al., 2009)

La Figure I-18 présente une comparaison de la résistance de l'interface en fonction de trois niveaux de pression d'injection (GP) appliquée : sans pression d'injection, à 80 kPa et à 130 kPa. A l'état sans pression d'injection, le frottement maximal est de 50 kPa et 70 kPa pour les deux contraintes verticales de 80kPa et 200kPa respectivement.

Hong *et al.* (2013) ont fait des essais sur des ancrages injectés (soil-nailing) pour étudier le comportement en frottement de l'interface sol-ancrage. Il s'agit d'essais en vraie grandeur avec une longueur d'ancrage de l'ordre de 1,2 m. Le chargement en traction est fait à 7 jours de prise du ciment. La résistance au cisaillement de l'interface sol-ancrage dépend de plusieurs paramètres comme la contrainte normale à l'interface (profondeur), la pression d'injection, la contrainte de consolidation, la teneur en eau.

Le frottement de l'interface entre le sol et l'ancrage est de l'ordre de 90 kPa. Ces valeurs peuvent être plus élevées en cas de mise en place sous pression. A 140 kPa de pression d'injection, la résistance au cisaillement peut monter jusqu'à 130 kPa.

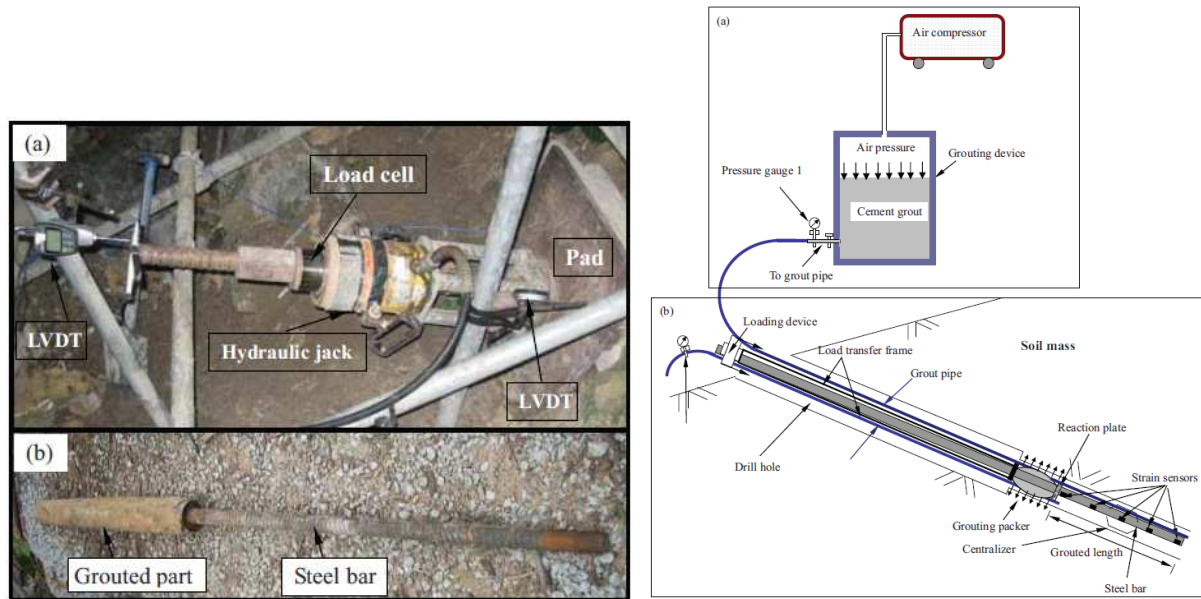


Figure I-19 - Modèle d'ancrage in situ et système de chargement en traction (Hong et al., 2013)

Chu and Yin (2005) présentent des comparaisons entre l'essai de cisaillement direct d'interface et des résultats d'essais de traction sur un ancrage. Le sol utilisé est CDG de Hong-Kong. On peut remarquer qu'en terme de mobilisation du frottement limite final à l'interface, les résultats de ces deux types d'essais sont plus ou moins similaires.

La Figure I-20 présente une comparaison entre deux types d'essais de cisaillement, l'essai de cisaillement direct d'interface (Figure I-20a) et l'essai de traction sur un ancrage soil-nailing (Figure I-20b). Dans le cas de l'essai de traction d'un ancrage à 305 kPa de contrainte verticale, on peut observer un pic de résistance au cisaillement qui n'est pas observé sur la courbe de cisaillement dans le cisaillement direct. La raison donnée, pour expliquer cette différence, est que les conditions aux limites sont différentes. La valeur maximale de la résistance au cisaillement est aussi plus élevée dans le cas de l'essai de traction sur l'ancrage.

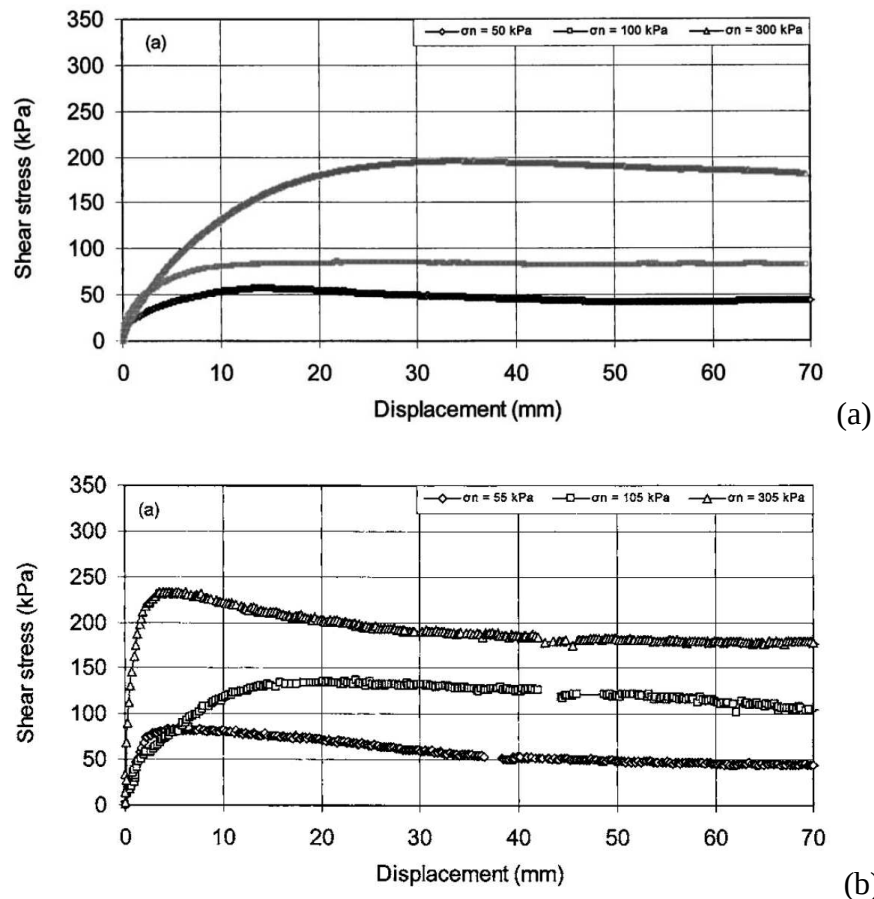


Figure I-20 – Comparaison du comportement d’interface pour deux configurations : (a) essai de cisaillement direct ; (b) essai de traction des ancrages (Chu and Yin, 2005)

I-3.3 Zone de contact entre le soil-mix et le sol

Plusieurs travaux de recherche ont montré qu’il existe une zone de transition à l’interface entre le sol et une colonne en «soil-mix». (Chuang and Resse, (1969); Kosche, (2004); Larsson, (2003); Larsson, *et al.*, (2009); Shen, *et al.*, (2003c))

Larsson (2003) a réalisé des essais *in situ* sur l’interface d’une colonne construite dans un sol à une teneur en eau est de 80 % - 90 %. L’auteur a également étudié des phénomènes qui se produisent à l’interface entre la colonne et le sol. Des mesures de teneur en eau ont été faites tous les 5 mm à partir de la périphérie de la colonne. Des colonnes de 60 cm de diamètre ont été réalisées sur le site, des carottages de 90 cm de diamètre ont été effectués pour récupérer la colonne et une partie de sol autour de la colonne. Les résultats montrent que, dans une zone de 5 mm autour de la colonne, la rigidité est fortement augmentée. Dans la zone allant de 5 mm à 30 mm par rapport au périmètre de la colonne, la rigidité est également plus grande que celle

du sol environnant. La teneur en eau dans la zone juste à côté de la colonne est inférieure à celle du sol environnant. Ceci peut s'expliquer par l'augmentation de la pression interstitielle pendant le mixage de la colonne et l'infiltration de l'eau vers la colonne pendant l'hydratation du ciment.

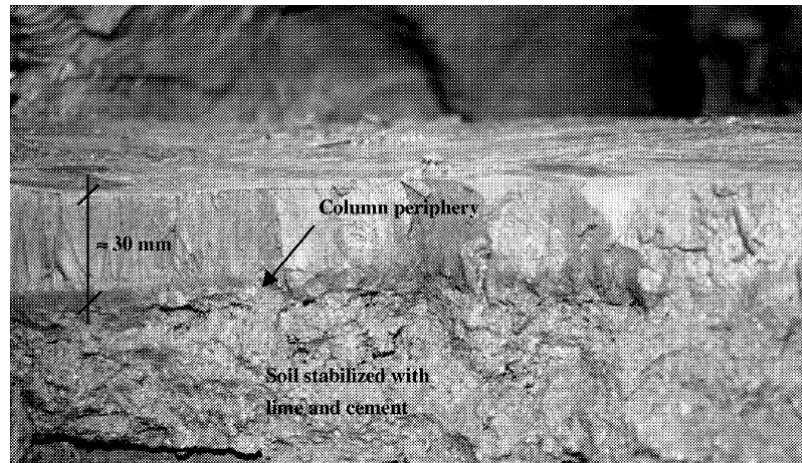


Figure I-21 – Formation de la zone d'interface in situ (Larsson, 2003)

Larsson, *et al.* (2009) ont indiqué qu'il y a une zone de transition entre le sol et la colonne en «soil-mix». Une kaolinite à une teneur en eau de 90 % est utilisée pour reconstituer le massif de sol environnant. Le mélange est placé dans une cuve d'essai de 90 cm de hauteur et 50 cm de diamètre. La contrainte de consolidation de 60 kPa a été appliquée pendant 12 jours, le degré de saturation du sol est de 95 %.

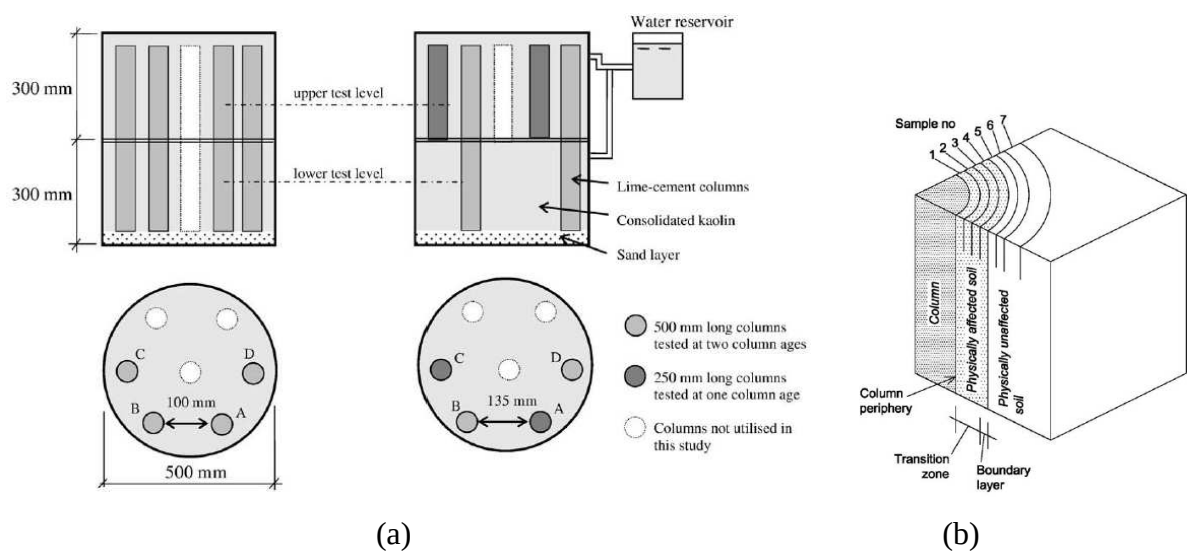
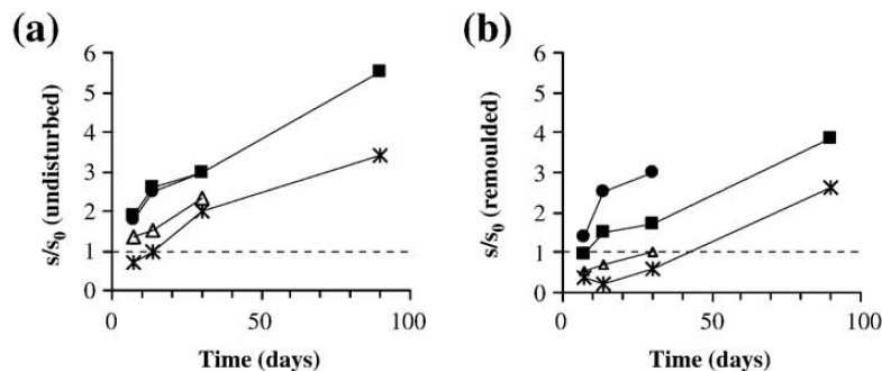


Figure I-22 – (a) Configuration du modèle expérimental ; (b) formation de la zone de transition autour d'une colonne (Larsson et al., (2009))

La résistance au cisaillement non drainée du sol est déterminée à l'aide de l'essai pénétrométrique à cône à chute libre. Les auteurs ont montré que la migration du cation Ca^{2+} a une influence significative sur la résistance de l'argile renforcée par colonne en «soil-mix». La zone d'influence est de l'ordre de 30 à 35 mm au bout de 90 jours après la réalisation de la colonne, ce qui montre qu'il y a un mouvement du ciment dans la zone proche de la périphérie de la colonne. La Figure I-23 montre que la résistance au cisaillement non drainée du sol dans les deux cas, non remanié et remanié, augmente en fonction du temps.



**Figure I-23 - Résistance au cisaillement non drainée en fonction du temps :
(a) éprouvette non remaniée ; (b) éprouvette remaniée (Larsson et al., (2009))**

Shen *et al.* (2003c) ont réalisé des colonnes dans une cuve d'essai rectangulaire et ont obtenu des résultats similaires à ceux de Larsson *et al.* (2009). Ils ont également confirmé l'existence d'une zone d'influence de l'ordre de deux fois le diamètre de la colonne. Cette zone est formée en raison de la fracturation du sol sous l'effet rotatif de la tarière et par conséquent, le liant peut pénétrer dans le sol. Il y a une augmentation de la teneur en cation Ca^{2+} dans cette zone. Au bout de 28 jours de prise du liant, la résistance au cisaillement non drainée augmente d'environ 30 % par rapport à celle de l'argile.

Chuang and Resse (1969) ont montré que sur l'interface entre le sol et le «soil-mix», il y a un mouvement de l'eau et du ciment allant du «soil-mix» vers le sol environnant. La quantité de ciment qui migre vers le sol dépend de plusieurs facteurs tels que les caractéristiques du sol, la teneur en eau des deux matériaux (sol et soil-mix). En laboratoire, ces auteurs ont construit un

dispositif expérimental pour étudier ce qui se passe pour un élément de sol au moment du contact entre les deux matériaux.

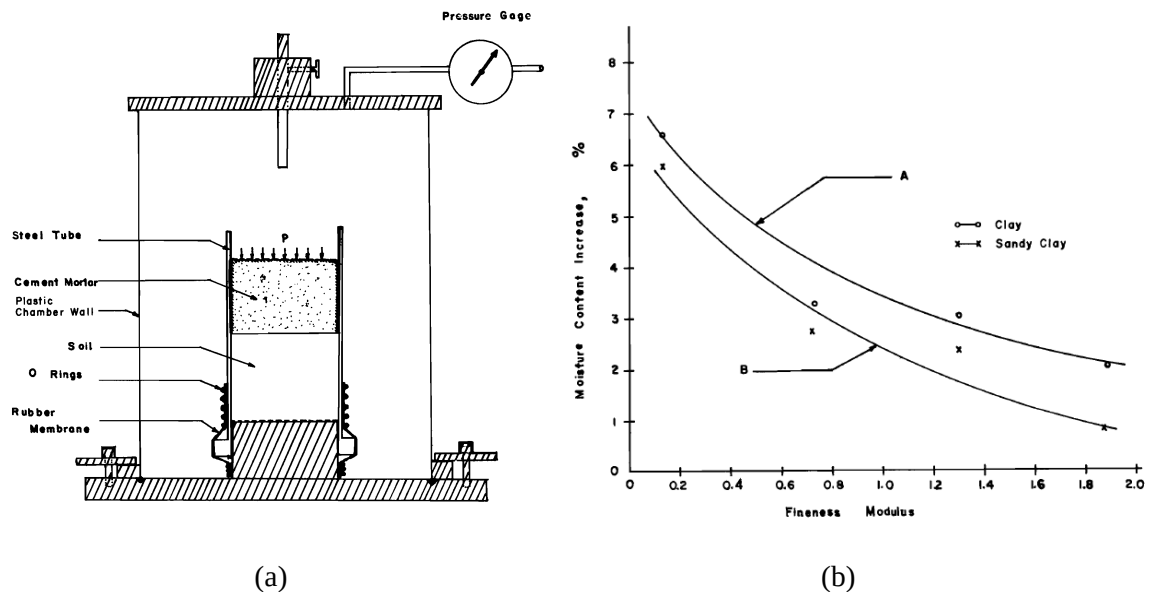


Figure I-24 - (a) Modèle de l'interface sol – « soil-mix » ; (b) effet de la granulométrie des sols (Chuang and Resse, 1969)

On introduit tout d'abord le sol à étudier dans la partie basse d'un tube de 72 mm de diamètre et 127 mm de hauteur (Figure I-24a). Dans le cas d'étude, les auteurs ont utilisé quatre types de sol environnant (argile, argile sableuse, mélange de sable et d'argile, mélange sableux avec des teneurs en fines de 0,13; 0,73; 1,30; 1,87 respectivement). Le mortier de ciment est ensuite introduit dans la partie supérieure du tube. La contrainte appliquée sur l'interface est aussi un paramètre important. On a appliqué dans ce cas 35 kPa et 70 kPa. Des mesures de teneur en eau sont faites à 7 jours de la prise du ciment.

En ce qui concerne la granulométrie du sol environnant, pour les sols dont la taille des grains est grande, le ciment pénètre de 6,4 mm dans le sol. Lorsque le ciment pénètre dans le sol environnant, une couche mince de «soil-mix» est formée à l'interface. Pour les sols dont la granulométrie est fine, il y a moins de particules de ciment qui pénètrent dans le sol (Figure I-24b).

Concernant l'influence de la contrainte appliquée à l'interface sur la migration du ciment, l'auteur conclut que plus la contrainte augmente, et plus l'eau pénètre à travers l'interface.

La teneur en eau initiale du sol environnant joue un rôle important dans la formation de la couche d'interface. Quand la teneur en eau initiale du sol augmente, la distance de la migration diminue. Autrement dit, plus la teneur en eau du sol est élevée, et moins l'eau se déplace de la colonne vers le sol environnant. Pour les sols dont la teneur en eau initiale est grande, l'influence de la taille des grains est négligeable. Dans l'argile, la pénétration est de 63 mm à partir de l'interface, tandis que dans le sol qui est déjà gorgé d'eau, la pénétration est de 25 mm.

I-3.4 Modèles physiques axisymétriques pour l'étude des colonnes en «soil-mix»

I-3.4.1 Modèle de Shen et al. 2003c

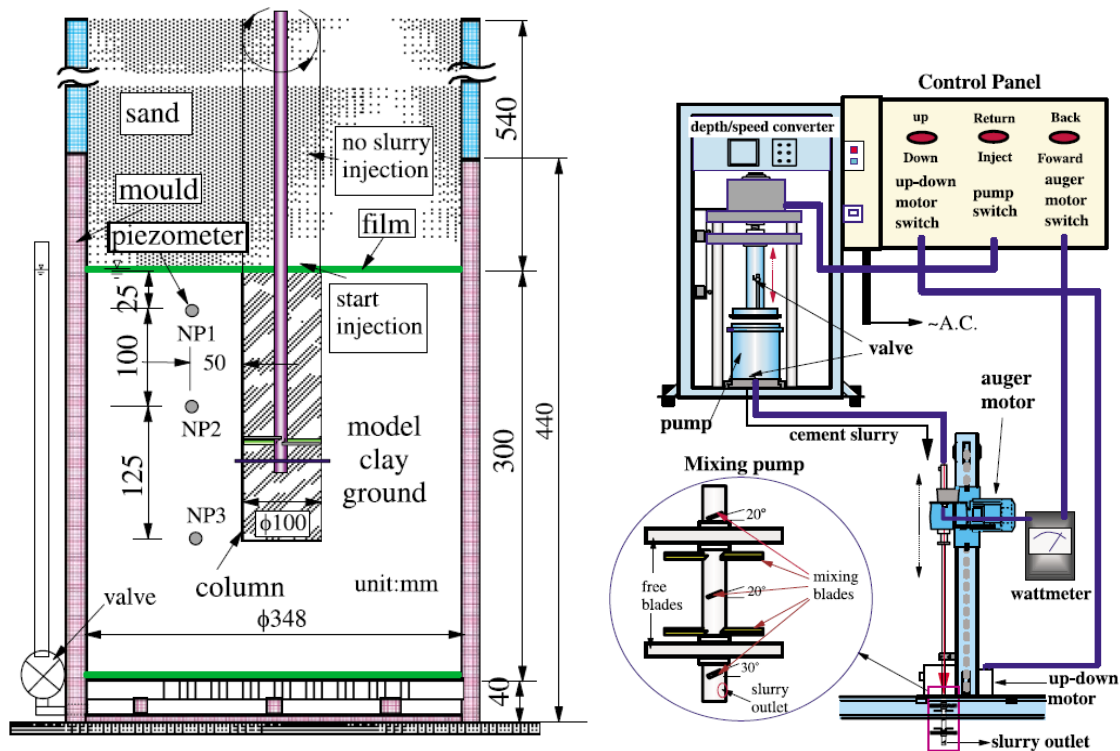


Figure I-25 - Modèle physique développé par Shen et al., (2003c)

Ces auteurs ont reconstitué un massif d'argile Ariake dans un réservoir cylindrique de 348 mm de diamètre et de 440 mm de hauteur. L'argile reconstituée est consolidée sous une pression de 15 kPa pendant 5 jours, la teneur en eau initiale du massif d'argile étant de l'ordre de 140 à 150 %. Une couche de sable est rajoutée au-dessus de la couche d'argile Ariake. La teneur en eau de cette couche de sable est de 28 %, son poids volumique est $19,62 \text{ kN/m}^3$. Un dispositif

de forage permet d'insérer une tarière dans le sol et d'injecter du coulis de ciment. Le coulis de ciment a un rapport C/E égal à 1. La pression d'injection du coulis est de l'ordre de 30 à 40 kPa. Après avoir préparé le massif de sol, on réalise une colonne en «soil-mix» de manière analogue à la procédure *in situ* en utilisant le dispositif de forage. La tarière traverse la couche de sable sans injection de coulis. Au niveau de la couche d'argile, le coulis de ciment est injecté par pression, et est mélangé avec l'argile déstructurée. Une colonne de 10 cm de diamètre et de 25 cm de hauteur est finalement construite au centre du massif d'argile Ariake.

Selon ces auteurs, lors de la fabrication de la colonne, la rotation des pales de la tarière a un effet significatif sur les surpressions interstitielles dans le sol et sur la fracturation dans une zone de deux à trois diamètres de colonne. Par conséquent, le ciment peut pénétrer dans cette zone de fracturation plus facilement. Ce phénomène a été également abordé par Shen (1998). Ce dernier a confirmé qu'il y a une procédure de consolidation qui se produit dans le sol environnant après l'installation des colonnes en «soil-mix». La fabrication des colonnes peut réduire la pression interstitielle dans le sol (Miura *et al.*, 1998; Shen and Miura, 1999; Shen *et al.*, 2003 b). L'existence des fractures dans le sol peut également accélérer la dissipation des surpressions interstitielles. Le processus de consolidation peut contribuer à l'augmentation de la résistance du sol environnant.

Pour compléter cette interprétation, Shen *et al.*, (2003c) ont parlé des facteurs principaux qui sont à l'origine du changement des propriétés du sol environnant : la thixotropie du sol, la fracturation du sol sous l'effet de la rotation de l'outil, la cimentation, la consolidation et la prise du ciment. Le phénomène de cimentation se développe dans le sol environnant après la pénétration du ciment et la diffusion des cations Ca^{2+} . Cette diffusion dans le sol environnant est initiée à cause de la différence de concentration entre la colonne et le sol. De plus, les cations peuvent diffuser des particules de ciment dans les pores du sol environnant. Un processus chimique se produit dans le sol environnant, qui entraîne une augmentation du renforcement de la résistance du sol après l'installation des colonnes. Les résultats des essais montrent également que la résistance au cisaillement non drainée de l'argile environnante a diminué au cours de l'installation des colonnes, par contre, elle réaugmente après une période de cure courte (environ 7 jours) et continue d'augmenter pendant une longue période. L'augmentation de résistance au cisaillement non drainée en 28 jours atteint 30 % en moyenne par rapport à la résistance initiale de l'argile.

I-3.4.2 Modèle de Yin et Fang (2006)

Yin and Fang, (2006) ainsi que Horpibulsuk *et al.*, (2012) ont travaillé sur un même modèle physique axisymétrique.

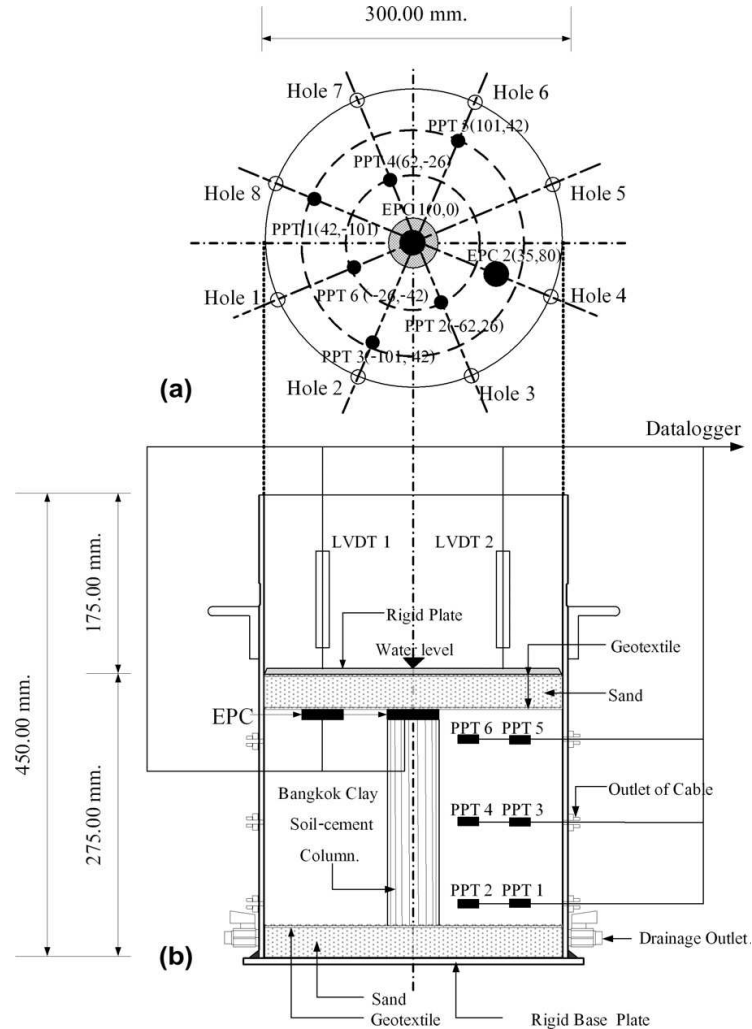


Figure I-26 - Modèle physique développé par Yin and Fang, (2006) et Horpibulsuk et al., (2012)

Ces auteurs ont travaillé sur l'argile de Bangkok à 162 % de teneur en eau. Une colonne en «soil-mix» à 28 jours de cure est fabriquée au centre du massif de sol reconstitué.

Après l'application des charges, le sol et la colonne travaillent ensemble, les contraintes sur le sol et sur la colonne augmentent rapidement. Puis, la contrainte sur le sol environnant diminue, ce qui peut être relié à la diminution de la surpression interstitielle dans le sol compressible. Au moment de la rupture de la colonne, la pression interstitielle dans le sol augmente rapidement pour maintenir l'état d'équilibre. Le taux de recouvrement joue un rôle significatif dans le comportement de l'ensemble de la fondation renforcée.

Au contraire de l'observation de Yin and Fang (2006) qui ont remarqué que la colonne en «soil-mix» peut induire un drainage vertical, Horpibulsuk *et al.* (2012) ont trouvé que la variation de la pression interstitielle autour de la colonne ne change pas significativement ; en bref, la colonne et le sol environnant travaillent ensemble comme une fondation composite avec un coefficient de consolidation plus élevé.

I-3.4.3 Modèle d'Ishikura *et al.* (2007)

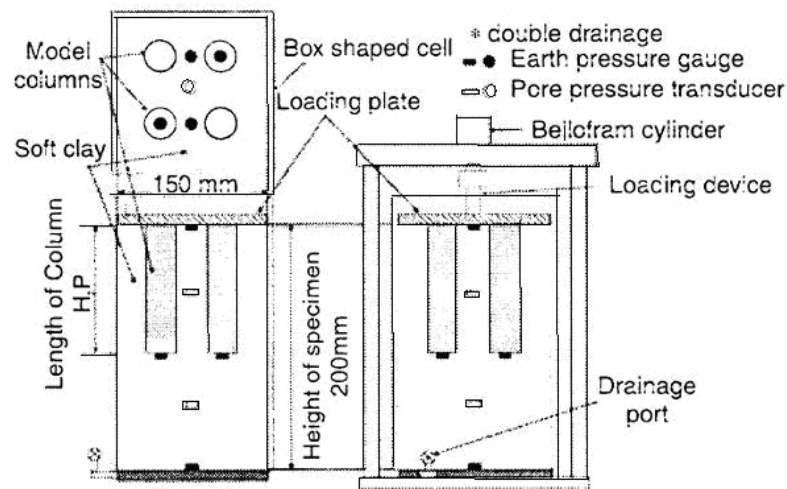


Figure I-27 - Modèle physique développé par Ishikura *et al.*, (2007)

La Figure I-27 présente le modèle physique utilisé dans l'essai de consolidation unidimensionnelle de Ishikura, *et al.* (2007). Ce dispositif est constitué d'une cuve d'essai parallélépipédique de 15 cm de largeur et 20 cm de hauteur, d'une plaque de chargement, et d'un dispositif de chargement. Les essais ont été réalisés avec drainage sur les surfaces supérieure et inférieure. Le frottement sur la paroi du réservoir a été réduit par une membrane en plastique. Les essais ont été réalisés dans des conditions de contrainte contrôlée. Le chargement est appliqué sur la plaque de chargement carrée placée en tête des colonnes grâce à un vérin. La charge verticale et le tassement de consolidation ont été mesurés. La kaolinite est préparée à 80 % de teneur en eau, et elle est désaérée pendant une heure. Elle est consolidée sous une contrainte de 20 kPa pendant 2 jours. Le modèle est équipé de capteurs de pression interstitielle pour mesurer la pression interstitielle dans le sol et de capteurs de contrainte totale placés en tête des colonnes.

Les colonnes modèles sont des tiges en uréthane dont le module de déformation du matériau est $E = 50 \text{ MPa}$. La dimension d'une tige en uréthane est de 30 mm de diamètre, et de 110 mm de longueur ou, dans un autre cas, 150 mm de longueur.

Trois paramètres étudiés sont le taux de recouvrement, la longueur de la couche renforcée et la configuration de la cellule composée des colonnes renforcées (maille rectangulaire ou triangulaire). Les valeurs du taux de recouvrement testées sont 12,6 %; 25,1 %; 37,7 %; deux longueurs ont été testées : 110 mm et 150 mm. Deux niveaux de chargement ont été appliqués soit 40 kPa et 80 kPa.

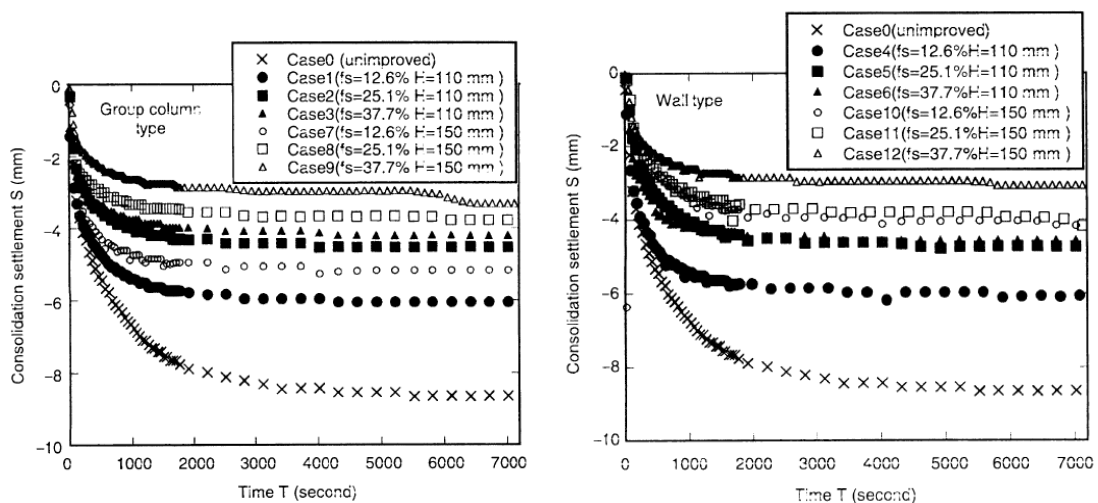


Figure I-28 - Tassement en fonction du temps sous un chargement de 80kPa : (a) configuration triangulaire ; (b) configuration rectangulaire (Ishikura et al., 2007)

La Figure I-28 présente le tassement mesuré dans les cas renforcé et non-renforcé. On peut, tout d'abord, constater une efficacité sur la réduction des tassements dans le cas renforcé. Plus le taux de recouvrement augmente, plus le tassement est réduit. Par ailleurs, la configuration des colonnes a une influence négligeable sur la réduction de tassement. Les tassements sont similaires pour les deux configurations étudiées.

L'effet de réduction du tassement augmente avec la longueur de renforcement pour un même taux de recouvrement. En effet, dans l'objectif d'étudier l'influence de la longueur des colonnes, les auteurs ont utilisé le coefficient de répartition des charges b qui est défini comme la contrainte sur la colonne par rapport la contrainte sur le sol. Plus la valeur de b est élevée, moins la contrainte se développe sur le sol.

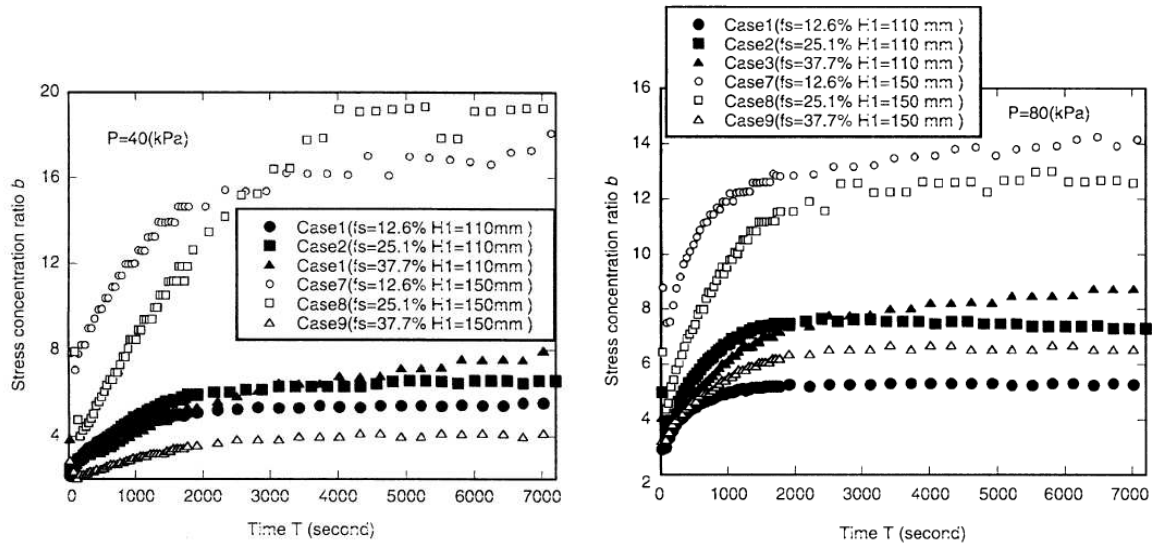


Figure I-29 - Influence de la longueur des colonnes sur le coefficient de répartition des charges - configuration triangulaire (Ishikura, et al., 2007)

Les résultats expérimentaux sur la Figure I-29 montrent que le coefficient b est inférieur à 20 pour les essais réalisés à 40 kPa et 80 kPa de contrainte verticale. On peut constater que plus la colonne est longue, et plus la contrainte est reprise par les colonnes. Néanmoins, pour le cas de 150 mm de longueur, on a un effet inverse pour le taux de recouvrement maximal de 37,7 %.

La valeur de b augmente initialement, elle se stabilise ensuite. Ceci est expliqué par le fait que la charge appliquée est initialement reprise par la surpression interstitielle. Ensuite, cette pression d'eau diminue progressivement au cours du processus de consolidation et, par conséquent, la contrainte totale sur l'argile molle diminue progressivement.

I-3.4.4 Modèle de Chai et Pongsivasathit (2010)

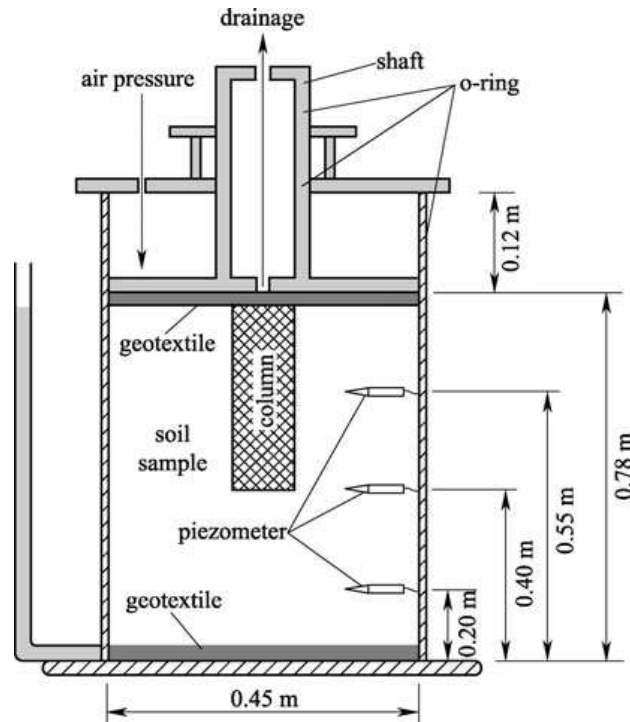


Figure I-30 - Modèle physique développé par Chai and Pongsivasathit (2010)

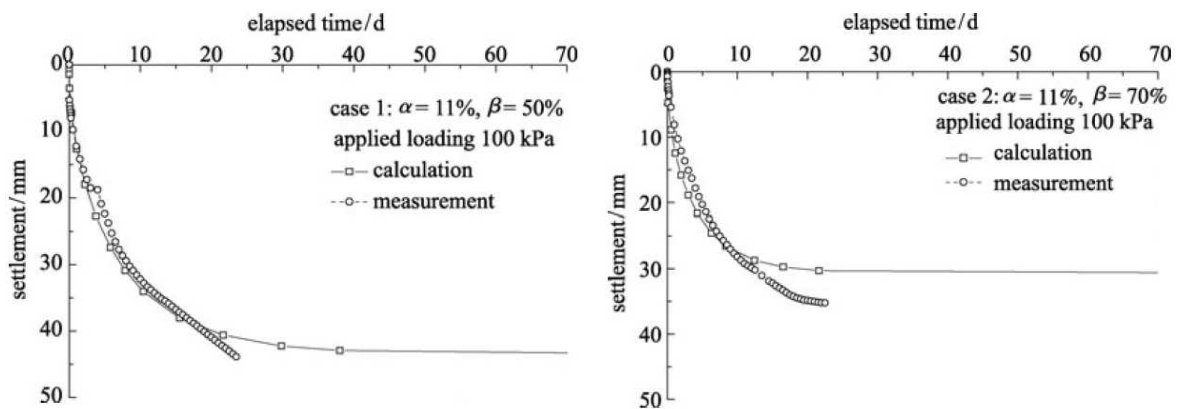


Figure I-31 - Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs analytiques
(Chai and Pongsivasathit, 2010)

Avec l'objectif de caler son modèle de calcul du tassement d'une fondation renforcée par soil-mixing, Chai and Pongsivasathit (2010) ont développé un modèle physique axisymétrique dans lequel ils ont réalisé une colonne en «soil-mix» au centre d'un massif d'argile Ariake. L'argile est préparée à 120 % de teneur en eau et consolidée sous une contrainte verticale de 38 kPa. Une colonne en «soil-mix» de 150 mm de diamètre et 246 mm de hauteur a été réalisée au

centre du massif. La colonne est laissée durcie pendant deux semaines avant l'essai de chargement. Dans cette étude expérimentale, les auteurs ont étudié l'influence des paramètres tels que le taux de recouvrement ($\alpha = d_c/d_e$) et de la longueur ($\beta = H_L/H$). Les résultats obtenus ont été comparés avec les résultats analytiques présentés dans la partie I-4.5 (Figure I-31).

I-4. METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES COLONNES EN «SOIL-MIX»

I-4.1 Méthode de dimensionnement scandinave (Broms, 2004)

Le dimensionnement des colonnes en «soil-mix», selon la Société géotechnique suédoise (Baker (2000), Broms (2004)), sera présenté ci-dessous avec l'hypothèse du tassement uniforme entre le sol et les colonnes. La capacité portante de la colonne et la résistance au cisaillement non drainée de la zone renforcée par «soil-mix» sont fréquemment estimées à partir de la résistance du matériau et des caractéristiques du sol entre les colonnes. La résistance au cisaillement globale de la zone renforcée est estimée à environ de 100 à 150 kPa dans le cas où l'interaction entre la colonne et le sol environnant est complètement mobilisée.

La résistance au cisaillement drainée :

$$\tau_{fd,col} = c_{d,col} + [\sigma_f - u_f] \tan \phi_{d,col} \quad (I-1)$$

$\phi_{d,col}$: angle de frottement interne du sol traité

$c_{d,col}$: cohésion du sol traité

σ_f : contrainte normale sur le plan de rupture de la colonne

La contrainte de confinement horizontale appliquée sur l'interface sera :

$$\sigma_h = \sigma_{ho} + K_{soil} m_{o,soil} q_o + c_{u,soil} \left(1 + \ln \left[\frac{E_{u,soil}}{2c_{u,soil}(1 - \nu_{soil})} \right] \right) \quad (I-2)$$

σ_{ho} : contrainte latérale initiale,

$c_{u,soil}$: résistance au cisaillement non drainée du sol,

ν_{soil} : coefficient de Poisson du sol,

$m_{o,soil}$: facteur de contrainte pour le sol environnant,

K_{soil} : coefficient des terres au repos K_0 .

Dans le cas où $E_{u,soil} = 200c_{u,soil}$ et $\nu_{soil} = 0,5$, la contrainte de confinement horizontale appliquée sur l'interface sera estimée comme suit:

$$\sigma_h = \sigma_{ho} + K_{soil} m_{o,soil} q_o + 5c_{u,soil} \quad (I-3)$$

Capacité portante d'une colonne

$$q_{col} = q_{o,col} + K_{col}(\sigma_h - u_{col}) + u_{col} \quad (I-4)$$

$q_{o,col}$: résistance à la compression simple du matériau (R_c),

K_{col} : coefficient de repos pour le sol traité,

Dans le cas où la contrainte horizontale est :

$$\sigma_{ho} = \sigma_{vo} + 5c_{u,soil} + m_{o,soil}q_o \quad (I-5)$$

la capacité portante de la colonne sera :

$$q_{col} = 2c'_{col}\sqrt{K_{p,col}} + K_{p,col}(\sigma_{vo} + 5c_{u,soil} + m_{o,soil}q_o - u_{col}) + u_{col} \quad (I-6)$$

c'_{col} : cohésion du matériau constitutif de la colonne,

σ_{vo} : surcharge totale initiale,

$c_{u,soil}$: résistance au cisaillement non-drainé du sol,

u_{col} : pression interstitielle.

Coefficient de butée de la colonne $K_{p,col} = 3 ; 3,69 ; 4,6$ pour $\phi'_{col} = 30^\circ ; 35^\circ$ et 40°

La résistance de fluage de la colonne est calculée comme suit :

$$q_{col,creep} = c'_{col}\sqrt{K_{p,col}} + 3(\sigma_{vo} + 5c_{u,soil} - u_{col} + m_{soil}q_o) + u_{col} \quad (I-7)$$

La résistance au cisaillement drainée entre le sol et la colonne est déterminée par la formule suivante :

$$\tau_{fd,c} = c_{d,c} + \sigma'_f \tan \phi_{d,c} = c_{d,c} + [\sigma'_f - u_{col}] \tan \phi_{d,c} \quad (I-8)$$

$c_{d,c}$: cohésion,

$\phi_{d,c} = 25^\circ$ à 35° quand la contrainte de confinement est faible,

$c_{d,c} = 25\%$ à 50% de la résistance au cisaillement non drainée *in situ* pour une colonne de 60 cm de diamètre,

$c_{d,c} = 0,3c_{u,c}$ dans la zone de frottement positif,

$c_{d,c} = 0$ dans la zone de frottement négatif.

Arulrajah, *et al.* (2009) ont proposé un calcul adapté pour le cas des sols renforcés en Asie du Sud-Est en se basant sur la théorie de Broms (2004).

I-4.2 Méthode de dimensionnement selon le SCDOT (2010)

Il s'agit d'un guide largement utilisé aux Etats-Unis. Le taux de recouvrement

$\alpha_s = \frac{A_c}{A_s} = \left(\frac{d_c}{D_e} \right)^2$ recommandé est de l'ordre de 20 % à 30 % en général.

Le transfert des charges aux colonnes en «soil-mix» dépend de la rigidité des colonnes, de l'espacement et du diamètre des colonnes. La contrainte moyenne appliquée sur une cellule équivalente est la somme de la contrainte reprise par la colonne et celle s'appliquant sur le sol environnant.

$$q = \sigma_s \alpha_s + \sigma_c (1 - \alpha_s) \quad (\text{I-9})$$

La résistance totale de la zone renforcée au cisaillement non drainée τ est définie comme la somme de la résistance au cisaillement de la colonne et celle du sol environnant :

$$\tau = \tau_c \alpha_s + c_u (1 - \alpha_s) \quad (\text{I-10})$$

c_u : résistance au cisaillement non drainée du sol

τ_c : résistance au cisaillement de la colonne

La zone d'influence correspondant à une seule colonne est géométriquement un hexagone ou bien un carré, mais, pour simplifier, un cercle ayant la même surface équivalente est utilisé. La Figure I-32 fournit le diamètre effectif D_e pour les deux mailles triangulaire et carrée. L'entr'axe typique entre les colonnes est fréquemment de l'ordre de 1,5 m à 3 m.

La charge verticale de dimensionnement Q_T transmise sur une colonne est déterminée à partir de l'équation suivante :

$$Q_T = \pi \left(\frac{D_e}{2} \right)^2 (\gamma_m h_m + q) \quad (\text{I-11})$$

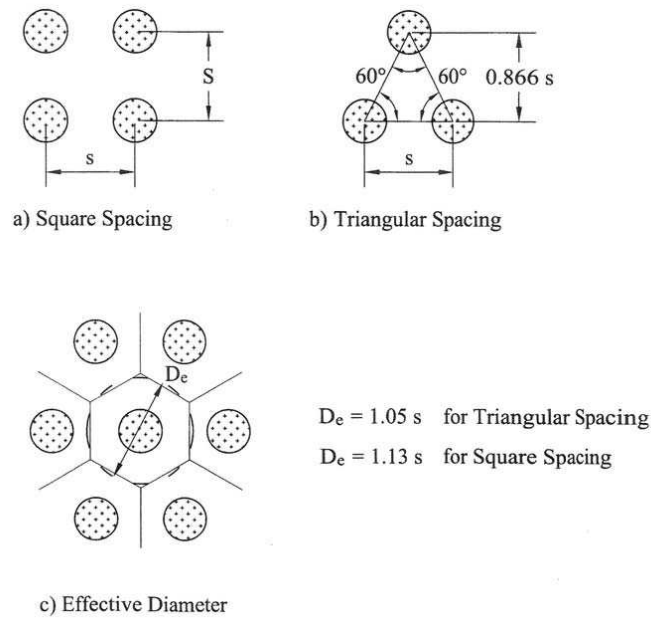


Figure I-32 – Configurations fréquentes de mailles élémentaires pour les colonnes en soil-mix (SCDOT, 2010)

La procédure générale de dimensionnement des colonnes en «soil-mix» dans le renforcement des plateformes correspond aux étapes suivantes :

- estimation préliminaire de l'espacement entre les colonnes ;
- détermination de la charge sur une colonne ;
- détermination de la capacité portante de la colonne suivant les états limites de service (ELS) et les états limites ultimes (ELU) ;
- détermination de la largeur de la zone à renforcer sous la plateforme ;
- choix de l'approche de calcul pour le matelas (dallage ou membrane) ;
- détermination de l'efficacité du renforcement en se basant sur l'espacement entre les colonnes ;
- modification de l'espacement entre les colonnes selon les besoins ;
- détermination du besoin global de renforcement basée sur le transfert des charges verticales et latérales ;
- vérification de la stabilité globale.

I-4.3 Méthode de dimensionnement développée au Japon

Il s'agit d'un document de recommandation largement utilisé au Japon. En se basant sur des données (mesures au SPT) *in situ*, Kasali et Taki, (2003) ont proposé la formule suivante pour déterminer la résistance du matériau constitutif de la colonne :

$$F_c = q_{uf} - ms_d \quad (\text{I-12})$$

avec q_{uf} : résistance à la compression simple du «soil-mix» (kN/m²) ;

m : coefficient empirique, égal à 1,3

$$s_d = 0,6q_{uf}$$

Une valeur de $F_c = 1380 \text{ kN/m}^2$ est généralement utilisée pour le dimensionnement.

La capacité portante d'une colonne est calculée à partir de la somme du frottement latéral et de la résistance en pointe comme suit :

$$Q_T = Q_s + Q_p = \frac{S_c \cdot f_s}{F_s} + \frac{A_c \cdot q_p}{F_s} \quad (\text{I-13})$$

avec

$f_s = c$ (kN/m²) pour un sol argileux, $f_s = 10/3N$ (kN/m²) pour un sol sableux ;

$q_p = 6c$ (kN/m²) pour un sol argileux, $q_p = 75N_{av}$ (kN/m²) pour un sol sableux ;

S_c : surface latérale de la colonne,

N : nombre de coups de chute du marteau au pénétromètre dynamique,

A_c : section transversale de la colonne

N_{av} : le nombre de coups moyen de la zone au-dessus et au-dessous de la pointe de la colonne ;

Le coefficient de sécurité $F_s = 3$ pour une charge permanente et surcharge, la contrainte réelle sur la tête de la colonne ne dépasse pas un tiers de la valeur F_c de dimensionnement.

I-4.4 Quelques méthodes de calcul du frottement

I-4.4.1 Méthode de Chen *et al.* (2008)

Chen, *et al.* (2008) ont proposé une méthode pour calculer la résistance en pointe et le frottement latéral pour une colonne en «soil-mix». Ces auteurs ont pris en compte dans les calculs une partie de frottement négatif causée par le déplacement du sol compressible par rapport la colonne.

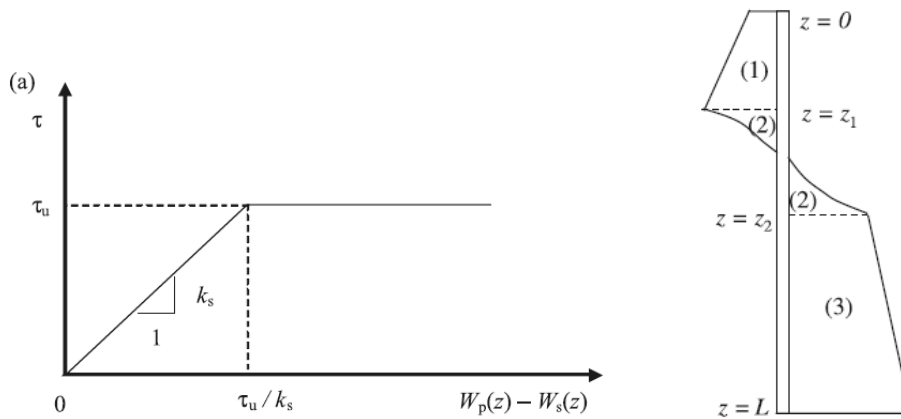


Figure I-33 - Schéma de calcul du frottement d'une colonne (Chen, *et al.* (2008))

Sur la Figure I-33 le terme $W_p(L) - W_s(L)$ est compris comme la pénétration de la tête du pieu dans le sol compressible.

Le frottement latéral d'un pieu est divisé en trois zones

$$\tau = \begin{cases} -\beta\gamma'z & (0 \leq z \leq z_1) \\ k_s(W_p - W_s) & (z_1 \leq z \leq z_2) \\ \beta\gamma'z & (z_2 \leq z \leq L) \end{cases} \quad (I-14)$$

La rigidité au cisaillement du sol k_s (Randolph et Wroth 1978)

$$k_s = 2\pi G / \ln(r_e / r_c) \quad (I-15)$$

avec G : module de cisaillement du sol ;

r_c : rayon de colonne ;

r_e : rayon d'influence de la colonne $r_e = 2\rho(1-v'_s)L$.

Le coefficient de frottement latéral β dépend du type de sol, de la rugosité de la surface latérale du pieu, de la méthode d'installation. Il est déterminé à partir de la formule Wong et Teh, (1995) cité par Chen, *et al.* (2008) :

$$\beta = \begin{cases} \beta_{NC} OCR^{0.5} & \text{Pour une argile saturée ;} \\ K \tan \delta & \text{Pour un sable ;} \end{cases}$$

avec δ : angle de frottement de l'interface entre le pieu et le sol ;

OCR : degré de surconsolidation ;

K : coefficient des terres au repos.

I-4.4.2 Méthode basée sur le Fascicule 62 titre V

Différentes méthodes de calcul du frottement pour les pieux ont été présentées dans la littérature. Par contre, pour les colonnes en «soil-mix», les recommandations sur l'évaluation du frottement à l'interface sol-colonne sont très modestes. On se base donc sur les calculs classiques développés pour les fondations profondes. Le Fascicule 62 titre V (Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil), adopté par le ministère de l'équipement (MELT, 1993) pour les marchés publics de génie civil en France. Il s'agit d'une méthode de calcul du frottement et de la résistance en pointe des pieux à partir d'essais pressiométriques (PMT) et essais au pénétromètre (CPT). A partir des essais au PMT, le frottement axial unitaire limite q_s est une fonction de la pression limite nette Pl^* . De plus, la valeur de q_s dépend de la nature du sol et du type de pieu qui est défini dans un abaque préétabli. Il y a sept courbes empiriques différentes, en fonction du type de pieu. A titre d'exemple, pour un pieu foré coulé en place, le frottement unitaire peut être estimé entre 40 et 80 kPa, en fonction des conditions de réalisation sur chantier et de la nature du sol sur place.

A partir des essais au CPT, la valeur de q_s est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$q_s(z) = \min\left(\frac{q_c(z)}{\beta}; q_{s\max}\right) \quad (I-16)$$

où $q_c(z)$ est la résistance de pointe mesurée au pénétromètre à la profondeur z ;

q_{smax} et β sont deux paramètres donnés en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

I-4.4.3 Méthode UWA-05

Lehane, *et al.* (2007) ont présenté une méthode pour calculer le frottement latéral d'un pieu en tenant en compte du changement de la contrainte radiale au voisinage de l'interface sol-pieu dû à la dilatance développée à l'interface :

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan \delta_{cv} = \frac{f}{f_c} (\sigma'_{rc} + \Delta \sigma'_{rd}) \tan \delta_{cv} \quad (I-17)$$

$$\sigma'_{rc} = \frac{q_c A_{rs,eff}^{0,3}}{33} \max \left(\frac{h}{D}, 2 \right)^{-0,5} \quad (I-18)$$

$$A_{rs,eff} = 1 - IFR \left(\frac{D_i^2}{D^2} \right) \quad (I-19)$$

$$\Delta \sigma'_{rd} = 4G_0 \Delta y / D \quad (I-20)$$

$$IFR_{mean} \approx \min \left[1, \left(\frac{D_i}{1,5} \right)^{0,2} \right] \quad (I-21)$$

$$G_0 / q_c = 185 \cdot q_{c1N}^{-0,7} \quad (I-22)$$

$$q_{c1N} = (q_c / p_{ref}) / (\sigma'_{v0} / p_{ref})^{0,5} \quad (I-23)$$

avec :

δ_{cv} : angle de frottement d'interface à volume constant,

$\Delta \sigma'_{rd}$: variation de contrainte radiale effectuée due à la dilatance du matériau,

σ'_{rc} : contrainte radiale effective après la réalisation et stabilisation de la colonne,

σ'_{rf} : contrainte radiale effective à la rupture,

q_c : résistance de pointe mesurée au CPT,

f/f_c égal à 1 pour la compression et égal à 0,75 pour la traction,

p_{ref} : contrainte de référence (100 kPa),

σ'_{v0} : contrainte verticale effective,

Δy : dilatance de l'interface,

$A_{rs,eff}$: rapport de section effective.

I-4.5 Modèles de calcul de tassement des fondations renforcées par colonnes en «soil-mix»

Plusieurs méthodes de calcul du tassement des fondations renforcées par «soil-mix» ont été proposées. On peut citer par exemple Alamgir *et al.*, (1996); Bergado *et al.*, (1994); Bergado, *et al.*, (1999); Baker (2000); Chai and Pongsivasathit (2010); Chai *et al.*, (2010). On présentera ci-dessous quelques modèles de calcul.

I-4.5.1 Modèle de Bergado *et al.*, (1994) et Bergado *et al.*, (1999)

(Bergado *et al.*, 1999) ont proposé des formules pour calculer le tassement des fondations dans le cas de colonnes en soil-mix.

Tassement du sol non traité :

$$S_f = \sum h_i \left[RR_i \log(\sigma_p / \sigma_{vo}) + CR_i \log(\sigma_{vf} / \sigma_p) \right] \quad (I-24)$$

avec h_i : épaisseur de la couche i ,

RR_i : coefficient de gonflement (analogue à C_s),

CR_i : coefficient de compression (analogue à C_c),

σ_{vo} contrainte verticale initiale,

σ_p contrainte de pré-consolidation,

σ_{vf} contrainte verticale finale,

Taux de réduction de tassement :

$$\mu_c = \frac{1}{\alpha(E_c / E_s) + (1 - \alpha)} \quad (I-25)$$

Degré de consolidation de la zone traitée :

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \quad (I-26)$$

U_v : degré de consolidation dans la direction verticale,

U_h : degré de consolidation dans la direction horizontale,

$$U_h = 1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{F}\right) \quad (\text{I-27})$$

$$F = F_n + F_s + F_r \quad (\text{I-28})$$

$$F_n = \ln(D_e / d) - 0,75 \quad (\text{I-29})$$

$$F_s = 0 \quad (\text{I-30})$$

$$F_r = \pi z(2L - z)(K_h / q_w) \quad (\text{I-31})$$

z : distance du point considéré aux limites du drainage,

K_h : la perméabilité horizontale du sol,

q_w : capacité de décharge du pieu $q_w = K_{col} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)$,

K_{col} : perméabilité de la colonne en «soil-mix».

Donc, le tassement de la zone traitée par soil mixing au temps t est donné par :

$$S_t = \mu_c U_t S_f . \quad (\text{I-32})$$

I-4.5.2 Modèle d'Alamgir *et al.* (1996)

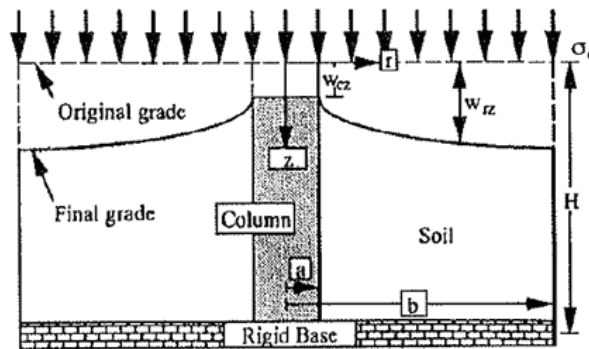


Figure I-34 - Modèle de calcul d'une colonne en «soil-mix» dans le sol (Alamgir, *et al.*, 1996)

Alamgir, *et al.* (1996) ont proposé des solutions pour calculer la déformation d'une colonne, la déformation du sol environnant, la concentration des contraintes à partir d'une méthode analytique. Une comparaison avec des analyses aux éléments finis a été faite par les auteurs.

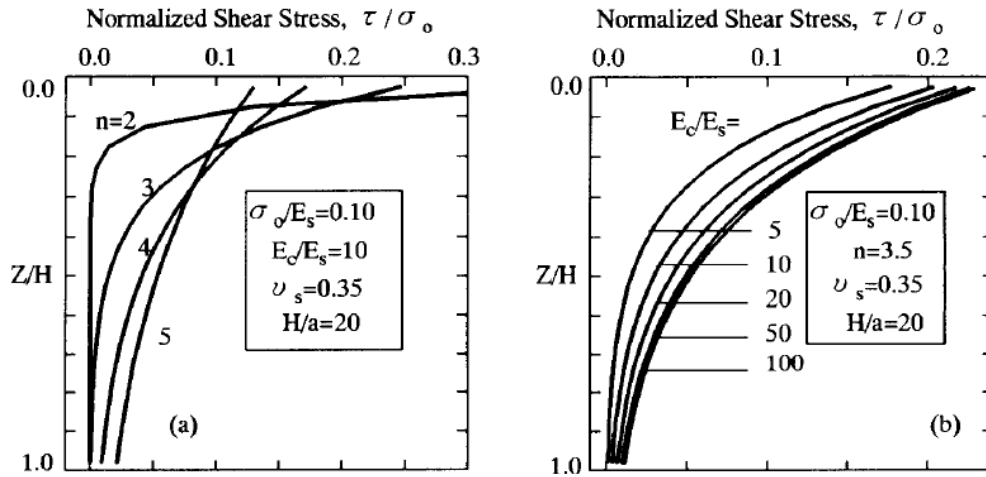


Figure I-35 - Distribution de la contrainte de cisaillement le long de la colonne en fonction de l'espacement (a) ; facteur des modules de matériaux (b) (Alamgir et al., 1996)

La contrainte de cisaillement le long de l'interface est plus importante dans la zone supérieure de la colonne. On peut constater également que la contrainte de cisaillement diminue rapidement pour les faibles entraxes. Plus les colonnes sont éloignées les unes des autres, plus le frottement d'interface est mobilisé. Plus le matériau constitutif de la colonne est résistant, plus la contrainte de cisaillement augmente. Le coefficient $n = b/a$ représente le taux de recouvrement dans ce cas.

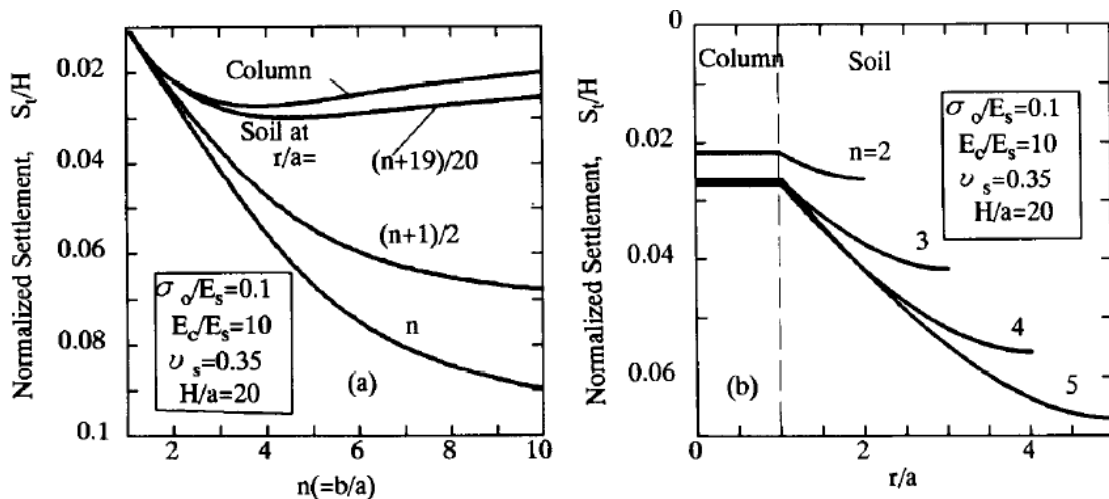


Figure I-36 - Tassement normalisé de la colonne en fonction de : (a) l'espacement et de taux de recouvrement ; (b) taux de recouvrement (Alamgir et al., 1996)

En ce qui concerne les calculs de tassement, ces auteurs ont montré l'influence de l'entraxe entre les colonnes sur le tassement (Figure I-36). Pour des faibles distances relatives entre les colonnes (n est faible), le tassement est donc petit. Le tassement évolue avec l'augmentation de

l'entraxe. Le tassement différentiel augmente avec la distance radiale à la colonne. Pour les valeurs de n supérieures à 10, la colonne et le sol tassent indépendamment, selon leurs propres caractéristiques. La Figure I-36a montre que l'on peut minimiser le tassement différentiel entre la colonne et le sol en choisissant une valeur de l'entraxe raisonnable.

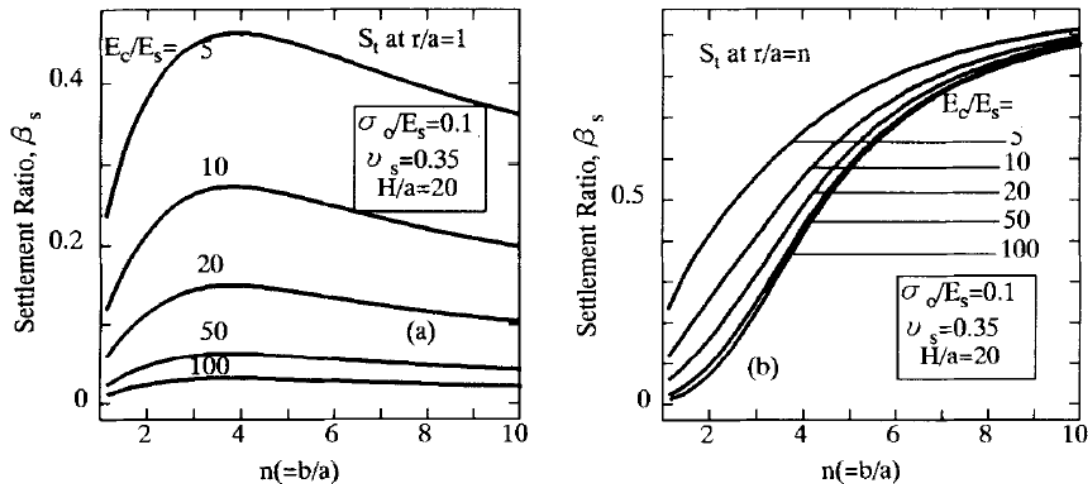


Figure I-37 - Influence du rapport des modules sur le rapport du : (a) tassement de la colonne ; (b) tassement du sol (Alamgir et al., 1996)

La réduction du tassement *in situ* est évaluée à partir de β_s (rapport entre le tassement du sol renforcé et le sol non renforcé). La Figure I-37b montre que β_s diminue avec l'augmentation de E_c/E_s , et pour une valeur de E_c/E_s , β_s augmente avec n . Tandis que sur la Figure I-37a, la valeur de β_s augmente jusqu'à une certaine valeur de n , il diminue ensuite pour des valeurs de n plus importantes. Ce résultat montre que le taux E_c/E_s a une influence importante sur la réduction de tassement.

I-4.5.3 Méthode développée dans les pays scandinaves (Baker (2000))

Baker (2000) a proposé un modèle de calcul du tassement d'une fondation renforcée par des colonnes en «soil-mix» à partir d'une méthode de fondation équivalente. Dans un premier cas, si la contrainte sur la colonne est inférieure à la contrainte de fluage, le tassement est calculé selon la formule suivante :

$$\Delta h_1 = \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot L_c = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot L_c \quad (\text{I-33})$$

Dans un deuxième cas, si la contrainte sur la colonne est supérieure à la contrainte de fluage, la contrainte sur la colonne est prise égale à la contrainte de fluage pour le calcul. Par conséquent, la contrainte sera redistribuée dans le sol. Dans ce cas, le tassement de la fondation équivalente sera :

$$\Delta h_1 = \frac{q - \sigma_{creep}^{col} \cdot \alpha}{E_s} \cdot \frac{L_c}{(1 - \alpha)} \quad (\text{I-34})$$

I-4.5.4 Modèle de Chai, *et al.* (2010)

(Chai and Pongsivasathit, 2010; Chai, *et al.*, 2010) ont proposé une méthode de dimensionnement pour le calcul du tassement final de consolidation des colonnes en « soil-mix ». Cette méthode est utilisée avec l'hypothèse qu'une partie de la couche renforcée de l'épaisseur H_c en pointe de la colonne est considérée comme une couche non renforcée et cette couche est calculée avec les propriétés du sol environnant (Figure I-38).

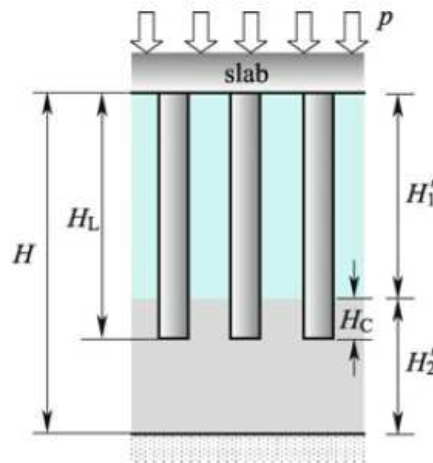


Figure I-38 - Schéma de calcul de la fondation formée de colonnes en «soil-mix» Chai, *et al.* (2010)

H_c est une fonction de β et α dont ($\alpha = d_c/d_e$; $\beta = H_L/H$)

$$H_C = H_L \cdot f(\alpha) \cdot g(\beta) \quad (\text{I-35})$$

$$f(\alpha) = \begin{cases} \frac{8}{15} - \frac{\alpha}{75} & (10\% \leq \alpha \leq 40\%) \\ 0 & (\alpha > 40\%) \end{cases}, \quad (I-36)$$

$$g(\beta) = \begin{cases} \frac{81}{50} - \frac{2}{125}\beta & (20\% \leq \beta \leq 70\%) \\ \frac{1}{2} & (70\% \leq \beta \leq 90\%). \end{cases} \quad (I-37)$$

Le tassement final se compose de deux parties : une partie correspondant à l'épaisseur $H'_1 = H_L - H_C$ et une autre partie correspondant à l'épaisseur $H'_2 = H - H'_1$; L'équation du tassement au temps t dépend du degré moyen de consolidation $U(t)$

Pour la couche H'_1 , le tassement est donné par :

$$s_1(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_{1i} H_{1i} U(t)}{D_{ci} \alpha + (1 - \alpha) D_{si}}. \quad (I-38)$$

Pour la couche H'_2 , le tassement est donné par :

$$s_2(t) = \sum_{i=1}^n H_{2i} \frac{\lambda_i}{1 + e_{0i}} \ln \left(1 + \frac{\Delta p_{2i}}{\sigma'_{vi}} U(t) \right) \quad (I-39)$$

H_{1i}, H_{2i} : épaisseur des couches i ,

e_{0i} : indice des vides initial,

λ : coefficient de compression,

Δp : incrément de contrainte appliqué dans une couche,

D_{ci}, D_{si} : modules de déformation de la colonne et du sol de la couche i :

$$D_{ci} = \frac{E_i(1 - v_i)}{(1 + v_i)(1 - 2v_i)}, \quad (I-40)$$

$$D_{si} = \frac{(1 + e_i)\sigma'_{avi}}{\lambda_i}, \quad (I-41)$$

E_i : module d'Young,

σ'_{avi} : contrainte effective moyenne de la couche correspondante ;

Finalement le tassement total en fonction du temps est calculé :

$$s(t) = s_1(t) + s_2(t) \quad (I-42)$$

I-5. APPLICATIONS FERROVIAIRES

Depuis sa naissance, la technique du «soil-mixing» a été appliquée non seulement dans les chantiers de BTP, mais aussi sur les chantiers ferroviaires dans le monde entier (en France, en Allemagne, en Malaisie, en Suède...). L'objectif majeur dans ces applications est de renforcer la fondation de la plateforme ferroviaire qui présente des problèmes de stabilité soit à cause de la faible résistance du sol, soit à cause de la dégradation de la plateforme après des années en service.

En Suède, sur le site de Ledsgard, il y a une zone de sol compressible composé d'un sol organique qu'a posé des problèmes de vibration au passage des trains. Il s'agit d'une application du soil-mixing dans les voies ferrées existantes afin de diminuer les vibrations produites suite au passage des trains. (Holm *et al.*, 2002)

En Malaisie, le renforcement d'une voie ferrée existante a été réalisé par la méthode du «soil-mixing ». Huit cent mètres de longueur d'une voie ferrée ont été renforcés par des colonnes de 60 cm de diamètre (Figure I-39). La longueur des colonnes varie entre 6 et 14 m. La hauteur du remblai de la plateforme ferroviaire varie de 1,5 à 3 m. L'entraxe entre des colonnes est de 1 à 1,5 m. Des plots d'essai ont permis d'évaluer la réduction de tassement (Arulrajah *et al.*, 2009).

En Allemagne, deux sections de la voie ferrée Hamburg-Berlin ont été renforcées par des colonnes en «soil-mix» dans une zone de sol mou organique (

Figure I-40). Au total, 3260 colonnes en «soil-mix» mesurant de 5 à 8 m de longueur ont été réalisées. Pendant la phase des travaux, une vitesse de 90 km/h a été maintenue dans un sens de circulation. Un coulis de bentonite-ciment a été incorporé au sol avec un dosage de l'ordre de 800 l/m^3 de sol renforcé et un rapport C/E de 1. La résistance à la compression simple à 28 jours des éprouvettes prélevées *in situ* est de l'ordre de 10 MPa, largement supérieure à la valeur de conception du matériau de «soil-mix» prise égale à 2,2 MPa.

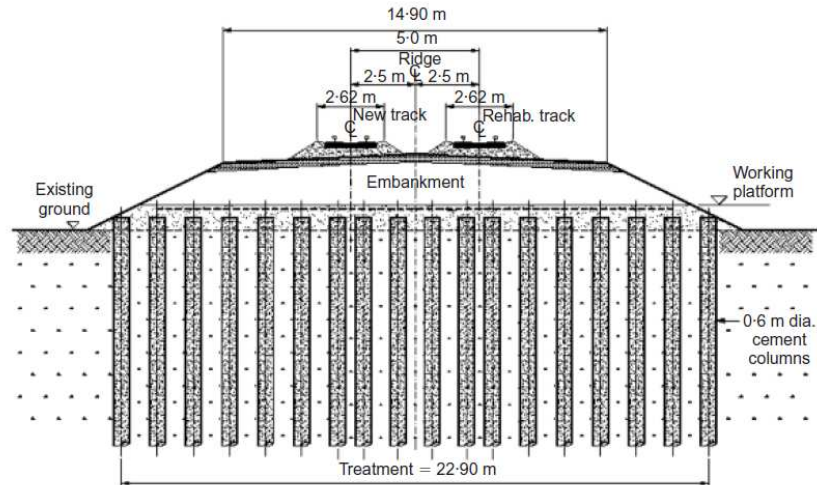


Figure I-39 - Application des colonnes en «soil-mix» dans le renforcement d'une voie ferrée en Malaisie (Arulrajah et al., 2009)

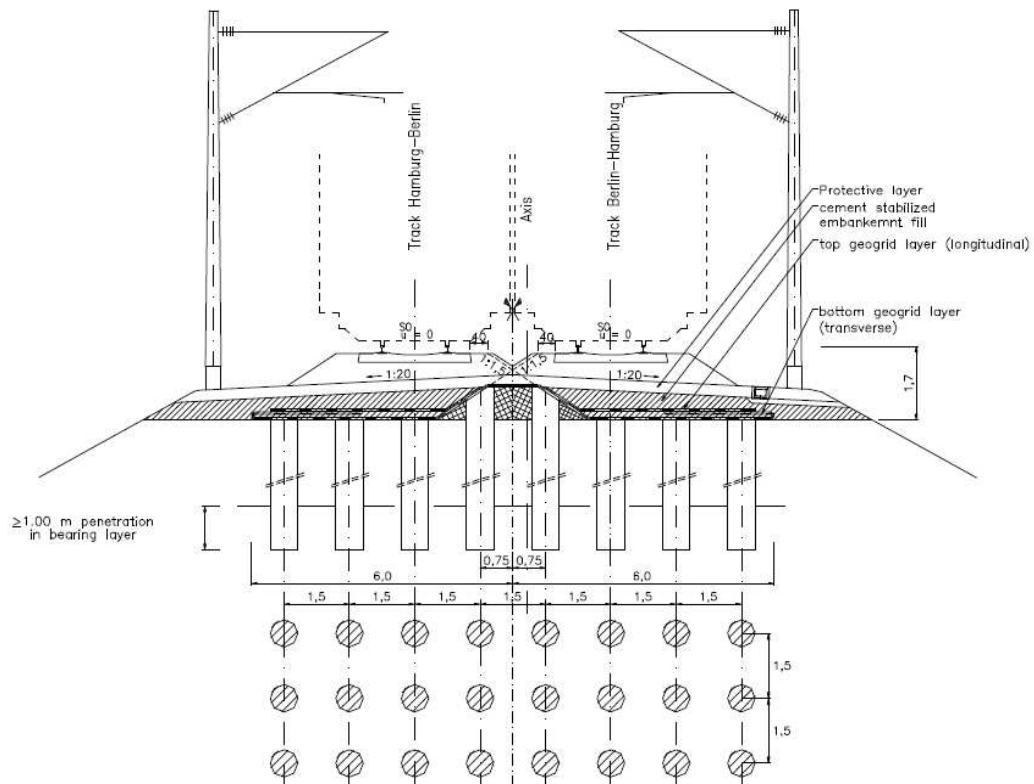


Figure I-40 - Application des colonnes en soil-mix en Allemagne (Schwarz and Raithel, 2005)



Figure I-41 - Réalisation de plateformes ferroviaires en Allemagne (Schwarz and Raithel, 2005)

En France, des plots de colonnes en «soil-mix» ont été réalisés sur un tronçon de voie ferrée suivi par des plots d'essais *in situ* dans le cadre du projet européen INNOTRACK (2006-2009). L'objectif était d'étudier la faisabilité de la technique de renforcement par «soil-mixing» dans les voies ferrées existantes et le comportement mécanique des colonnes en «soil-mix» (Le Kouby *et al.*, 2010). Ce projet sera présenté en détail plus loin dans cette partie.

I-5.1 Projet EuroSoilStab (1999-2002)

Il s'agit d'un projet de recherche européen dont l'objectif était de proposer des méthodes d'amélioration des sols par incorporation de liants, soit dans la masse de sol, soit par création de colonnes de renforcement. La méthodologie de stabilisation des sols est représentée sur la Figure I-40. On a pu aussi recommander, dans le cadre de ce projet, des méthodes de stabilisation des sols organiques et compressibles. Dans ce projet, une méthode de renforcement des sols par la méthode de «soil-mixing» a été présentée ainsi que les outils utilisés. Quelques recommandations, à l'issue de ce projet, ont pu être introduites dans l'Eurocode 7.

La résistance du sol renforcé dépend non seulement de la quantité de liant incorporé, mais aussi des propriétés du sol en place. De plus, l'homogénéité et la qualité du malaxage influencent aussi la résistance du sol renforcé. La résistance au cisaillement non drainée du sol renforcé varie de 50 kPa à 150 kPa. Il est important de noter que les valeurs de résistance mesurées au laboratoire sont toujours plus élevées que celles obtenues *in situ*.

La résistance du sol stabilisé est un paramètre important, car celle-ci gouverne la charge acceptable sur la structure renforcée. Cette résistance dépend du type de sol et du type de liant et elle évolue en fonction du temps de prise du liant. Pour les cas de renforcement à base de

ciment, l'essentiel de la résistance du matériau se développe dans le premier mois ; par contre, pour les autres types de liant (chaux, gypse, laitier de haut fourneau) la résistance continue à se développer après le premier mois. Par conséquent, il est important d'optimiser le planning des travaux sur chantier pour mobiliser efficacement la résistance des matériaux. Le schéma d'optimisation de la mise en service des ouvrages renforcés est représenté sur la Figure I-43.

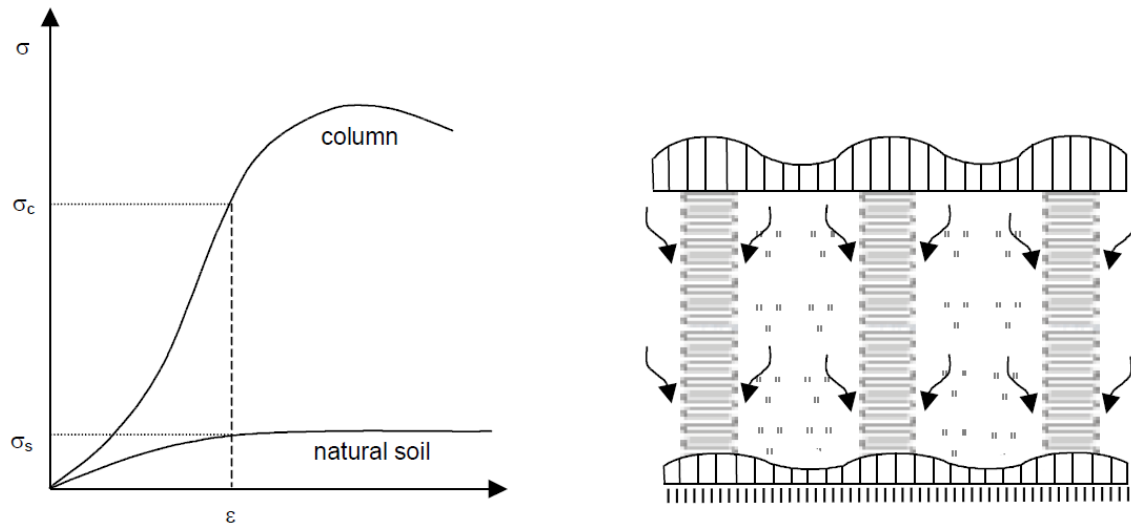


Figure I-42 - Méthodologie de stabilisation des sols (EuroSoilStab, 2002)

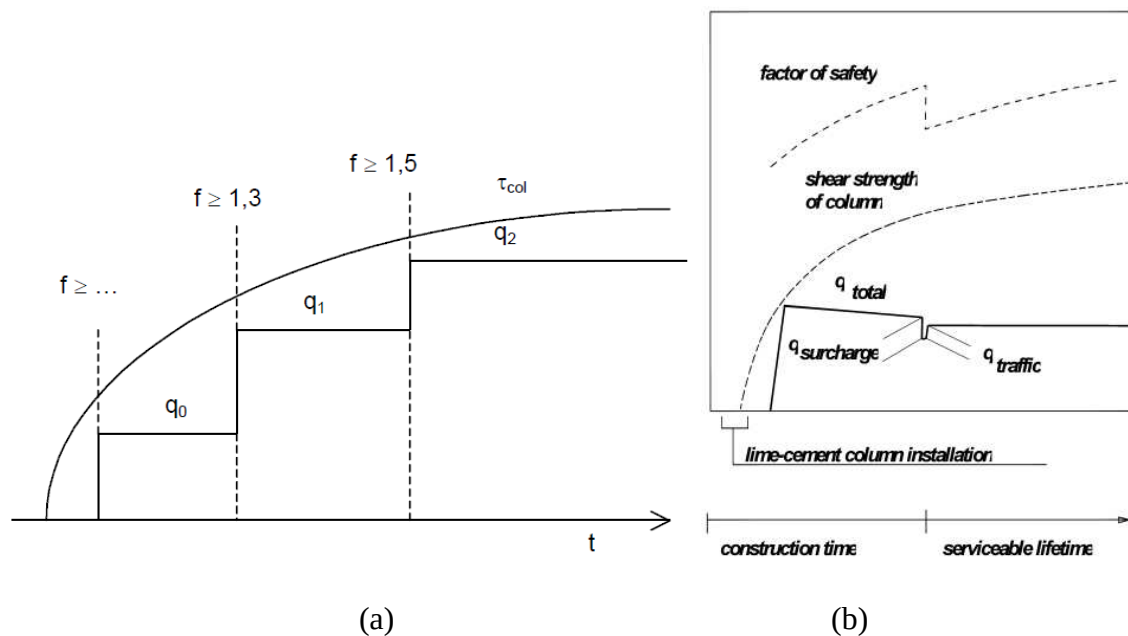


Figure I-43 - Schéma d'optimisation de mise en service en fonction du temps de prise (EuroSoilStab, 2002)

Les paramètres qui apparaissent sur la Figure I-43 sont les suivants :

τ_{col} : résistance au cisaillement de la colonne,

f : coefficient de sécurité,

q_0 : charge/surcharge de la mise en place,

q_1 : charge/surcharge du remblai,

q_2 : charge/surcharge de la structure finale.

Si la Figure I-43a présente l'optimisation de l'application des surcharges, la Figure I-43b présente le principe de la conception d'une fondation renforcée avant sa mise en service. En effet, il y a une période de construction où la surcharge a été appliquée et enlevée au bout d'un certain temps juste avant de mettre en service la structure. La surcharge devrait être calculée selon les conditions de tassement. On l'optimise soit par diminution de la surcharge, soit par augmentation de la période d'application de la surcharge.

Dans le cadre de ce projet, on a introduit le terme de « colonne semi-rigide » pour désigner des colonnes en «soil-mix» qui ont, en général, une résistance au cisaillement non drainée c_{uk} de l'ordre de 150 kPa. Pour des cas défavorables, on utilise une valeur de résistance au cisaillement non drainée de 100 kPa. Concernant la configuration d'implantation des colonnes *in situ*, on utilise souvent une maille rectangulaire pour les infrastructures routières et ferroviaires. Les calculs de tassement et de résistance seront basés sur une zone cylindrique équivalente. Le sol de référence utilisé dans le cadre de ce projet était un limon mou et un gyttja (sol organique) qui sont considérés comme des sols très mous, très compressibles et à teneur en eau élevée. La résistance à la compression simple des éprouvettes de sol stabilisé varie entre quelques centaines de kPa jusqu'à 2 MPa, en fonction du temps, de la proportion du liant et du type de sol.

Dans le cadre de ce projet, un programme de recherche a été mené à l'Institut Géotechnique Suédois (SGI). Les résultats sont focalisés sur les caractéristiques des sols stabilisés et les applications ferroviaires, avec l'objectif de réduire l'impact des vibrations des trains dans les zones de sol compressible. La méthode de renforcement des sols par des colonnes traitées à la chaux ou avec du ciment a été utilisée en Suède depuis les années 1970 dans des applications liées au domaine routier et ferroviaire. Dans le cadre des études, des chantiers réels ont été présentés ainsi que des résultats en laboratoire et des résultats *in situ* (Baker, 2000; Holm, *et al.*, 2002; Kosche, 2004; Larsson, 2003; Larsson, *et al.*, 2003; Larsson, *et al.*, 2005). (Baker, 2000)

a introduit dans ses recherches le mécanisme de renforcement des sols par des colonnes en «soil-mix». L'auteur a également proposé une méthode pour calculer le tassement pour des plateformes renforcées par des colonnes. Plusieurs aspects de recherche ont été développés tels que le développement d'outils, les caractéristiques des matériaux, le contrôle de la qualité des colonnes, la formation de la zone d'influence à l'interface, la modélisation numérique avec FLAC 3D.

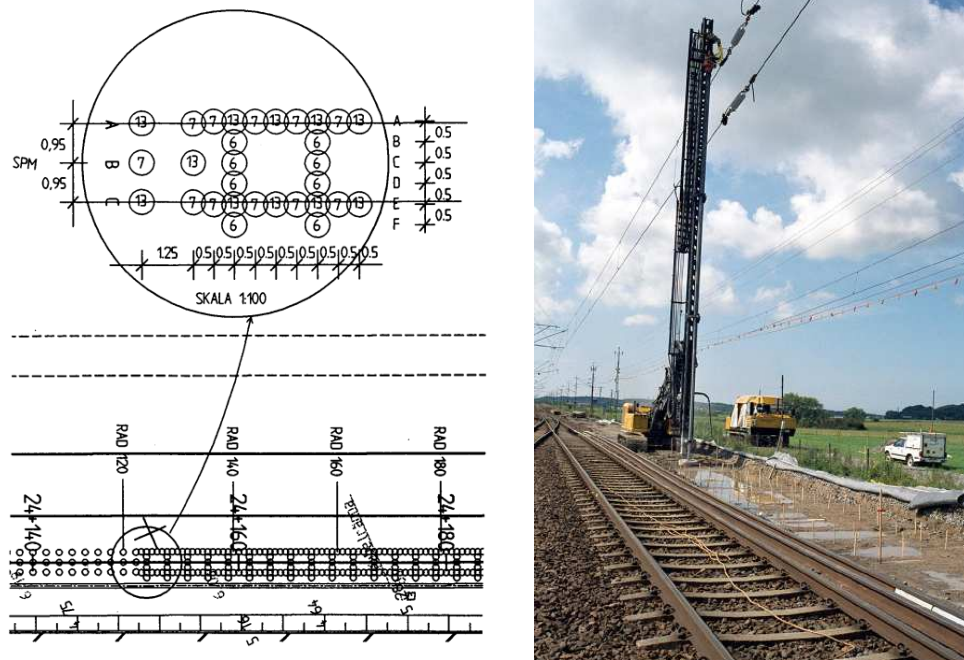


Figure I-44 - Configuration d'une application ferroviaire en Suède, site de Ledsgard
(Holm et al., 2002)

Holm *et al.* (2002) ont présenté des travaux sur chantier et des recommandations pour une application ferroviaire. Il s'agit d'un projet de renforcement des lignes ferroviaires en Suède (Figure I-44). Certaines lignes ferroviaires sont construites depuis 100 ans. En 1997, on voulait augmenter la vitesse à 200 km/h. Par contre, l'existence des problèmes de vibrations sur les voies ferrées anciennes a causé une diminution de la vitesse des trains passant dans cette zone. Sur la zone expérimentale de Ledsgard, il y a une zone de sol organique (gyttja) au-dessous de la voie ferrée. Cette zone, qui s'étend sur 200 m de long, se compose d'un sol très compressible, avec une teneur en eau de 150 %. Par conséquent, il y a un tassement excessif sur ce tronçon de voie. Des colonnes en «soil-mix» ont été fabriquées selon la méthode du «soil-mixing » par voie sèche. Deux types de renforcement ont été réalisés: colonnes isolées et murs de colonnes ; le diamètre des colonnes isolées est de 60 cm, la proportion en liants est de

120 à 150 kg/m³. Les déplacements verticaux de la voie ont été mesurés avant et après renforcement par des colonnes. Des mesures *in situ* montrent que les colonnes en «soil-mix» sous forme de colonnes isolées et de mur sont capables de diminuer le tassement et les vibrations dans la zone proche de la voie ferrée (Figure I-45). Les déplacements mesurés sur la voie ferrée avant le renforcement (en mai 2000) sont plus élevés que ceux observés après le renforcement par soil-mixing (en décembre 2000). La vitesse des trains pouvait atteindre 200 km/h.

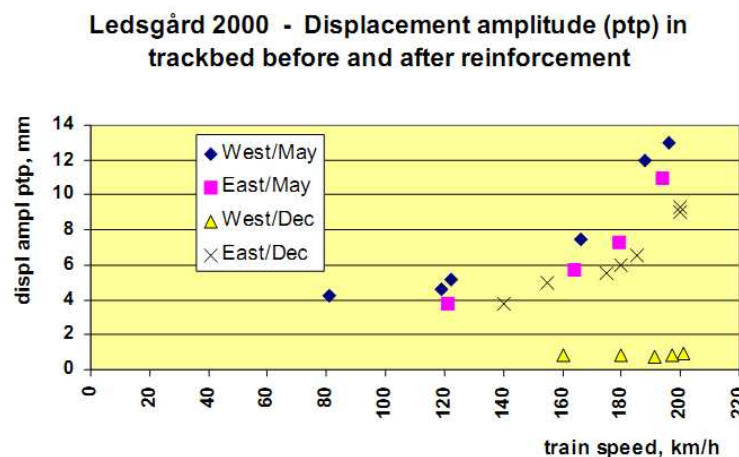


Figure I-45 - Efficacité de la diminution des tassements sous la voie en cas de renforcement (Holm et al., 2002)

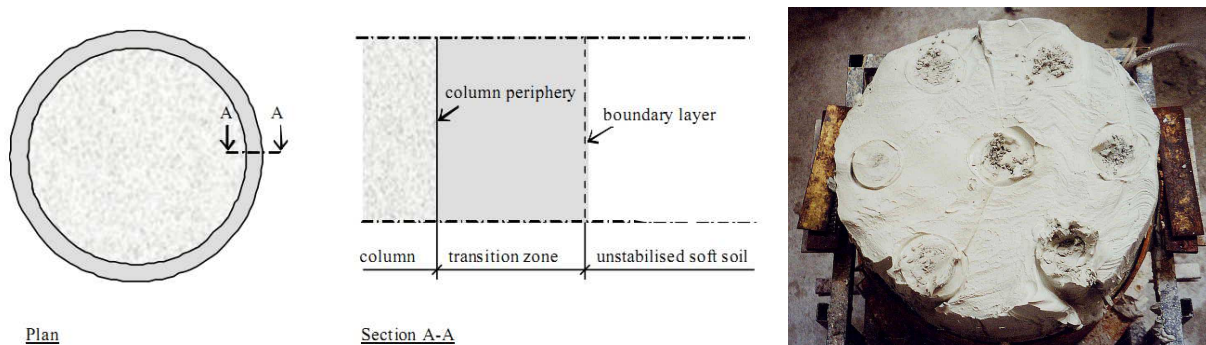


Figure I-46 – Modèle physique de colonnes réalisées dans un massif de sol (Kosche, 2004)

Kosche (2004) a étudié de près l'interface sol-colonne en terme de changement des propriétés du sol. L'auteur a réalisé sept colonnes en «soil-mix» dans une cuve d'essai circulaire de 50 cm de diamètre (Figure I-46). Le massif de sol est une kaolinite consolidée, la teneur en eau est de 100 %. La zone de transition autour d'une colonne en «soil-mix» construite dans un massif de kaolinite a été étudiée. La migration des ions calcium fait augmenter la résistance au

cisaillement non drainée dans cette zone. La zone de transition a une épaisseur d'environ 30 mm après 90 jours de prise du ciment.

I-5.2 Projet européen INNOTRACK (2006-2009)

Il s'agit d'un projet de recherche démarré en 2006 (INNOvative TRACK systems) visant à étudier l'efficacité de la technique des colonnes en «soil-mix» avec l'objectif de réduire le coût de cycle de vie des voies ferrées. Ce projet regroupait les partenaires suivants : Keller Foundation, Soletanche Bachy, SNCF et IFSTTAR. Des colonnes en «soil-mix» de 40 cm et de 60 cm de diamètre ont été réalisées sur un site expérimental. Des colonnes ont été réalisées sous la voie ferrée ainsi qu'à proximité, à l'extérieur de la voie ferrée (Figure I-47). Les colonnes ont été instrumentées par des systèmes d'extensomètres amovibles. Des jauges de déformation ont été mises en place dans les colonnes pour déterminer la contrainte axiale dans les tronçons de colonne. Une campagne d'essais de chargement a été réalisée afin de déterminer la capacité portante des colonnes ainsi que la mobilisation du frottement local. Le système d'extensomètres amovibles permet de mesurer l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe d'une colonne. Par différence des forces reprises dans des sections successives, on peut déterminer le frottement mobilisé dans chaque tronçon de la colonne.

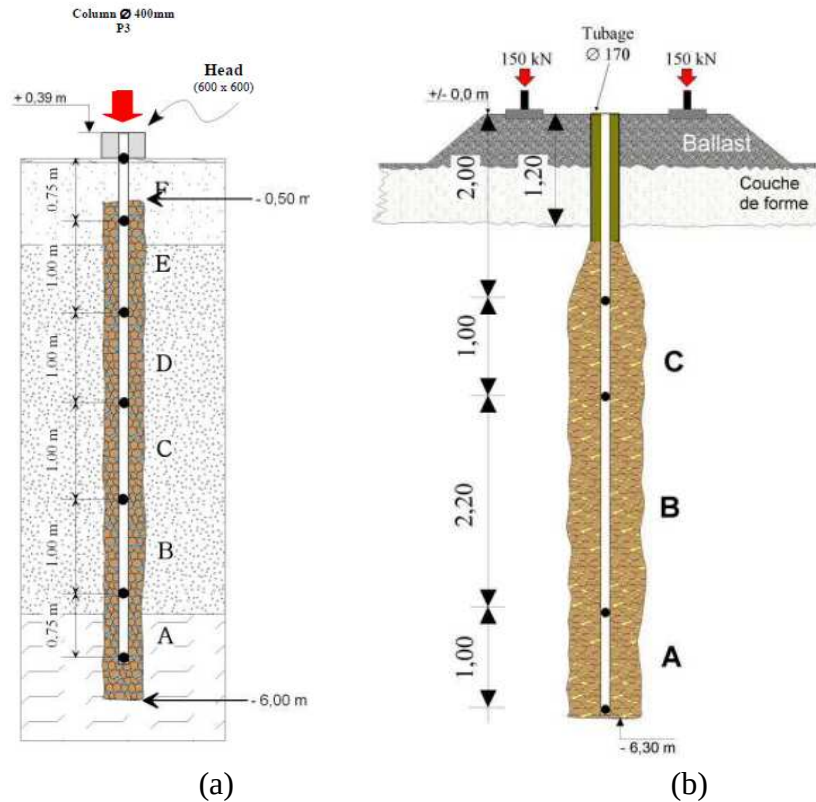
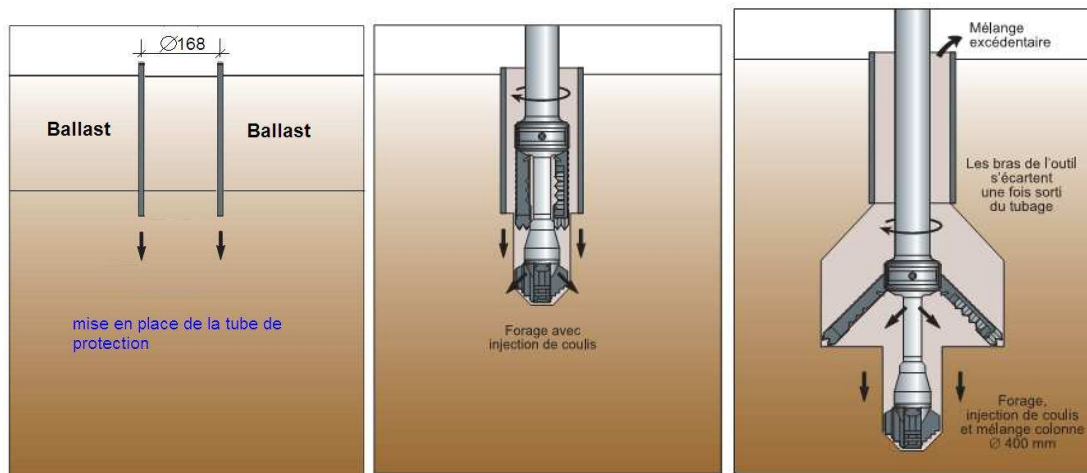


Figure I-47 – Schémas des colonnes réalisées : (a) à partir de la surface du sol ; (b) au-dessous de la voie ferrée

Un des résultats importants du programme expérimental sur site a été que la réalisation des colonnes en «soil-mix » au-dessous des voies ferrées anciennes sans déposer la voie est tout à fait possible en utilisant un outil de malaxage innovant. Cet outil a été développé par l'entreprise Soletanche Bachy sous le nom « Springsol® ». En effet, cet outil est spécialement conçu pour traverser une première couche dans un état fermé et peut ensuite se déployer dans le sol à la profondeur voulue grâce à un système de ressort. La procédure de réalisation d'une colonne par Springsol® est la suivante (Figure I-48):

- On met, tout d'abord, en place un tube protecteur métallique au travers du ballast dans lequel sera introduit l'outil ; autour du tube sont disposés un géosynthétique et un bac de récupération. Ceci permet de ne pas polluer le ballast ;
- Le ballast est extrait du tube puis mis dans le bac ;

- L'outil de Springsol® est introduit dans le tubage et arrive à la profondeur voulue, les bras sont déployés ;
- La colonne est réalisée comme indiqué dans la partie du principe général du sol-mixing (cf. I-1.2) (forage et malaxage des sols déstructurés en même temps que se fait l'incorporation du liant). L'outil peut être éventuellement monté et descendu plusieurs fois pour homogénéiser la colonne en «soil-mix»
- L'outil est retiré et le trou laissé par le tube rebouché.



**Figure I-48 - Procédure de fabrication d'une colonne en soil-mix in situ
(brochure Soletanche Bachy)**

Les courbes de chargement en tête à la rupture des trois colonnes d'essais construites sur le site expérimental sont présentées sur la Figure I-49. Par convention, la capacité portante d'une colonne est la charge supportée pour un déplacement vertical égal à 10 % du diamètre de la colonne. La Figure I-50 présente les valeurs de frottement latéral unitaire déduites pour chaque tronçon d'un mètre de colonne. Ces calculs sont faits grâce au système d'extensomètres amovibles et des jauges de déformation. A titre d'exemple, la capacité portante de la colonne P3 a été atteinte pour un déplacement de 90 mm de la tête de la colonne avec une charge de 325 kN. A partir de là, le tassement augmente rapidement. Une synthèse des comportements observés pour les trois colonnes – résistance en pointe et résistance en frottement – est présentée dans le Tableau I-3. On peut constater que l'essentiel de la charge appliquée est reprise par le frottement latéral pour ce type de colonne. Le frottement unitaire estimé pour ces

colonnes d'après les mesures est d'environ 30 à 80 kPa, valeurs en bonne cohérence avec les courbes Q1 et Q2 du Fascicule 62 titre V.

Tableau I-3 - Résultat de chargement de 3 colonnes sur le site expérimental

	Diamètre (mm)	Longueur (m)	C/E	Proportion du ciment (kg/m ³)	$f_{s,max}$ (kPa)	Q_T (kN)	Q_p (kN)	Q_f (kN)
P1	600	5,30	1	338	72 (4,5 m)	300	42 (14 %)	258 (86 %)
P2	600	5,30	1,2	397	47 (4,5 m)	450	171 (38 %)	279 (62 %)
P3	400	5,24	1	300	75 (3 m)	325	20 (6 %)	305 (94 %)

Une autre série de colonnes réalisées par Soletanche Bachy avec la procédure spécifique adaptée pour les voies ferrées anciennes ont été faites sur une plate-forme ferroviaire. On a réalisé des colonnes en «soil-mix» à C/E = 0,30, à partir d'une certaine profondeur, au-dessous de la voie ferrée, sans trop endommager la couche de ballast. Le chargement a été appliqué sur une colonne isolée et sur un groupe de cinq colonnes par le train de maintenance, équivalent à une force de 30 kN.

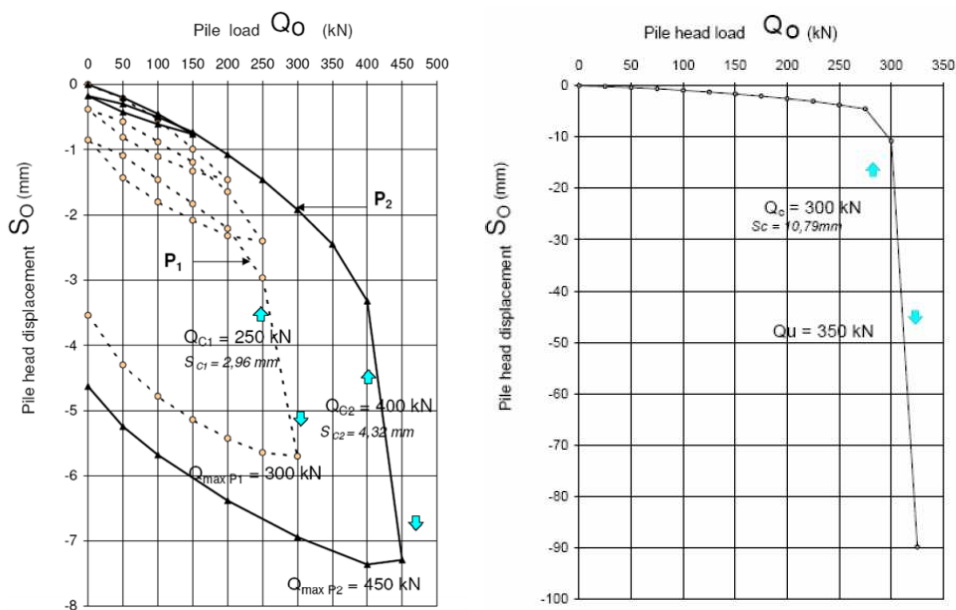


Figure I-49 – Courbes de chargement-tassement des colonnes : (a) colonnes P1 P2 ;(b) colonne P3 (Le Kouby et al., 2008)

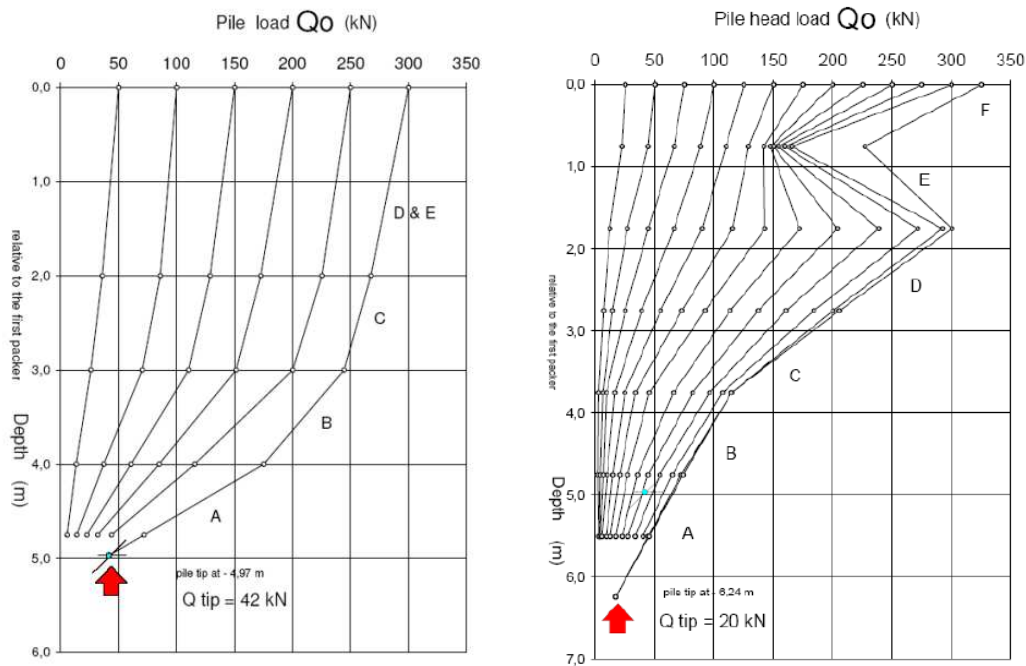


Figure I-50 : Distribution de la charge le long des colonnes P1 (a) ; P3 (b) (Le Kouby et al., 2008)

On a comparé les résultats obtenus sur des colonnes isolées et sur des colonnes travaillant en groupe. Les résultats obtenus pour les colonnes construites au-dessous de la voie sont cohérents entre la colonne isolée et le groupe de cinq colonnes. La mobilisation du frottement latéral autour de la colonne isolée est plus importante que pour une colonne travaillant au sein du groupe, ce qui peut être expliqué par la répartition des charges sur les cinq colonnes.

I-5.3 Projet RUFEX (2010-2014)

Le projet dont fait partie ce travail de thèse est un projet de recherche focalisé sur l'utilisation de l'application de la méthode «soil-mixing» en France. RUFEX signifie « Renforcement et RéUtilisation des plateformes ferroviaires et des Fondations EXistantes ». En effet, un bon nombre de voies ferrées ont été construites depuis 60 à 80 ans, et n'ont pas été conçues, à l'origine, pour supporter les trains modernes d'aujourd'hui. L'augmentation croissante à la fois des charges par essieu, de la fréquence des trains et des coûts de fonctionnement des infrastructures ferroviaires, nécessite une méthode de renforcement de la plateforme ferroviaire

ayant peu d'influence sur le trafic. La SNCF souhaite trouver un traitement des plateformes ferroviaires plus adapté pour ces enjeux. Dans ce contexte, le projet RUFEX, démarré en 2010, répondrait aux problèmes de la SNCF, en proposant un traitement rapide, efficace et ponctuel. Le principe du traitement est de renforcer les plateformes par des colonnes en sol mix réalisées grâce à un outil adapté à la voie ferroviaire, le « Springsol® », ne nécessitant pas la dépose de la voie.

La problématique posée par la SNCF est de réaliser des colonnes de renforcement dans les plateformes ferroviaires anciennes sans trop perturber le trafic. Cette demande nécessite un outil performant qui permet de réaliser des colonnes en profondeur dans un temps limité et surtout sans impact sur la couche du ballast ainsi que sur le système des voies. L'entreprise Soletanche Bachy a développé un outil spécifique pour répondre à ces besoins. En effet, il s'agit d'un outil du type tarière à deux bras déployables qui peuvent s'ouvrir et se fermer dans le sol. Donc, une procédure spécifique a été adaptée dans le cadre de RUFEX pour le cas du renforcement ferroviaire. L'outil Springsol® présenté sur la Figure I-52 est une tarière innovante qui permet d'assurer un bon fonctionnement du malaxage d'une colonne *in situ*. Par rapport à l'outil utilisé dans les projets précédents, l'outil Springsol® utilisé dans le cadre du projet RUFEX a connu des adaptations pour perfectionner le malaxage d'une colonne sur le site (système d'ouverture des bras par ressort en compression, cheville de contrôle la sortie du coulis de ciment...).

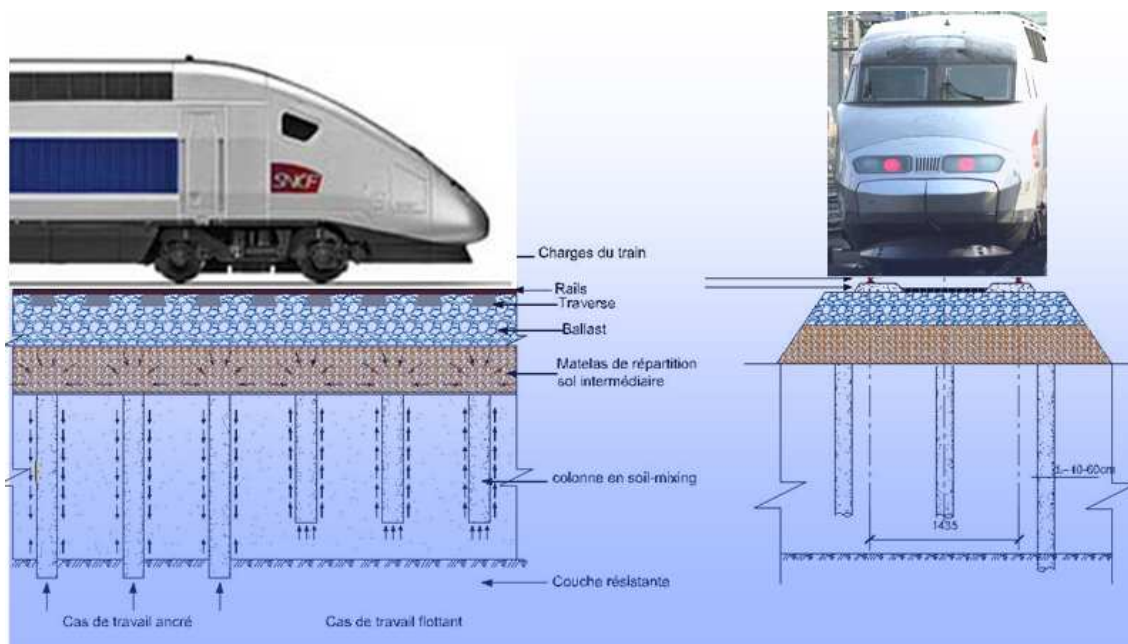


Figure I-51 - Renforcement des plateformes ferroviaires par colonne en «soil-mix»



Figure I-52 – Outils et machine d'exécution des colonnes en «soil-mix» réalisé en dessous d'une voie ferrée

A titre d'information, la Figure I-53 présente l'interface d'une colonne en «soil-mix» réalisée sur le site de la gare de Vernouillet -Verneuil. On peut constater que l'interface du tronçon de la colonne en «soil-mix» est bien rugueuse à cause du rainurage horizontal créé par la rotation des deux bras de l'outil Springsol®. La forme carrée du bout des bras de l'outil laisse sur la paroi un rainurage qui contribue à la rugosité de la colonne.

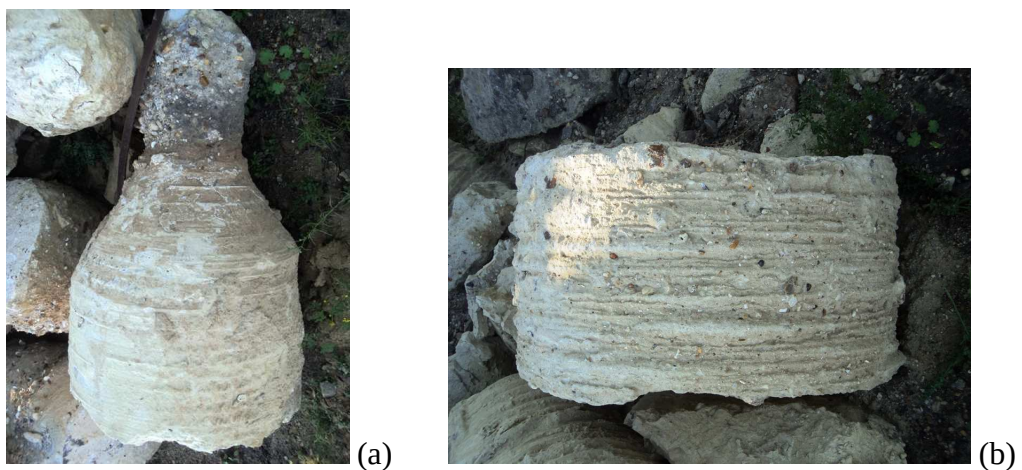


Figure I-53 - Colonnes en «soil-mix» excavées in situ (site Vernouillet-Verneuil)

(a) tête d'une colonne Ø400 mm ; (b) tronçon d'une colonne Ø600 mm

Le projet RUFEX comporte différents aspects de recherche : modélisation numérique à divers niveaux de complexité, expérimentations sur voie ferrée en vraie grandeur, études

expérimentales en laboratoire. Il regroupe plusieurs centres de recherche, des bureaux d'études et des entreprises qui travaillent sur les tâches suivantes :

- Tâche 2.1 : Renforcement des plateformes ferroviaires (le présent travail de thèse)
- Tâche 2.2 : Renforcement des fondations existantes
- Tâche 3 : Etude du matériau de «soil-mix», outil de malaxage, instrumentation et contrôle de malaxage
- Tâche 4 : Validation sur site

CONCLUSIONS PARTIELLES ET OBJECTIFS DE LA THESE

Les éléments bibliographiques présentés dans ce chapitre ont permis d'avoir un aperçu général des recherches sur la technique du «soil-mixing». Le matériau «soil-mix» est un mélange de sol en place et de liant incorporé mécaniquement. L'utilisation des colonnes en «soil-mix» a pour objectif d'augmenter la résistance globale au cisaillement et la rigidité du massif qu'elles renforcent. Il y a des mécanismes physico-chimiques qui se produisent dans la zone de l'interface d'une colonne en «soil-mix».

En termes de recherche, des modèles expérimentaux axisymétriques ont été présentés dans la littérature pour étudier l'efficacité du renforcement des sols par colonnes. Par contre, il n'existe aucune étude qui porte sur le frottement local entre la colonne en soil-mix et le sol environnant.

Plusieurs travaux de recherches sur les colonnes en «soil-mix» ont été réalisés à travers le monde entier. Des méthodes de dimensionnement des colonnes, du calcul des tassements, de la résistance au cisaillement, appliquées aux fondations renforcées par «soil-mixing» ont été présentées. Des estimations en termes de frottement unitaire latéral des pieux en général ont également été présentées dans ce chapitre.

Des applications des colonnes en «soil-mix» dans le domaine ferroviaire ont été citées dans ce chapitre. En France, les premiers chantiers des colonnes en «soil-mix» ont été réalisés dans le cadre du projet INNOTRACK (2009). L'opération de mise en place des colonnes en profondeur sans perturber la couche du ballast est tout à fait réalisable. L'ensemble des résultats montre que la technologie «soil-mix» est bien développée dans le monde entier, mais plus spécifique en termes de comportement cyclique de frottement élémentaire, il reste mal connu.

Dans ce contexte, cette thèse qui fait partie de la tâche 2.1 du projet (renforcement des plates-formes ferroviaires) en collaboration avec la SNCF et l'IFSTTAR, est destinée à mieux comprendre les mécanismes de fonctionnement du système sol-colonne à partir d'une modélisation physique dans un dispositif du type chambre d'étalonnage, en vue de l'application au renforcement des voies ballastées. De plus, compte tenu de la particularité des chargements induits par le passage des trains, deux cas d'étude ont été proposés dans ce travail de thèse, une partie de recherche concernant le comportement d'interface entre le sol et le pieu

sous chargement cyclique, l'autre concernant le comportement des colonnes en «soil-mix» au jeune âge.

Le premier cas d'étude concernant le frottement latéral local a pour objectif d'étudier la mobilisation du frottement latéral le long d'un tronçon élémentaire de colonne en « soil-mix ». Le tronçon de colonne en « soil-mix » sera chargé en sollicitation monotone dans un premier temps pour évaluer le frottement unitaire limite mobilisable à l'interface, suivi par une étude cyclique pour laquelle le comportement mécanique de la colonne à la fatigue sera étudié. Il faut mentionner que le comportement cyclique à grand nombre de cycles de ce type d'interface sol – soil-mix reste encore peu connu. Dans cette phase sur l'étude cyclique, on se concentrera sur l'évolution du frottement latéral autour d'un tronçon élémentaire de colonne en «soil-mix» sous le chargement cyclique à grand nombre de cycles. Des essais cycliques à déplacement contrôlé seront nécessaires pour étudier la dégradation de l'interface sous l'effet cyclique.

Le deuxième cas d'étude doit permettre d'identifier l'impact de la circulation des trains sur la zone des colonnes juste quelques heures après la réalisation de celles-ci. Des colonnes en «soil-mix» seront chargées dans un massif de sol dès les premières heures après la mise en place. L'objectif est de vérifier si les chargements cycliques prématurés ont une influence sur la résistance ainsi que sur le comportement global des colonnes. Le résultat de ce cas d'étude est important pour assurer une continuité du trafic ferroviaire après la mise en œuvre des colonnes sur le chantier.

CHAPITRE II - DISPOSITIF D’ESSAI, PROCEDURES EXPERIMENTALES ET MATERIAUX

On a présenté dans le chapitre précédent différentes études expérimentales en laboratoire dans lesquelles ont été développés des modèles physiques axisymétriques. Parmi les avantages de cette configuration expérimentale, on peut citer la relative simplicité de conception, mais aussi la limitation des concentrations de contraintes locales.

On a donc développé, dans le cadre du projet national RUFEX, un modèle physique axisymétrique adaptant un dispositif conçu initialement dans le cadre du projet National ASIRI concernant les inclusions rigides (Dinh, 2009). Il s’agit d’un dispositif du type chambre d’étalonnage qui permet de tester une tranche élémentaire sol-inclusion.

Dans cette partie, on fera tout d’abord une description détaillée du dispositif d’essai utilisé dans le cas de l’étude de la mobilisation du frottement latéral local autour d’un tronçon de colonne en soil-mix. Puis, on présentera les matériaux utilisés dans le modèle physique ainsi que la procédure de mise en œuvre du massif et du matériau soil-mix. On finira par la partie instrumentation du tronçon de colonne et la présentation du système de pilotage et d’acquisition des données.

II-1. DESCRIPTION DU DISPOSITIF D’ESSAI

Dans cette partie, on présente une description du dispositif d’essai. Cette modélisation physique permet de nous rapprocher de la problématique réelle que l’on pourrait observer dans le cadre du renforcement de plates-formes ferroviaires. On s’intéresse plus particulièrement à l’étude du frottement local de l’interface sol-colonne. Le modèle nécessite donc une instrumentation précise pour la mesure de la mobilisation du frottement latéral le long d’un tronçon de colonne au cours du chargement.

Pour atteindre cet objectif, on a retenu la solution de deux capteurs de force, fonctionnant en compression et en traction, mis en place en tête et en pointe du tronçon de colonne en soil mix, car il n’est pas possible d’instrumenter l’interface directement (jauges) du fait que le soil-mix est fluide lors de sa mise en place. On peut ainsi obtenir par différence entre la force mesurée en pointe F_P et celle en tête du tronçon F_T , la force de frottement le long du tronçon de colonne. Puis en divisant celle-ci par la surface latérale de la colonne S_c , et en faisant l’hypothèse que l’on a un état de contrainte uniforme le long du tronçon, on obtient le frottement latéral unitaire f_s .

L’étude porte ainsi sur la mise en évidence de la mobilisation de frottement latéral autour d’une colonne en soil-mix, en fonction de différents paramètres comme le niveau de contrainte initial appliqué au massif, le type de chargement (monotone et cyclique) ou encore les caractéristiques mécaniques de la colonne (temps de prise par exemple).

La Figure II-1 présente un schéma de principe du dispositif d’essai dans le cas d’étude du frottement latéral. Dans le massif de sol reconstitué, on réalise un tronçon de colonne en soil-mix instrumenté. Celui-ci mesure 20 cm de long. Une boudruche en caoutchouc est placée en partie supérieure entre la surface du sol reconstitué et le couvercle, et permet d’appliquer une pression uniforme sur toute la surface du massif. La description détaillée de chaque élément sera présentée ci-après.

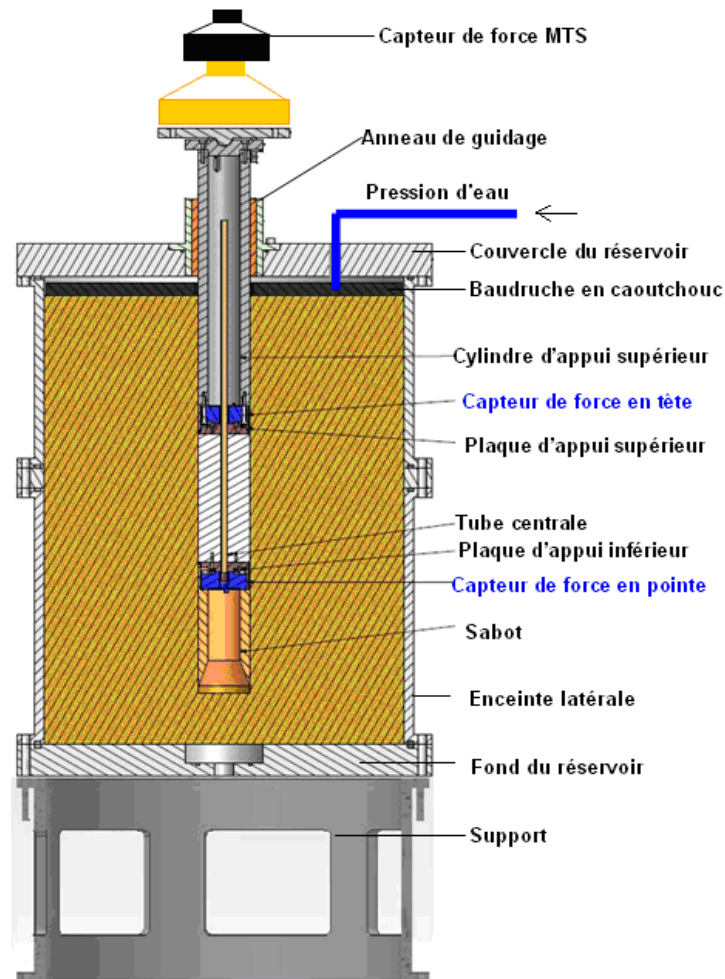


Figure II-1 - Schéma de principe du dispositif d’essai pour l’étude du frottement local

II-1.1 Réservoir circulaire

La partie principale du dispositif est constituée d’un réservoir circulaire métallique de 55 cm de diamètre intérieur et d’une hauteur totale de 73 cm. L’enceinte latérale du réservoir se compose de deux modules circulaires empilés, le module supérieur de 30 cm de hauteur, le module inférieur de 40 cm de hauteur et une entretoise de 3 cm d’épaisseur. Le module inférieur est positionné sur le fond du réservoir. L’ensemble est placé sur un support métallique de 30 cm de hauteur. Un couvercle permet de fermer le dispositif à l’aide de tirants, et possède en son centre un trou où vient se placer un anneau de guidage. Ce dispositif modulaire a été conçu de manière à être facilement monté et démonté. La Figure II-2 montre une vue d’ensemble du dispositif d’essai assemblé. Le couvercle du réservoir (Figure II-3) possède également un second trou pour le passage de la tubulure d’arrivée d’eau qui permettra d’appliquer la pression dans la boudruche.

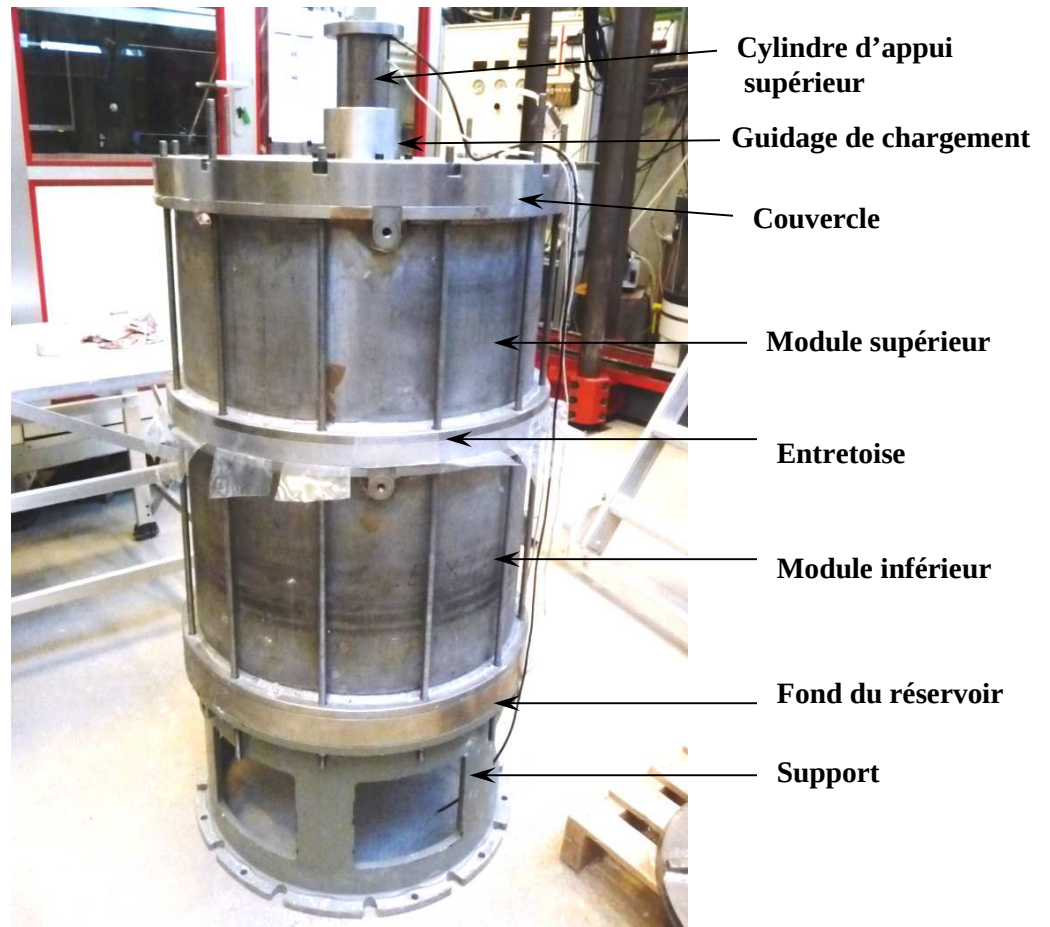


Figure II-2 – Vue d'ensemble du dispositif d'essai assemblé



Figure II-3 – Vue du couvercle du réservoir

L'anneau de guidage possède un trou central cylindrique de 80 mm de diamètre intérieur. Comme cette pièce sert de guidage lors du chargement, la surface interne possède une bague en bronze pour limiter les frottements parasites avec le piston de chargement (Figure II-4).



Figure II-4 – Vue de l'anneau de guidage avec bague en bronze

Dans notre modèle physique, on souhaite simuler différentes profondeurs dans le sol. Pour ce faire, on applique une contrainte verticale uniforme σ_v à la surface du massif de sol à l'aide d'une boudruche en caoutchouc fabriquée sur mesure (type Pronal, Figure II-5). La boudruche, de forme annulaire, a un diamètre extérieur de 54,5 cm et possède un trou central de 9 cm de diamètre pour le passage de la partie supérieure de la colonne instrumentée. La pression maximale applicable est de 7 bars et la course verticale maximale est de 3 cm.

.



Figure II-5 - Boudruche de pressurisation verticale

II-1.2 Dispositif de mise en œuvre des colonnes en soil-mix

Par rapport à la procédure réelle de fabrication des colonnes de soil-mix sur chantier (cf. chapitre I), qu’il était difficile de mettre en œuvre au laboratoire, on a développé une méthode simplifiée. On réalise tout d’abord un forage de 80 mm au centre du massif de sol environnant à l’aide d’une tarière à main. Puis on vient couler le matériau soil-mix frais, préalablement préparé dans un malaxeur, dans ce forage pour créer le tronçon de colonne.

On présente ci-après les différents matériels pour la réalisation du trou de forage.

II-1.2.1 Tarière à main

Une tarière à main de 80 mm, fabriquée par Geomatech, a été utilisée pour la réalisation du forage. La tarière se compose d’une pointe hélicoïdale et d’un corps de deux lames tranchantes, d’une tige rallonge et d’un tourne-à-gauche. Les dimensions de la tarière sont données sur la Figure II-6. La réalisation du trou nécessite plusieurs passes. La procédure de réalisation du trou de forage sera présentée en détail plus loin dans ce chapitre (cf. partie III.3.2).

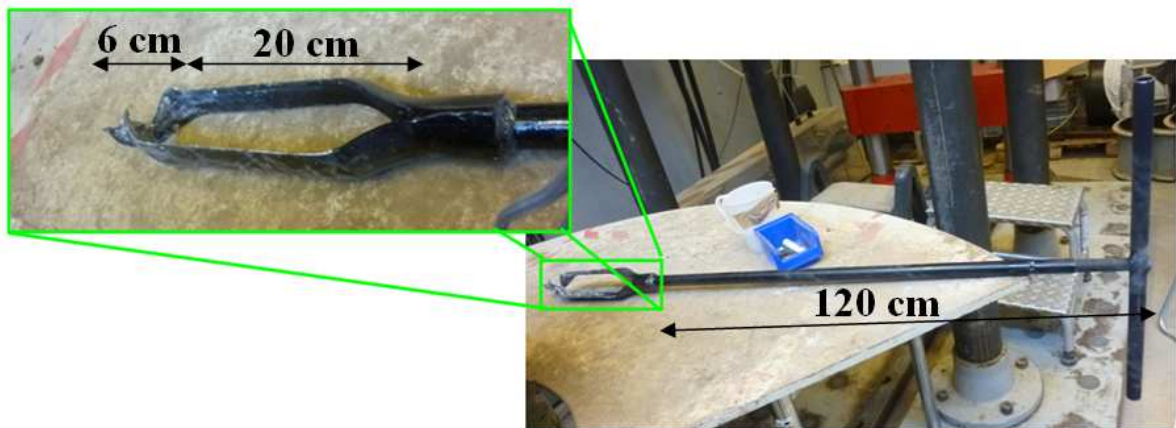


Figure II-6 - Vues de la tarière à main Ø80 mm

II-1.2.2 Dispositif de guidage de la tarière

On doit respecter deux conditions lors de la réalisation du forage afin d’assurer des mesures de bonne qualité lors du chargement : la profondeur et la verticalité. Il a donc été nécessaire de concevoir un cadre de type trépied pour atteindre ces objectifs. Il se compose de trois parties : trois colonnes, un support horizontal et un tube de guidage. Les trois colonnes sont vissées dans trois trous existants sur le couvercle de la cellule. On vient ensuite positionner la traverse horizontale sur les trois colonnes à l’aide de trois vis. Finalement, le tube de guidage est visé sur la traverse. La Figure II-7 présente le système de forage monté sur le dispositif d’essai. La tarière est donc guidée à deux niveaux : tube de guidage au niveau de la traverse, et anneau de guidage au niveau du couvercle (Figure II-8). Ce système de guidage permet d’assurer une très bonne verticalité lors de la phase de forage.

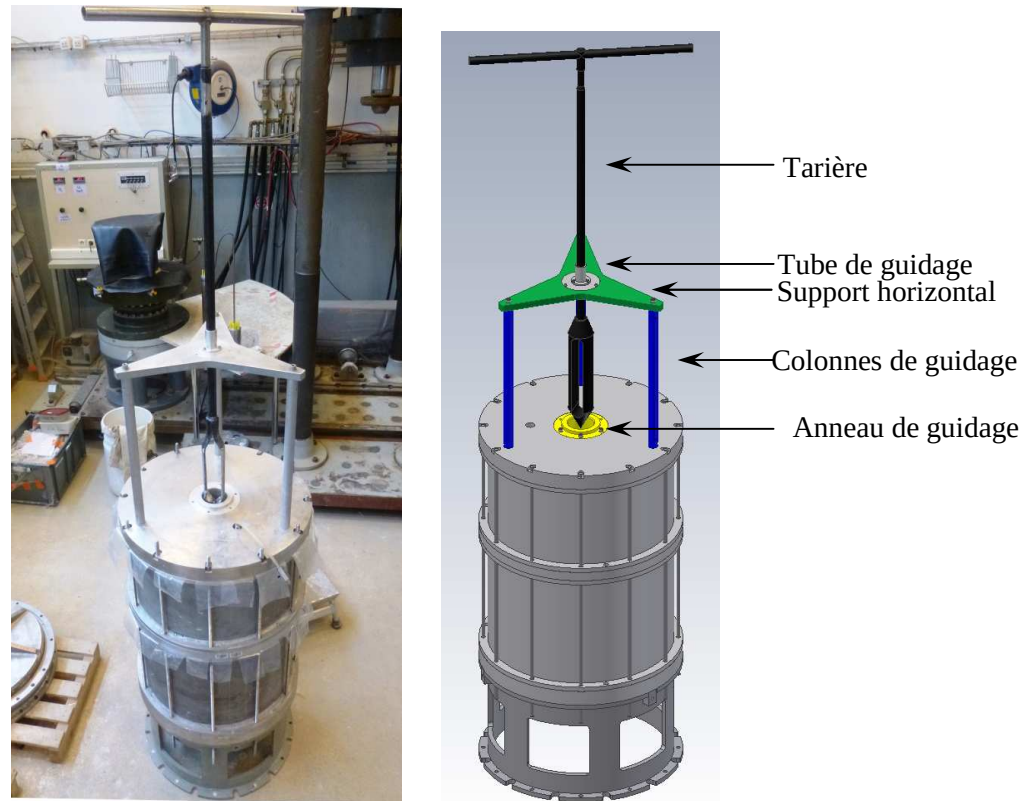


Figure II-7 – Dispositif de forage à la tarière à main

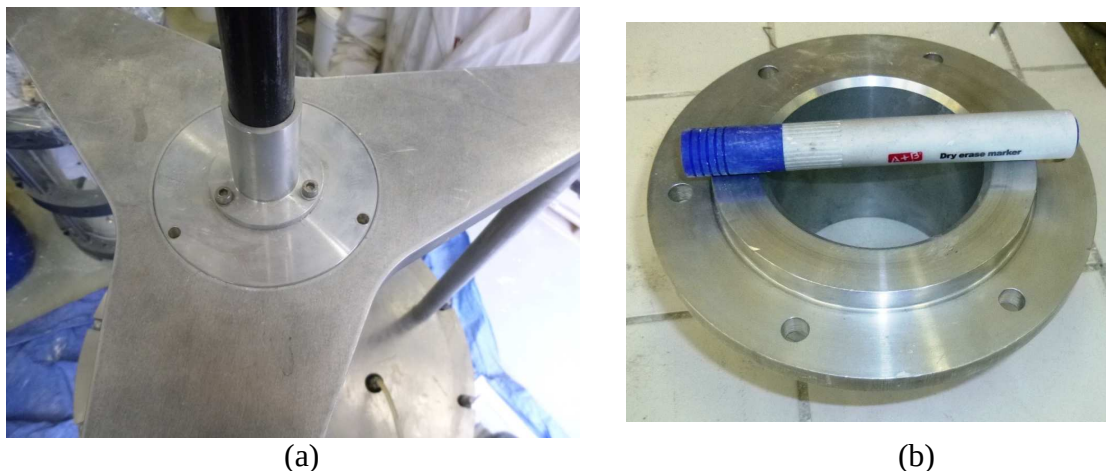


Figure II-8 – (a) Tube de guidage sur le support horizontal ; (b) anneau de guidage

II-1.3 Tronçon de colonne en soil-mix instrumenté

La Figure II-9 présente un schéma 3D du dispositif de mesure complet mis en œuvre pour le cas d’étude du frottement local. Dans la cuve d’essai de 73 cm de hauteur, rempli par le sol reconstitué, on vient fabriquer un tronçon de colonne en soil-mix de 20 cm de longueur, instrumenté par deux capteurs de force. La longueur totale du module, comprenant les pièces

métalliques en tête et en pointe, est d’environ 80 cm. On trouve en tête de la colonne, une pièce nommée « cylindre d’appui supérieur », qui permet de transmettre la force appliquée par le vérin servo-hydraulique à la tête du tronçon de soil-mix instrumenté et qui supporte le capteur de force haut. Dans la partie inférieure, on trouve la seconde pièce métallique nommée « sabot inférieur », qui permet à la fois d’éloigner la pointe de la zone de mesure et de réduire la force en pointe (pointe ouverte). Cette pièce supporte le second capteur de force. Ces deux parties sont présentées plus en détail dans les paragraphes ci-après.

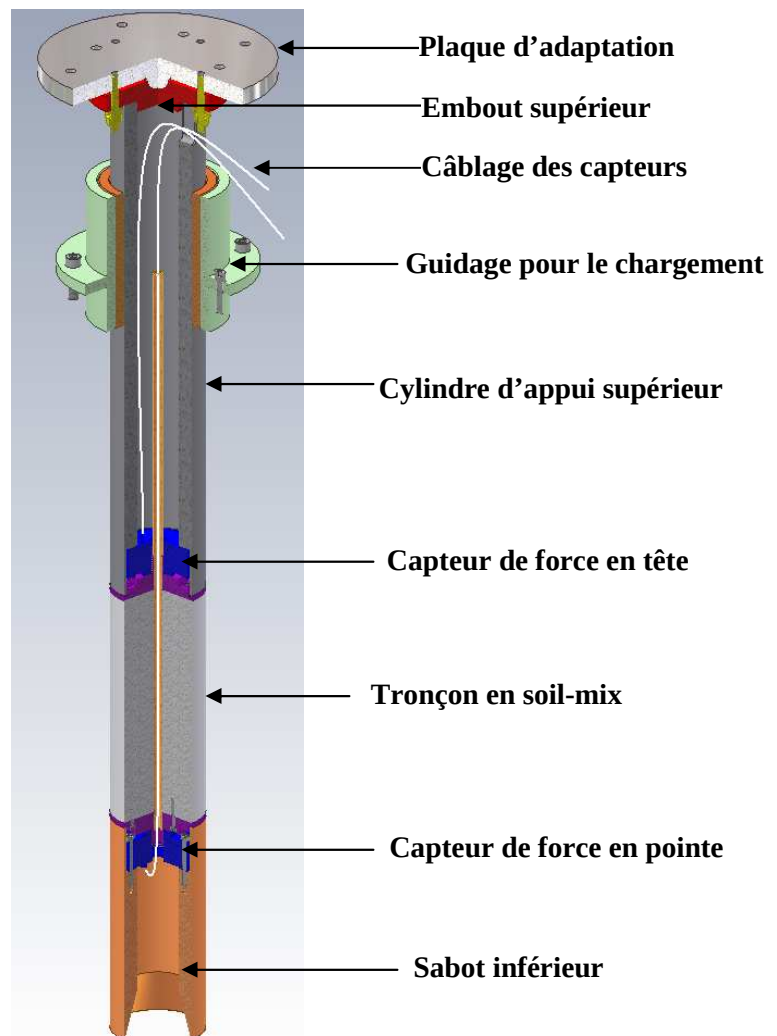


Figure II-9 : Schéma du module de mesure complet

II-1.3.1 Sabot inférieur

Lors du chargement d’un pieu, on observe une concentration de contraintes près de la pointe (bulbe de contraintes). Ce phénomène induit des perturbations sur le frottement d’interface près de la pointe, et augmente l’effort mesuré en tête (pointe + frottement). Pour ces deux raisons, on a placé, en pointe de la colonne de soil-mix, un module de garde que l’on appelle « sabot inférieur» (Figure II-10). Ce module permet d’éloigner le capteur de force de la zone de pointe, mais également de protéger le capteur de force. De plus, on a choisi un sabot inférieur de type ouvert avec une surface extérieure lisse afin de réduire la force mesurée et d’augmenter la précision sur les mesures, car on peut ainsi utiliser des capteurs avec une étendue de mesure plus faible et donc plus précis.



(a)



(b)

Figure II-10 - Sabot inférieur : (a) vue de la partie supérieure ; (b) vue de la partie inférieure biseautée

II-1.3.2 Cylindre d’appui supérieur

Il s’agit d’un tube cylindrique creux qui permet de transférer la force du vérin de chargement à la tête du tronçon en soil-mix (Figure II-11). Il mesure 80 mm de diamètre et 44 cm de hauteur. Sur la partie supérieure, on a disposé une fente pour la sortie des câbles des deux capteurs de forces. Dans la partie inférieure du guidage, on positionne le capteur de force haut. Comme pour le sabot inférieur, la surface extérieure du guidage est lisse pour éliminer au maximum les frottements parasites avec le guidage en bronze, au niveau du couvercle et avec le sol environnant.

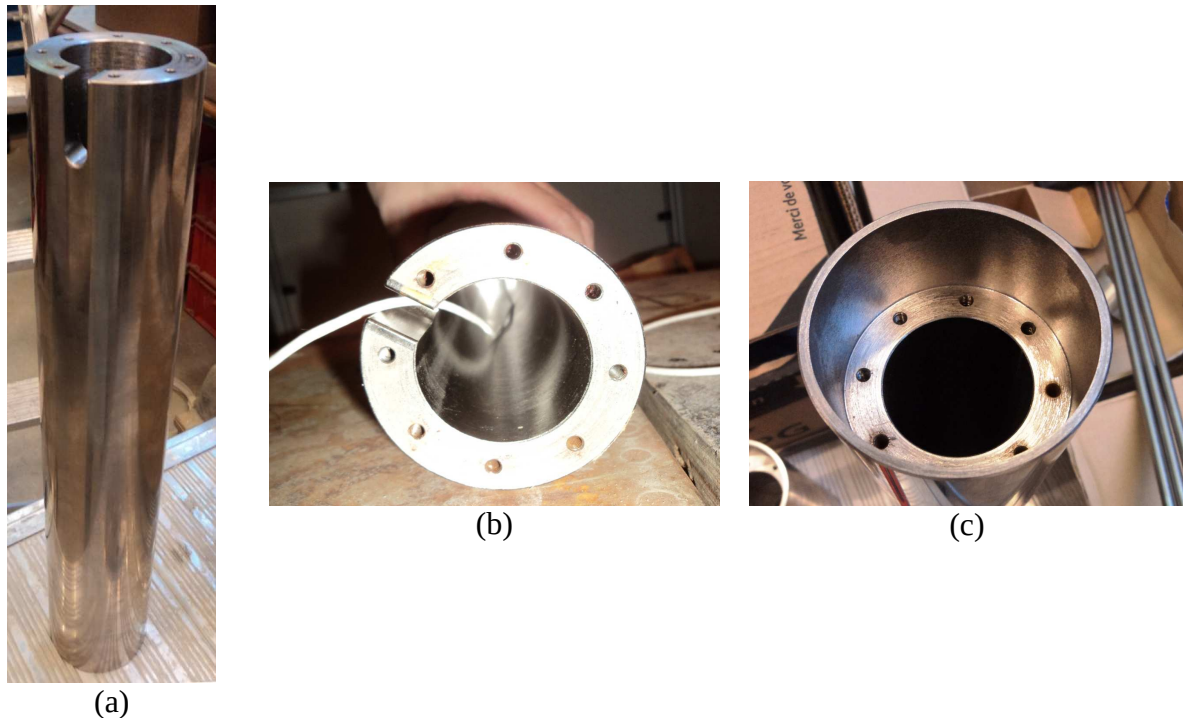


Figure II-11 – Cylindre d'appui supérieur : (a) vue de côté ; (b) vue de dessus ; (c) vue de dessous

II-1.3.3 Pièces d'adaptation entre la colonne et le servovérin

On utilise deux pièces métalliques pour transférer la force appliquée par le servovérin MTS au cylindre d'appui supérieur. La première pièce (Figure II-12), appelée « embout supérieur », vient se visser sur le cylindre d'appui supérieur. Elle possède en son centre une empreinte sphérique creuse.

La deuxième pièce (Figure II-13) est la « plaque d'adaptation » au servovérin. Elle dispose d'une demi-sphère qui correspond à la partie mâle de l'empreinte sphérique de « l'embout supérieur ». Ces deux pièces sont solidarisées par quatre vis. Cette liaison sera présentée en détail plus loin, dans la partie du système de chargement (cf. partie II-1.4).

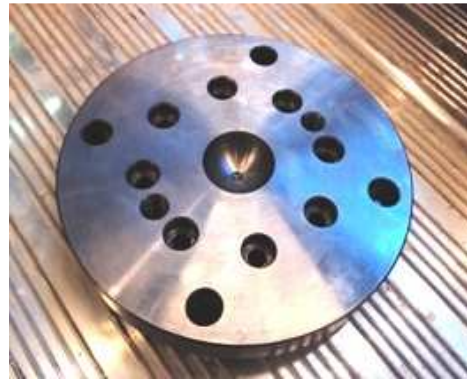
II-1.3.4 Capteurs de force

Le tronçon de soil-mix est équipé de deux capteurs de force qui permettent de mesurer les forces à la partie supérieure et inférieure du tronçon pendant le chargement. Il s'agit des capteurs de force conçus et fabriqués sur mesure par Measurement Specialists™ - MEAS France SO. L'étendue de mesure est de ± 20 kN, la précision est de l'ordre de $\pm 0,05$ kN.

La Figure II-14 présente des vues d’un capteur de force. Les fiches techniques de ces deux capteurs de force sont jointes à l’annexe N° 1, p213.



(a)



(b)

Figure II-12 - Embout supérieur : (a) vue de dessous ; (b) vue de dessus



(a)



(b)

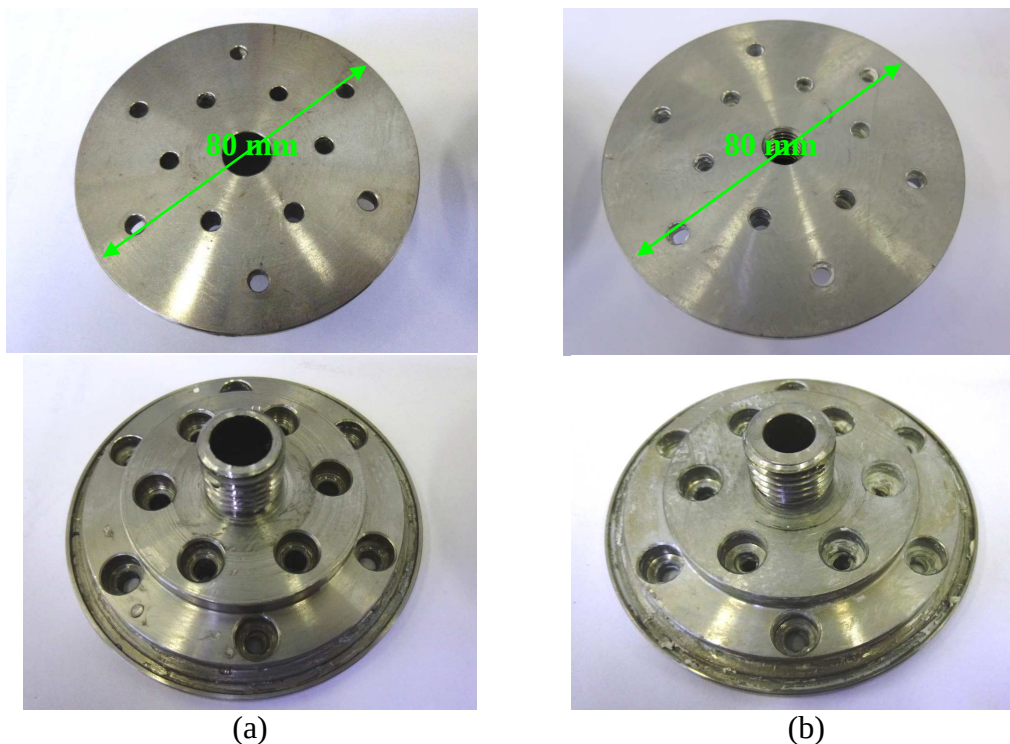
Figure II-13 – Plaque d’adaptation (a) vue de dessus ; (b) vue de dessous



Figure II-14 - Capteur de force 20 kN

II-1.3.5 Plaques d’appui

En raison de la spécificité du matériau soil-mix à l’état frais, il est nécessaire de protéger les capteurs de force et donc de prévoir une pièce spécifique, qui servira également à répartir l’effort sur toute la section de la colonne. Ces pièces sont appelées « plaques d’appui ». Il s’agit de pièces métalliques de même diamètre que la colonne $\varnothing 80\text{mm}$. La différence entre les deux plaques d’appui (haute et basse) concerne la présence d’un trou central dans celle placée en tête pour le passage du tube métallique ($\varnothing 10\text{ mm}$) qui assure la sortie du câble du capteur de force bas. Ce passage doit être lisse pour annuler tout effort lors du chargement de la colonne. Alors que la plaque d’appui inférieure doit être solidaire avec ce tube central, ce qui nécessite un trou fileté. Les capteurs de force sont directement vissés sur les plaques d’appui à l’aide du filetage que l’on peut voir sur les vues de la Figure II-15.



**Figure II-15 - Plaques d’appui (vues de dessus et de dessous)
(a) supérieure; (b) inférieure**

Sur deux diamètres, on a disposé 12 trous pour des vis et des chevilles d’ancrage. Ces dernières permettent de rendre solidaire la colonne en soil-mix avec les plaques d’appui et donc des capteurs de force. Une fois l’essai terminé, on récupère les vis et on laisse les chevilles d’ancrage dans le soil-mix. La Figure II-16 présente les deux plaques d’appui équipées des vis et des chevilles d’ancrage.

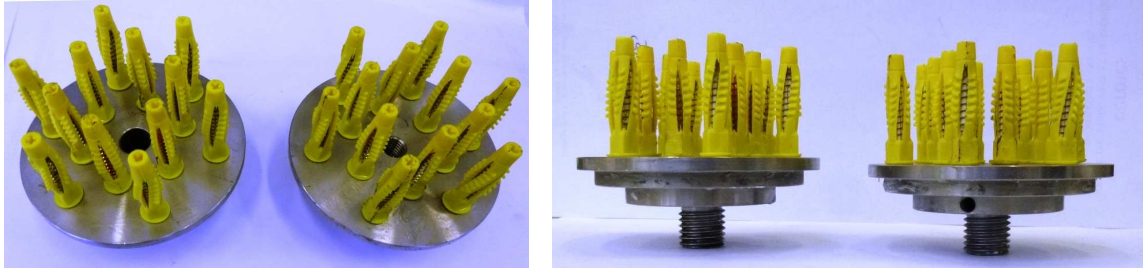


Figure II-16 – Vues des deux plaques d'appui avec les chevilles d'ancrage
(à gauche : vue de dessus, à droite : vue de côté)

Le tube central est un tube métallique de 10 mm de diamètre extérieur, qui permet de protéger le câble du capteur de force bas (Figure II-17). Sa longueur est de 70 cm, ce qui permet d'atteindre le niveau du couvercle lors de la mise en place de la colonne. Il joue également un rôle de guidage pour la partie haute de la colonne instrumentée que l'on va présenter en détail dans la partie relative à la procédure d'essai.



Figure II-17 - Tube central vissé dans la plaque d'appui inférieure

II-1.4 Dispositif de chargement de la colonne

II-1.4.1 Bâti de chargement

La Figure II-18 présente un schéma d’ensemble du dispositif d’essai, où l’on peut identifier les éléments suivants :

- Le dispositif expérimental complet positionné sur un support mobile en translation et en rotation (partie verte : piston de la chambre d’étalonnage).
- Le bâti quatre colonnes équipé d’un servovérin hydraulique MTS

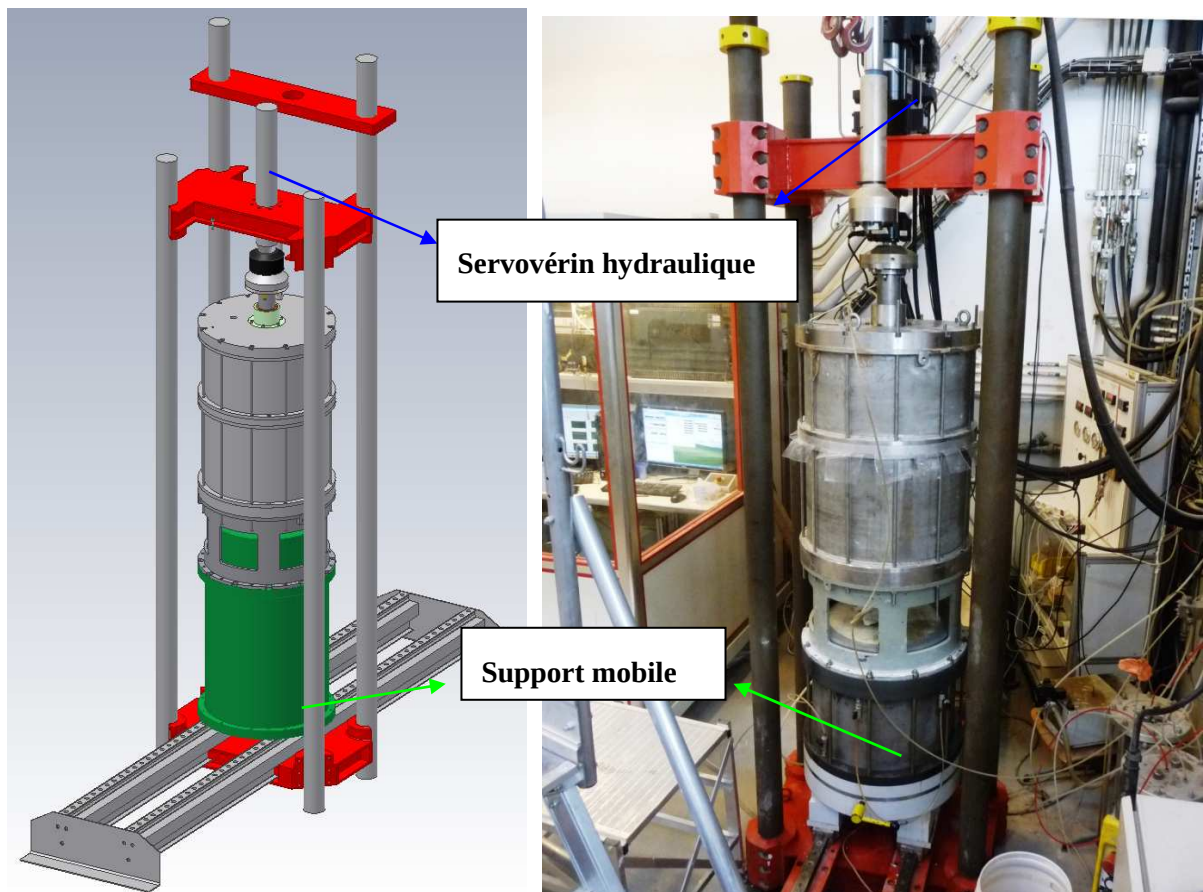


Figure II-18 : Schéma et vue d’ensemble du dispositif d’essai

Le dispositif de chargement comprend un servovérin hydraulique piloté par un système d’asservissement digital Flextest®. Le servovérin hydraulique, d’une capacité de ± 100 kN de force et de ± 75 mm de course, est fixé sur un bâti de chargement à quatre colonnes. Il est équipé d’un capteur d’effort (± 100 kN) et d’un capteur de déplacement (± 75 mm) capables

de travailler dans la domaine quasi-statique et dynamique. On utilise le socle de la chambre d’étalonnage du laboratoire Navier comme support de notre dispositif d’essai. Cette partie, mobile en rotation et en translation, permet de bien positionner le dispositif sous le servovérin.

La Figure II-19 présente le détail de la liaison entre le servovérin MTS et la tête de la colonne instrumentée. Une fois « l’embout supérieur » solidaire du cylindre d’appui supérieur à l’aide des vis, on vient mettre en place la « plaque d’adaptation » et on solidarise les deux pièces par assemblage boulonné avec des rondelles concaves-convexes.

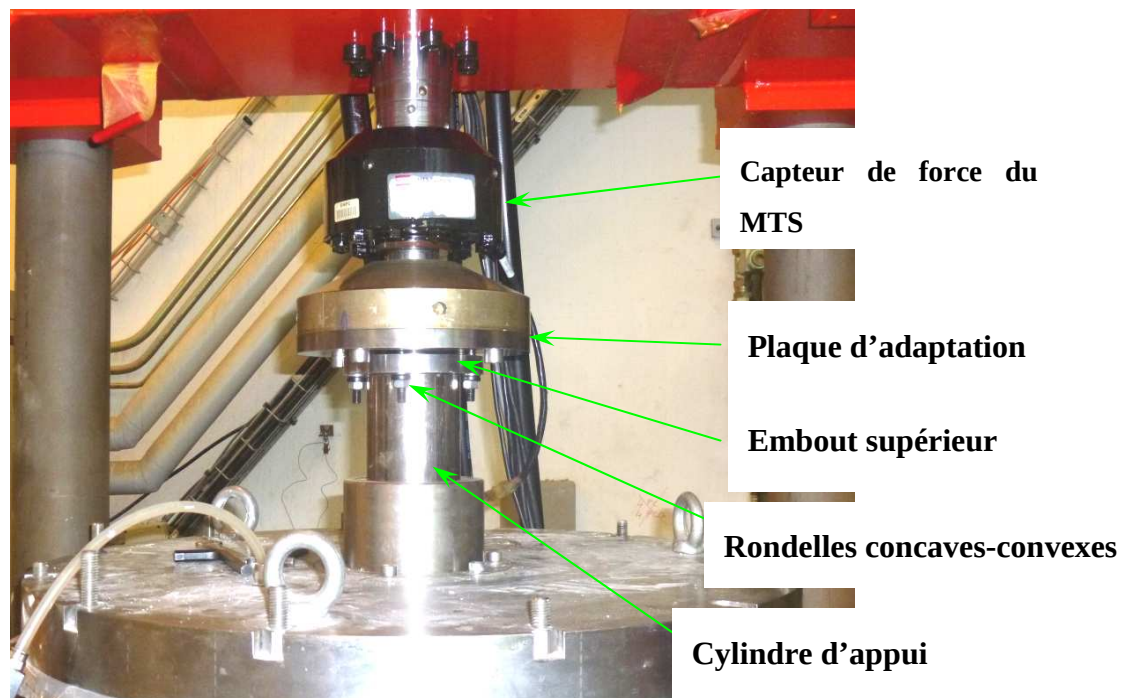


Figure II-19 - Liaison entre la colonne instrumentée et le servovérin

II-1.4.2 Système d’asservissement

Le système digital Flextest® MTS est le système de pilotage du servovérin. Il est composé d’un contrôleur digital permettant de contrôler et d’asservir la sollicitation. Ce contrôleur est aussi connecté à l’ordinateur d’acquisition pour transférer directement les valeurs de force et de déplacement du servovérin dans le fichier de données.

Dans ce système de pilotage MTS, on dispose également d’outils, à savoir la programmation et l’optimisation des signaux. La programmation permet de définir un signal de commande

pour suivre un chemin de chargement donné, qui peut être un chargement monotone ou un chargement cyclique à force contrôlée ou à déplacement contrôlé. Dans le cas cyclique, on peut aller jusqu'à des fréquences de sollicitation maximale d'environ 100 Hz avec ce système de pilotage. On rappelle que la fréquence des charges ferroviaires envisagées varie dans la gamme de 1 Hz à 20 Hz. Une vue de l'écran du système de pilotage est présentée dans l'annexe N°2 (page 218).

Lors de l'application des sollicitations, on mesure le signal de réponse qui est le chargement réel appliqué. Cet enregistrement peut être légèrement différent du signal de commande (consigne). Des fonctions d'optimisation (PID) permettent de faire coïncider le signal de réponse (mesure) avec le signal de commande (consigne).

II-1.4.3 Système d'acquisition des données

En ce qui concerne l'acquisition des signaux de données, on utilise le logiciel Labview pour enregistrer les signaux sur 4 voies : force MTS, déplacement MTS, force sur le capteur haut et force sur le capteur bas. Pour ce qui est de l'acquisition des données pour les essais cycliques, on définit une fréquence d'acquisition minimale correspondant à 30 points par cycles. Dans un essai comportant un grand nombre de cycles, le nombre de données devient vite très important et difficilement exploitable. On a donc défini dans le logiciel Labview une procédure d'acquisition de type logarithmique : on enregistre les 120 premiers cycles, puis 20 cycles selon une fréquence logarithmique (1000, 2000...10000, 20000...100000). On présente sur la Figure II-20 un exemple d'acquisition de signaux sur 10 cycles à une fréquence de sollicitation de 5 Hz, et on peut observer que tous les capteurs de force répondent de façon satisfaisante. Le schéma de principe de pilotage de l'essai et de l'acquisition des données est présenté sur la Figure II-21.

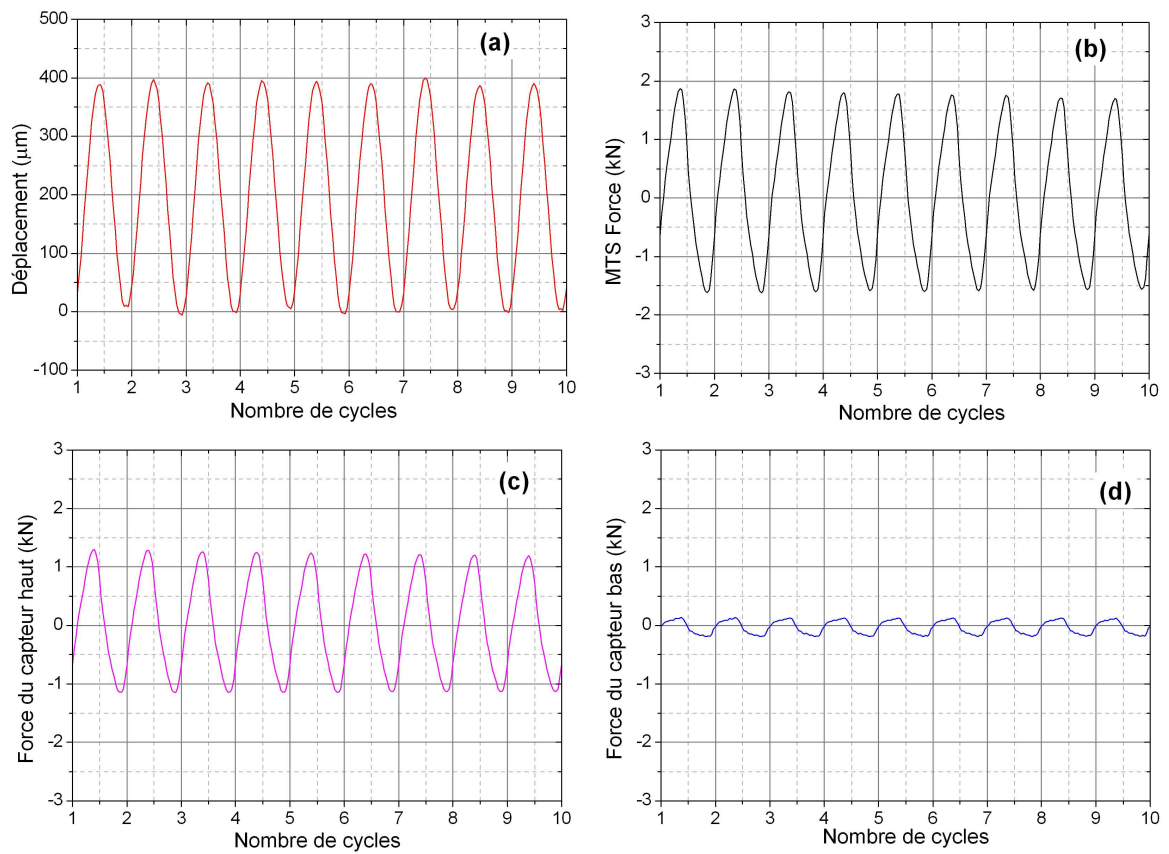


Figure II-20 – Exemple d'acquisition des données lors d'un essai cyclique à une fréquence de sollicitation de 5 Hz

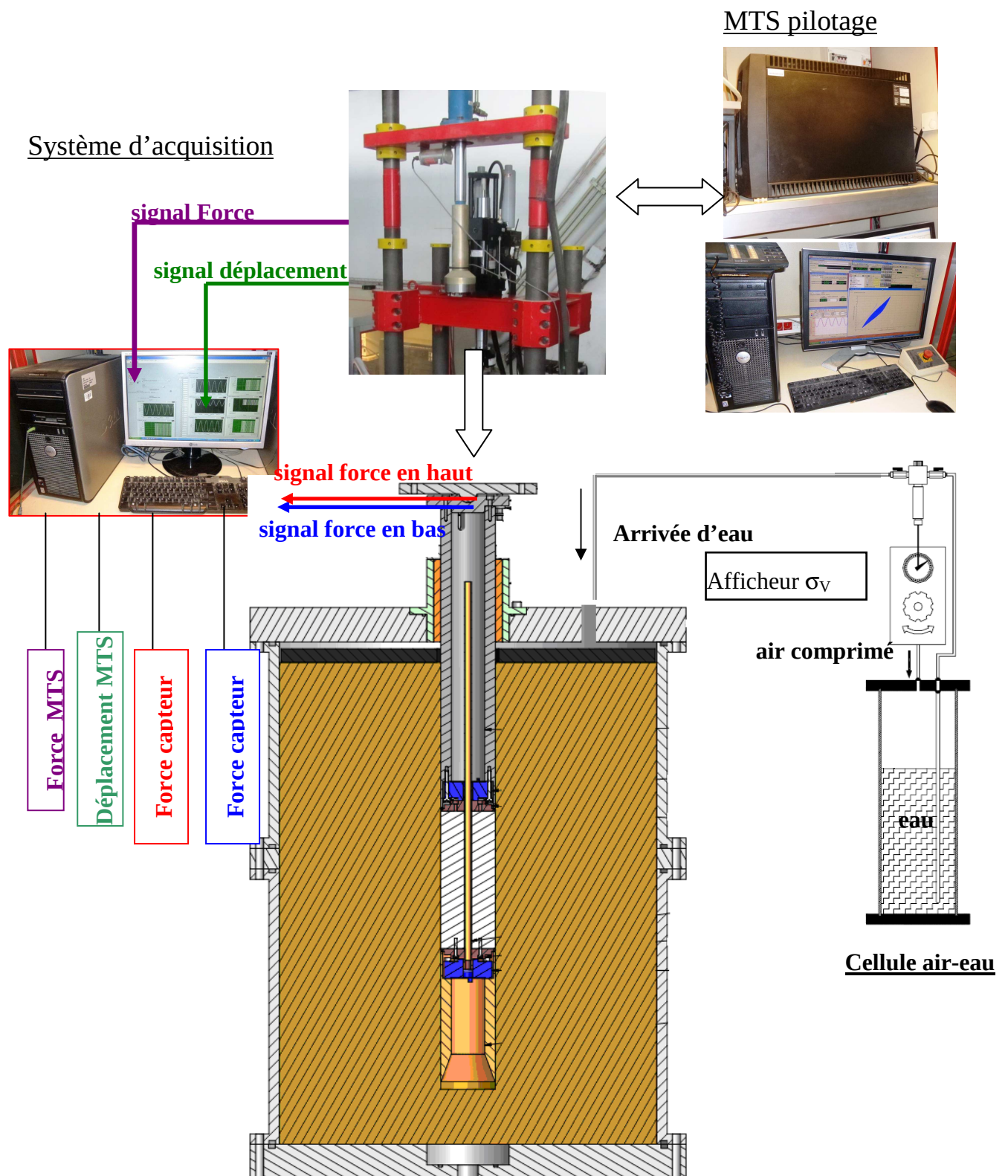


Figure II-21 - Schéma de principe du système de pilotage et d'acquisition

II-2. MATERIAUX

II-2.1 Reconstitution d’un massif de sol artificiel

L’étude du renforcement par colonnes de soil-mix au laboratoire nécessite de choisir un sol fin représentatif présentant certaines caractéristiques comme une faible portance ou encore une forte compressibilité. En effet, en choisissant un sol ayant une faible capacité portante, on pourra mettre en évidence l’utilité de la technique de renforcement des sols par inclusions de colonnes en soil-mix. L’IFSTTAR a proposé l’utilisation du limon de Jossigny (77) comme matériau de référence. Ce sol naturel a fait l’objet de nombreuses études dans le passé (Cui *et al.*, 2003; Delage *et al.*, 1996; Le Runigo, 2008). Cependant, le prélèvement d’échantillons de sols sur site pose de nombreux problèmes quant à l’homogénéité des éprouvettes, le remaniement du sol et la reproductibilité des opérations de prélèvements. Il faut ajouter à cela que dans le cas de massifs de sol de grande taille, il n’est pas envisageable de réaliser des prélèvements intacts, et il est donc nécessaire de reconstituer le massif de sol au laboratoire à partir du matériau broyé. Ce dernier point est une limitation à l’utilisation de matériau naturel, car cela nécessiterait un énorme travail de prélèvement et de broyage.

Afin de faciliter les travaux de reconstitution au laboratoire de grands massifs représentatifs de sols fins naturels du type limon, on utilise généralement des mélanges artificiels composés d’argiles et de sables (Boussaid, 2005; Baudouin *et al.*, 2007; Nguyen, 2008; Marzano *et al.*, 2009). Cette méthode permet également d’obtenir une large gamme de textures, qu’il est difficile, voire impossible, de trouver dans la nature de manière homogène. De plus, on peut contrôler assez facilement les caractéristiques comme l’indice des vides, la teneur en eau, le degré de saturation ainsi que l’homogénéité du massif. Enfin, l’utilisation de sols reconstitués est souvent plus économique que le sol naturel et, dans la plupart des cas, on peut recycler et réutiliser ces sols (Nguyen, 2008).

En accord avec les partenaires du projet, il a été décidé de reconstituer un mélange artificiel présentant des caractéristiques proches de celles du limon de Jossigny.

II-2.2 Méthode et critère de reconstitution d'un massif de sol

Comme on l'a fait remarquer précédemment, dans le cas des massifs de grande taille, il est difficilement envisageable d'utiliser un sol naturel. On a donc cherché à reconstituer un massif de sol « artificiel » qui se rapproche le plus possible des caractéristiques du sol de référence (limon de Jossigny). Le mélange doit répondre aux critères suivants :

- nombre de matériaux composants le sol artificiel doit rester raisonnable ;
- facilité d'approvisionnement des matériaux ;
- répétabilité de la procédure de préparation ;
- être le plus proche possible du sol de référence en termes de granulométrie et de caractéristiques mécaniques.

II-2.3 Choix des matériaux

Comme on vient de le voir, on cherche à reconstituer au laboratoire un sol de type « limon » reconstitué qui se rapproche du limon de Jossigny. Il existe plusieurs techniques de reconstitution d'un sol naturel en laboratoire. Ces méthodes consistent, le plus souvent, à mélanger différents matériaux comme le sable de Fontainebleau et l'argile Kaolinite Speswhite (Boussaid, 2005) ou le sable d'Hostun et l'argile kaolinite Speswhite (Baudouin *et al.*, 2007).

Après avoir vérifié les critères préalables concernant la granulométrie, on a choisi d'utiliser la kaolinite Speswhite et le sable broyé Millisil C10 de Sibelco afin de reconstituer un matériau artificiel proche du limon de Jossigny. Les courbes granulométriques et les caractéristiques de ces matériaux sont données dans la suite.

II-2.3.1 La kaolinite Speswhite

La kaolinite Speswhite est une argile peu plastique. Le matériau est conditionné en sac de 25 kg. La fiche technique de ce matériau est donnée dans l’annexe N°1 et les caractéristiques principales sont présentées dans le Tableau II-1.

Tableau II-1 – Caractéristiques de la kaolinite Speswhite – (Boussaid, 2005)

Limites d’Atterberg	
Limite de liquidité W_L (%)	55
Limite de plasticité W_P (%)	30
Indice de plasticité I_P (%)	25
Surface spécifique (m^2/g)	30
Diamètre des particules	
< 0,002 mm	79 %
> 0,01 mm	0,5 %
Caractéristique de compactage	
Densité sèche maximale (g/cm^3)	
Teneur en eau optimale (%)	
ρ_s (g/cm^3)	2,65

II-2.3.2 Le sable broyé Millisil C10

Il s’agit d’un sable naturel broyé qui se compose de 98,8 % de silice SiO_2 , commercialisé par la société SIBELCO. Le d_{50} de ce matériau est de 22 μm . Il est fourni en sacs de 25 kg. La fiche technique de ce matériau est donnée dans l’annexe N°1 et les caractéristiques principales sont données dans le Tableau II-2.

Tableau II-2 – Caractéristiques techniques du sable Millisil C10 (fiche technique du matériau)

Densité réelle (pycnomètre)	2,65
Proportion en SiO_2	>98,8%
Couleur	Blanc
pH	7 à 8,5
d_{50}	22 μm



Figure II-22 – Vues du Millisil C10 et de la Kaolinite Speswhite

II-2.3.3 Choix des proportions des composants dans le mélange

Le mélange Speswhite-Millisil doit tout d’abord être représentatif du limon de Jossigny en terme de granulométrie. Plusieurs limons modèles ont ainsi été testés en mélangeant différentes proportions de sable C10 et de kaolinite Speswhite. En tenant compte de la représentativité du matériau de synthèse par rapport au limon de Jossigny, de la répétabilité de fabrication, mais aussi de la facilité de mise en œuvre, le mélange de 30 % d’argile et de 70 % de sable broyé C10 Millisil a été retenu comme limon de référence reconstitué (C10Kao). Ce matériau modèle permet donc de reconstituer un massif de sol équivalent au limon de Jossigny. Il faut également noter qu’il est le principal constituant des colonnes de soil-mixing, qui sont composées de ciment mélangé avec le sol en place.

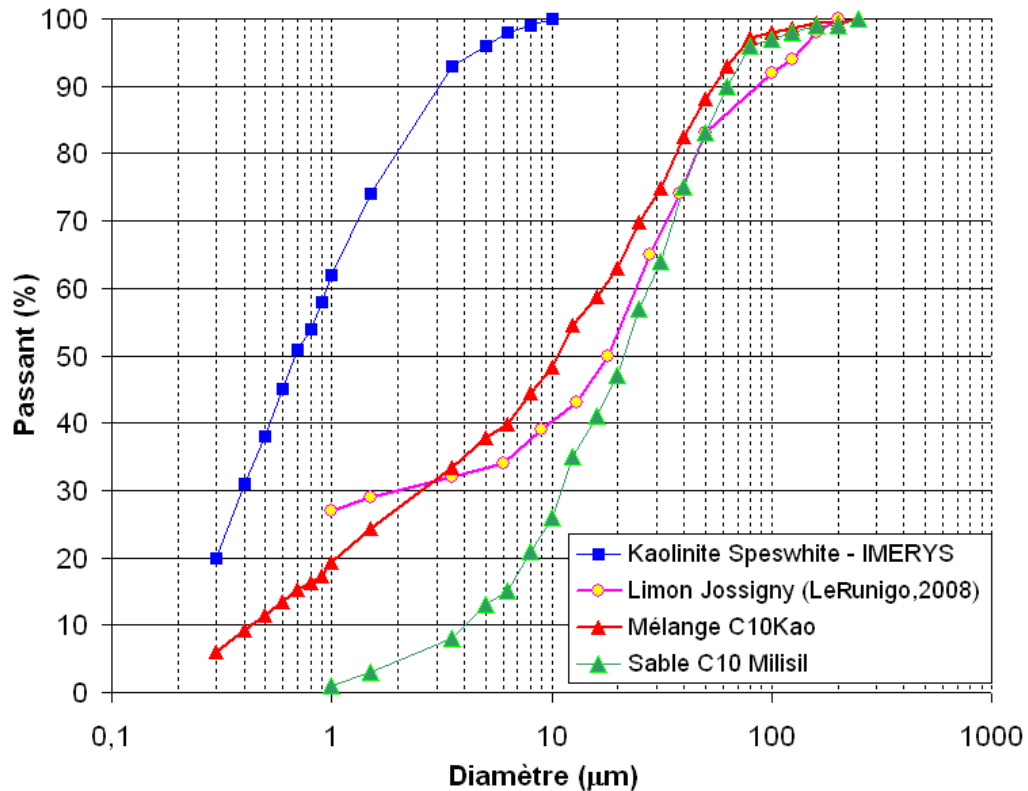


Figure II-23 : Courbes granulométriques des différents matériaux utilisés

II-2.3.4 Protocole de fabrication du sol reconstitué

Bien qu'en remplaçant le limon de Jossigny par un limon artificiel, on facilite la procédure, la préparation de ce dernier est néanmoins lourde. En effet, il faut mélanger le sable avec de la kaolinite en grandes quantités afin d'avoir suffisamment de matériau pour pouvoir reconstituer plusieurs massifs. Pour cela, on utilise un malaxeur de grande capacité (20 litres) dans lequel on mélange les différents composants. Dans notre cas, on utilise le malaxeur mécanique Controlab à deux pales à vitesse variable (Figure II-24).

Pour ce qui est de la teneur en eau du sol reconstitué, après la réalisation de différents mélanges préalables, en se basant sur des critères de répétabilité, on a choisi une teneur en eau de 16 % comme teneur en eau de référence qui est proche de l'optimum Proctor normal (cf. paragraphe II.2.4.1). A cette teneur en eau, le mélange est bien homogène.

Les étapes de la procédure de fabrication du mélange sont les suivantes (Figure II-25):

- Les quantités de sable C10 Millisil, de kaolinite Speswhite et d'eau nécessaires sont préalablement définies et pesées ;
- Les deux matériaux, sous forme de poudres, sont mélangés à sec selon la quantité calculée pendant 15 minutes, avec une vitesse de rotation de 30 tours/min ;
- On ajoute progressivement l'eau au mélange sec ;
- Le malaxage est poursuivi pendant 5 minutes.

La capacité de mélange du grand malaxeur (20 litres) est d'environ 25 kg de matériau pour un bol de mélange. Donc pour un massif de 300 kg de matériau comme dans notre cas, il est nécessaire de répéter la procédure de mélange 8 fois.

Afin de minimiser les variations de la teneur en eau imposée du massif, qui peuvent se produire lors des différentes étapes de préparation, le matériau malaxé et conservé dans les bidons hermétiques jusqu'à la mise en place dans la cellule. La teneur en eau du sol reconstitué est vérifiée au cours du temps.



Figure II-24 – Vue du malaxeur de 20 litres



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure II-25 – Différentes étapes de réalisation du sol reconstitué : (a) mélange à sec ; (b) ajout de l'eau ; (c) sol reconstitué mélangé ; (d) stockage du sol dans les bidons hermétiques

II-2.4 Caractéristiques du sol reconstitué

II-2.4.1 Caractéristiques de compactage

L'essai Proctor normal a été réalisé selon la Norme NF P 94-093. Le matériau utilisé est le limon artificiel appelé sol reconstitué C10Kao (70 % du sable C10 et de 30 % de kaolinite Speswhite). La courbe obtenue est présentée sur la Figure II-26. On obtient une masse volumique sèche et une teneur eau à l'optimum de $1,8 \text{ Mg/m}^3$ et 16 % respectivement.

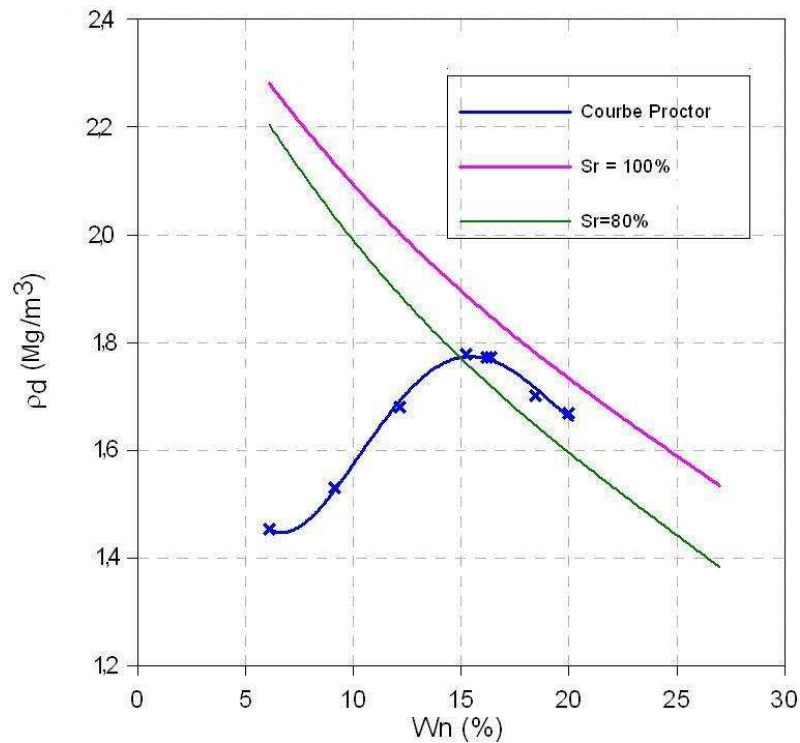


Figure II-26 -Courbe de compactage Proctor du sol reconstitué

II-2.4.2 Limites d'Atterberg

La détermination des limites d'Atterberg a été réalisée selon la Norme NF P 94-051. L'objectif de ces essais est d'obtenir des caractéristiques intrinsèques du sol reconstitué à savoir la limite de liquidité et la limite de plasticité, et de les comparer avec celles du limon Jossigny. Une comparaison entre le sol reconstitué C10Kao et les deux sols, kaolinite Speswhite et limon de Jossigny est donnée dans le Tableau II-3.

Tableau II-3 – Caractéristiques du limon artificiel C10Kao, du limon de Jossigny et de la Kaolinite Speswhite

	Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	Indice de plasticité <i>I_p</i>
Kaolinite Speswhite (Boussaid, 2005)	55	30	25
Limon Jossigny (Le Runigo, 2008)	37	18,7	18,3
Sol reconstitué C10Kao	27	16	11

Ce mélange C10Kao est classé dans les argiles peu plastiques (A_p), comme le limon de Jossigny (Figure II-27). L'argile kaolinite Speswhite est classée dans les argiles très plastiques (A_t).

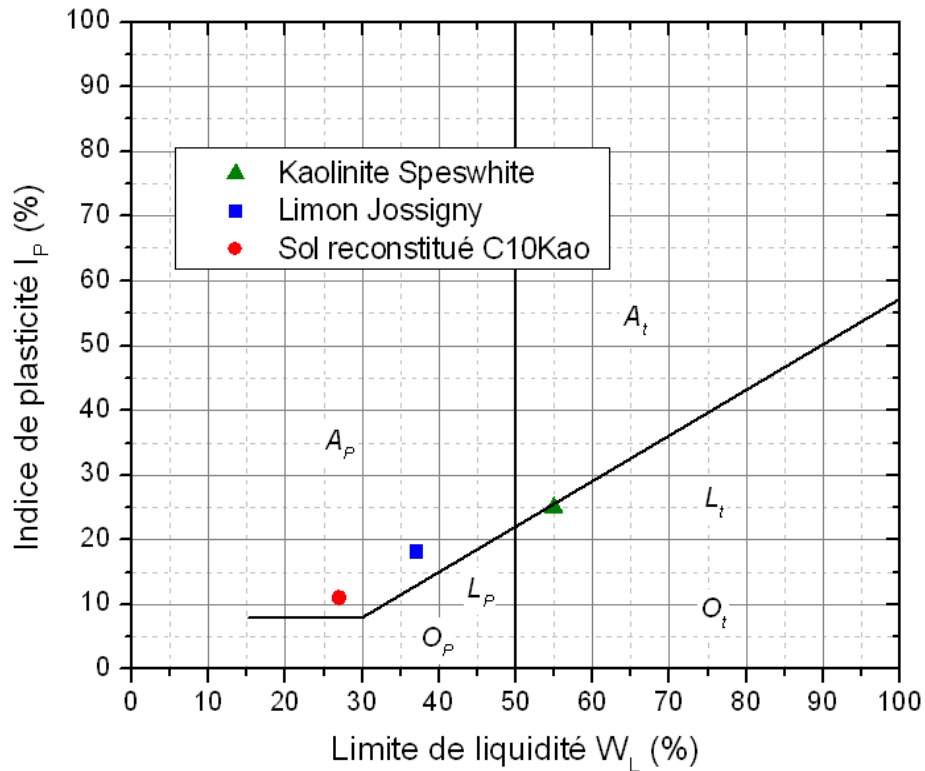


Figure II-27 - Diagramme de plasticité pour les sols étudiés

En se basant sur la courbe de compactage Proctor, on a choisi pour reconstituer le massif de sol, une valeur de masse volumique sèche intermédiaire de $1,6 \text{ Mg/m}^3$ ($90\% \rho_{d,max}$) et une teneur en eau massique de 16% , qui correspondent à une masse volumique humide de $1,85 \text{ Mg/m}^3$. Une synthèse des caractéristiques du sol reconstitué retenu est présentée dans le Tableau II-4.

Tableau II-4 - Caractéristiques du sol reconstitué C10Kao retenu

Proportion Kaolinite Speswhite/Millisil C10 (%)	Teneur en eau W_n (%)	Masse volumique sèche ρ_d (Mg/m^3)	Masse volumique humide ρ (Mg/m^3)	Degré de saturation S_r	Indice de vides e
30/70	16	1,60	1,85	0,65	0,66

II-2.4.3 Suivi de la teneur en eau du sol du massif

A la fin d'un essai, le sol est récupéré pour être réutilisé pour la reconstitution du massif suivant. Seule une faible quantité, la zone d'interface avec la colonne de soil-mix n'est pas réutilisable. Il est donc nécessaire de contrôler la teneur en eau du sol récupéré afin d'assurer une teneur en eau constante de 16 %. Les mesures de teneur en eau du sol du massif avant chaque essai sont reportées sur la Figure II-28. Considérant la grande quantité de sol à mettre en place, une variation de 0,3 % de teneur en eau entre les essais n'est pas considérée comme significative.

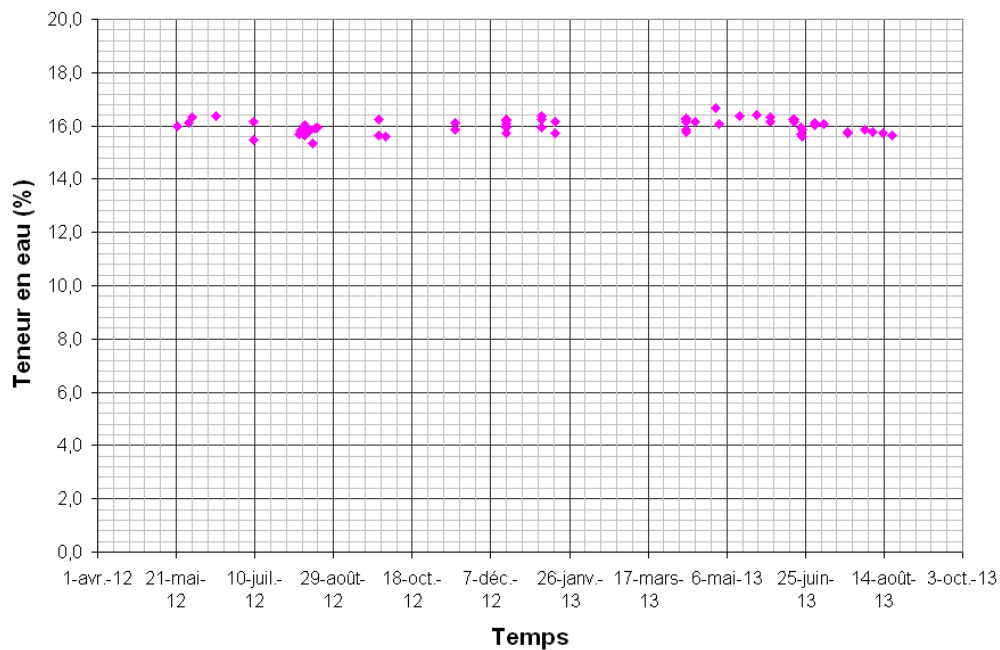


Figure II-28 – Variation de la teneur en eau du sol reconstitué au cours des essais

II-2.5 Etude du matériau soil-mix

Dans un premier temps, on a réalisé une étude préalable pour déterminer les caractéristiques intrinsèques du matériau soil-mix. Cette étude a eu pour objectif de valider la procédure de fabrication du matériau soil-mix en laboratoire, et de trouver une méthode pour réduire le temps de prise du matériau. En effet, le deuxième objectif est d'atteindre plus rapidement la résistance à 28 jours du mélange de référence ($W_n=57\%$, $C/E=0,3$), afin d'éviter l'immobilisation du dispositif et de pouvoir ainsi réaliser une étude paramétrique plus complète. On rappelle que ce mélange de référence est celui utilisé dans les travaux réalisés à l'IFSTTAR sur le matériau soil-mix dans le cadre de la thèse de Guimond-Barrett (2013). Dans cette partie, on abordera les constituants, la procédure de fabrication et la validation du matériau soil-mix.

II-2.5.1 Ciment CEM III du projet

La technique du renforcement des sols par colonnes en soil-mix consiste à réaliser des colonnes de sol traité par malaxage *in situ* avec un liant de type ciment. Dans le cadre du projet RUFEX, le ciment retenu est le CEM III/C 32,5 N CE PM-ES NF fabriqué par le Groupe Calcia. Ce ciment est plus particulièrement destiné aux travaux de Génie Civil au contact avec des eaux agressives (eau sulfatée, eau pure, eau de mer...). La fiche technique de ce matériau est donnée dans l'annexe N°1.

II-2.5.2 Protocole de fabrication du soil-mix en laboratoire

En laboratoire, on simplifie la procédure de fabrication du matériau soil-mix par rapport à la méthode de réalisation *in situ*. En effet, sur le chantier, le soil-mix est formé par mélange du sol en place avec le ciment incorporé sous faible pression. En laboratoire, reproduire une telle procédure aurait nécessité le développement d'un outil de forage, de malaxage et d'injection à une échelle réduite. Cette option n'a pas été retenue, car elle demandait des développements lourds et complexes. Donc, pour assurer une bonne représentativité, ainsi que la répétabilité de la procédure de fabrication d'une colonne en soil-mix, on a choisi de

couler le soil-mix prémélangé à l’extérieur dans le forage préalablement réalisé à la tarière. Il a donc été nécessaire d’établir un protocole de fabrication du matériau soil-mix en laboratoire.

La procédure de fabrication du soil-mix est la suivante :

- mélange à sec du sable broyé C10, de la kaolinite Speswhite et du ciment CEMIII dans un malaxeur de 5 litres pendant 15 minutes. La quantité de chaque matériau est calculée selon les différents cas d’étude (Figure II-29a).
- On ajoute progressivement l’eau nécessaire et on continue le malaxage pendant 10 minutes. Le matériau soil-mix, une fois prêt, se présente sous forme d’une pâte ayant une certaine fluidité (Figure II-29b).



(a)



(b)

Figure II-29 – Fabrication du soil-mix au laboratoire : (a) mélange à sec ; (b) mélange de la poudre avec l’eau

La quantité et la masse volumique du soil-mix à introduire dans le forage sont calculées en fonction de données *in situ* telles que la quantité de ciment par mètre cube de sol et le rapport massique ciment sur eau C/E . La fiche de calcul des différentes quantités est présentée dans l’annexe N°3.

Dans le cas du projet RUFEX, les données de référence du soil-mix correspondant à une quantité de ciment de 300 kg/m^3 et un rapport C/E de 0,30. On obtient ainsi une teneur en eau

initiale du mélange de 57 % (dénommé C300W57). Les caractéristiques mécaniques du soil-mix de référence, données par l’IFSTTAR, sont indiquées dans le Tableau II-5.

Tableau II-5 – Caractéristiques du mélange soil-mix de référence (Guimond-Barrett, 2013)

Teneur en eau W_n (%)	Ciment (kg/m³)	C/E	R_c à 7 jours (MPa)
57	300	0,3	2,0

II-2.5.3 Résistance à la compression simple des matériaux équivalents

L’objectif principal était de valider la procédure de fabrication du mélange soil-mix. Mais il fallait également réduire le temps de cure du mélange, afin d’éviter d’immobiliser les matériels lors des essais à 28 jours de prise du ciment. En effet, ce paramètre est l’un des plus importants dans le cas de notre étude.

Dans un premier temps, une série d’éprouvettes a été testée avec un produit accélérateur de durcissement X-SEED® 100 de BASF. Lors du mélange du soil-mix dans le malaxeur, une quantité du produit d’accélérateur de 4% (proportion massique par rapport à la quantité d’eau) est diluée dans l’eau de mélange.

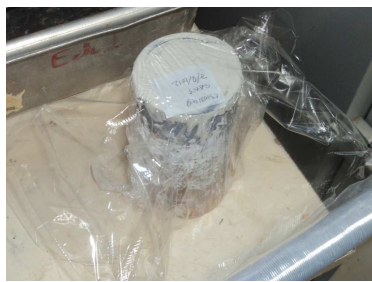
Ensuite, une campagne d’essais de compression simple a été réalisée sur des éprouvettes de 52 mm de diamètre et de 110 mm de hauteur afin de répondre à cet objectif. Les caractéristiques des formulations de soil-mix utilisées pour cette étude de résistance à la compression simple sont données dans le Tableau II-6. Le mélange C300W48 correspond à une quantité de ciment de 300 kg/m³, avec la teneur en eau massique de mélange étant de 48%.

Tableau II-6 - Caractéristiques des mélanges de soil-mix utilisés pour l’étude de R_c

	Teneur en eau de mélange (%)	Ciment (kg/m³)	C/E
Soil-mix C300W57 (référence)	57	300	0,30
Soil-mix C300W48	48	300	0,36

Soil-mix C300W40	40	300	0,43
------------------	----	-----	------

En ce qui concerne la procédure de fabrication des éprouvettes, le soil-mix est mélangé à trois teneurs en eau différentes. Pour cette étape, on utilise le malaxeur de 5 litres pour mélanger le soil-mix. Le mélange est coulé ensuite dans les moules en plexiglas. Les éprouvettes sont démoulées à différents temps de cure (3 jours, 7 jours, 14 jours et 28 jours). Avant de réaliser des essais en compression simple, les éprouvettes sont surfacées manuellement à l'aide d'une meuleuse. La Figure II-30 présente quelques vues des étapes de réalisation des éprouvettes pour les essais de compression simple.



(a)



(b)



(c)

Figure II-30 – Procédure de réalisation des éprouvettes pour les essais de compression simple

Les essais de compression simple ont été réalisés selon la Norme NF EN 13286-41 (juillet 2003). On a utilisé une presse classique 50 kN (Figure II-30c). En effet, ce dispositif muni de deux plateaux de charges en acier permet de soumettre une éprouvette (ici les éprouvettes cylindriques de soil-mix) à une compression jusqu'à la rupture. La partie supérieure comporte un capteur de force de 50 kN de capacité, relié par une rotule à la plaque supérieure. Ce capteur permet d'enregistrer la force exercée sur l'éprouvette jusqu'à la rupture. Enfin, on utilise un comparateur numérique pour enregistrer le déplacement du plateau inférieur qui est converti en déformation axiale de l'éprouvette. La gamme de mesure du comparateur est de ± 15 mm.

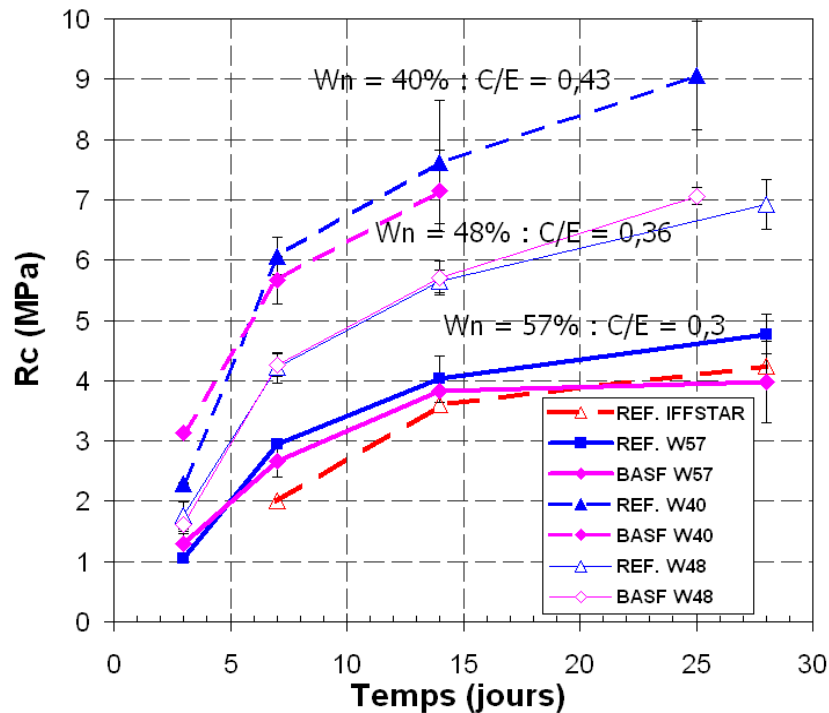


Figure II-31 – Résistance à la compression simple du soil-mix

A partir du programme d'essais de compression simple sur le mélange soil-mix, on a obtenu les résultats synthétisés sur la Figure II-31. On peut observer qu'en diminuant la quantité d'eau du mélange, on augmente à la fois la résistance du mélange à un temps donné et le taux d'accroissement de la résistance en fonction du temps. Par contre, l'utilisation de produits de type accélérateur de prise (BASF) ne permet pas un gain significatif au niveau de la résistance à long terme (28 jours). En effet, on observe un faible gain de résistance lors des essais à 3 jours de prise, ce qui correspond bien avec les données des fournisseurs : « gain de résistance lors des premières heures de prise ». Par contre, si l'on diminue la quantité d'eau dans le mélange, on obtient la résistance mécanique du matériau de référence plus rapidement quel que soit le temps. Par exemple, en utilisant un soil-mix à 48% d'eau, à 3 jours de prise on obtient un soil-mix ayant une résistance à la compression simple du mélange à 57 % d'eau à 7 jours. Egalement, en utilisant un soil-mix à 48% d'eau, à 7 jours de prise on obtient un soil-mix ayant une résistance à la compression simple du mélange à 57 % d'eau à 28 jours.

La solution retenue consiste donc à réduire la teneur en eau du mélange de 57 % à 48 %, avec un C/E de 0,36, afin d'atteindre la résistance à 28 jours du mélange de référence en 7 jours (Figure II-32). Cette équivalence est basée sur le fait que les deux matériaux ont des

résistances en compression simple quasi identiques. On a volontairement exclu la solution de 40 % de teneur en eau pour cause de la faible fluidité du mélange lors la manipulation.

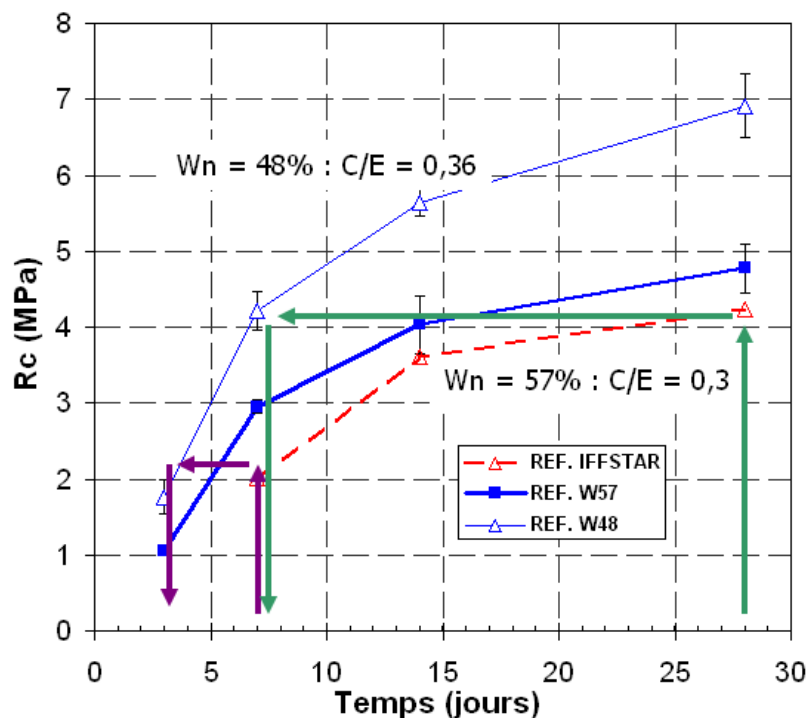


Figure II-32 - Méthode du choix des mélanges à résistances équivalentes

Concernant l'influence du mode opératoire pour la fabrication des éprouvettes de soil-mix, au laboratoire, on a également réalisé des éprouvettes de soil-mix directement dans une mini-cellule de 30 cm de diamètre, l'objectif étant de comparer les résistances des colonnes réalisées dans un massif à celles obtenues pour les éprouvettes préparées dans les moules en plexiglas. Pour la réalisation du massif, on compacte le limon modèle reconstitué dans une cellule de 30 cm de hauteur et 30 cm de diamètre en 2 couches. La masse volumique sèche du sol du massif est de $1,6 \text{ Mg/m}^3$ et la teneur en eau de 16 %. On fait quatre forages de 60 mm de diamètre à l'aide d'une mini tarière. Ensuite, on coule le soil-mix de référence C300W57 dans les quatre forages. Les éprouvettes sont récupérées à 3 jours pour les essais à la compression simple. La Figure II-33 présente quelques vues des différentes étapes de la procédure.



Figure II-33 - Procédure de réalisation des éprouvettes de soil-mix de 60 mm de diamètre dans un massif de sol de 30 cm de diamètre

La Figure II-34 compare les résultats obtenus avec les deux modes de préparation. On peut voir qu'il n'existe pas de différences significatives. Ceci montre que les résistances obtenues dans les tubes sont équivalentes à celles que l'on obtient dans un massif de sol reconstitué.

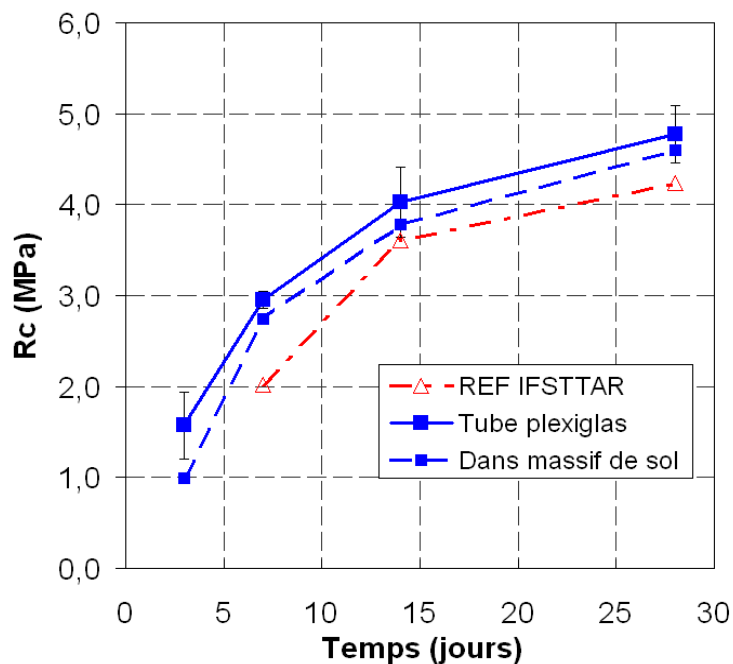


Figure II-34 - Comparaison des résistances à la compression simple des tronçons de colonne réalisés dans les moules en plexiglas et dans un massif

Les caractéristiques en terme de résistance en compression simple des deux mélanges C300W48 et C300W57 sont récapitulées dans le Tableau II-7.

Tableau II-7 - Résistances à la compression simple des matériaux soil-mix : référence (C300W57) et équivalent (C300W48)

Soil-mix	C300W48 (C/E = 0,36)	C300W57 (référence) (C/E = 0,3)
Résistance en compression	3 jours de prise $R_c = 1,6$ MPa	7 jours de prise $R_c = 2$ MPa
Résistance en compression	7 jours $R_c = 4,2$ MPa	28 jours de prise $R_c = 4,2$ MPa

II-2.5.4 Essais mécaniques de validation du matériau équivalent

En vue de valider définitivement l’équivalence mécanique entre le mélange à 48 % d’eau (soil-mix C300W48) par rapport au mélange de référence à 57 % d’eau (soil-mix C300W57), deux essais préliminaires ont été réalisés dans le dispositif expérimental, pour une configuration simplifiée (cf. ci-après). Ceci doit permettre de s’assurer que l’on a bien un comportement équivalent à l’interface.

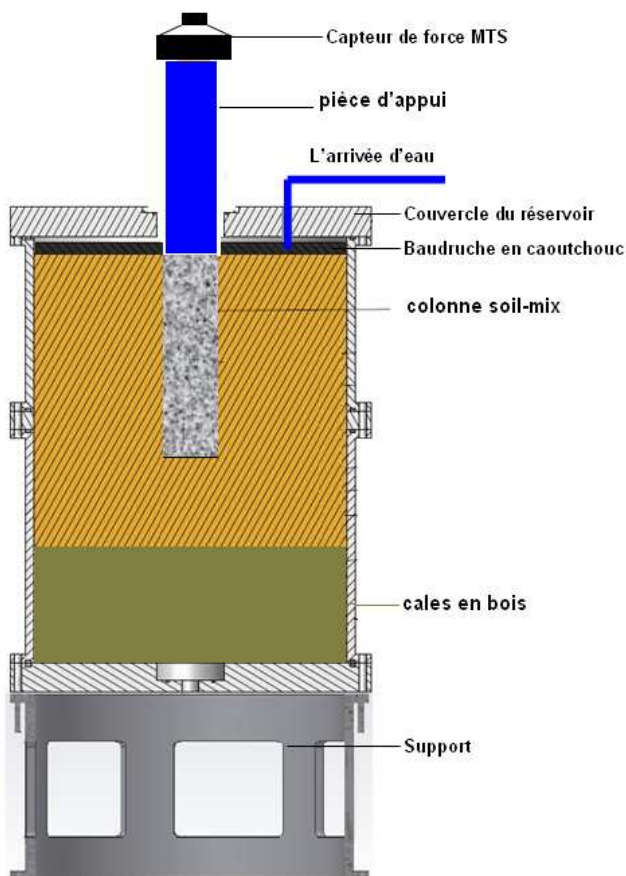


Figure II-35 - Schéma de la configuration utilisée pour les essais préliminaires

Dans la cellule d’essai, on reconstitue un massif de 50 cm de hauteur, au centre duquel on réalise une colonne en soil-mix de diamètre 8 cm et de hauteur 32 cm (Figure II-35). Trois niveaux de contrainte verticale ont été appliqués à l’aide de la boudruche. La procédure de mise en place dans ces essais préliminaires est la suivante (Figure II-36) :

- assemblage des deux modules de la cellule ;

- mise en place au fond de 20 cm de cales en bois ;
- mise en place du massif de sol sur une hauteur de 50 cm par compactage de couches successives de 10 cm à l’aide d’une dame manuelle ;
- mise en place de la boudruche et fermeture de la cellule ;
- réalisation du trou au centre du massif sur une profondeur de 32 cm ;
- fabrication du soil-mix ;
- coulage du soil mix dans le trou ;
- chargement de la colonne à l’aide d’une rallonge.



Figure II-36 – Procédure de mise en œuvre de l’essai préliminaire

Le programme de chargement réalisé pour les deux massifs est présenté dans le Tableau II-8. Le programme de chargement comprend 15 séquences successives à force contrôlée, d’abord

en monotone puis en cyclique. Le choix de ce type de chargement permet de contrôler les efforts appliqués et ainsi de se positionner assez loin de la rupture afin de se placer dans des conditions où le matériau soil-mix et l'interface colonne-sol ne sont pas trop affectés par les chargements antérieurs.

Tableau II-8 - Programme de chargement pour les essais de validation du matériau

Séquences	σ_v (kPa)	Type de chargement	Niveau force (N)	Vitesse	Remarque
1	50	monotone-force contrôlée	4000/6000	100N/min	30 000 cycles/palier
2	100		4000/6000	100N/min	
3	200		4000/8000	100N/min	
4	50	cyclique-force contrôlée	1000-2000	f=5 Hz	
5			1000-3000		
6			2000-3000		
7			2000-5000		
8	100	cyclique-force contrôlée	1000-2000	f=5 Hz	
9			1000-3000		
10			2000-3000		
11			2000-5000		
12	200	cyclique-force contrôlée	1000-2000	f=5 Hz	
13			1000-3000		
14			2000-3000		
15			2000-5000		

Les Figure II-37 et Figure II-38 comparent les résultats obtenus. On peut voir à la fois sous chargement monotone (Figure II-37) et cyclique (Figure II-38) qu'on obtient des différences relativement faibles entre les deux mélanges soil-mix C300W57 chargé à 28 jours et C300W48 chargé à 7 jours. Ceci valide l'équivalence des mélanges soil-mix à 48% (7 jours) et 57% (28 jours).

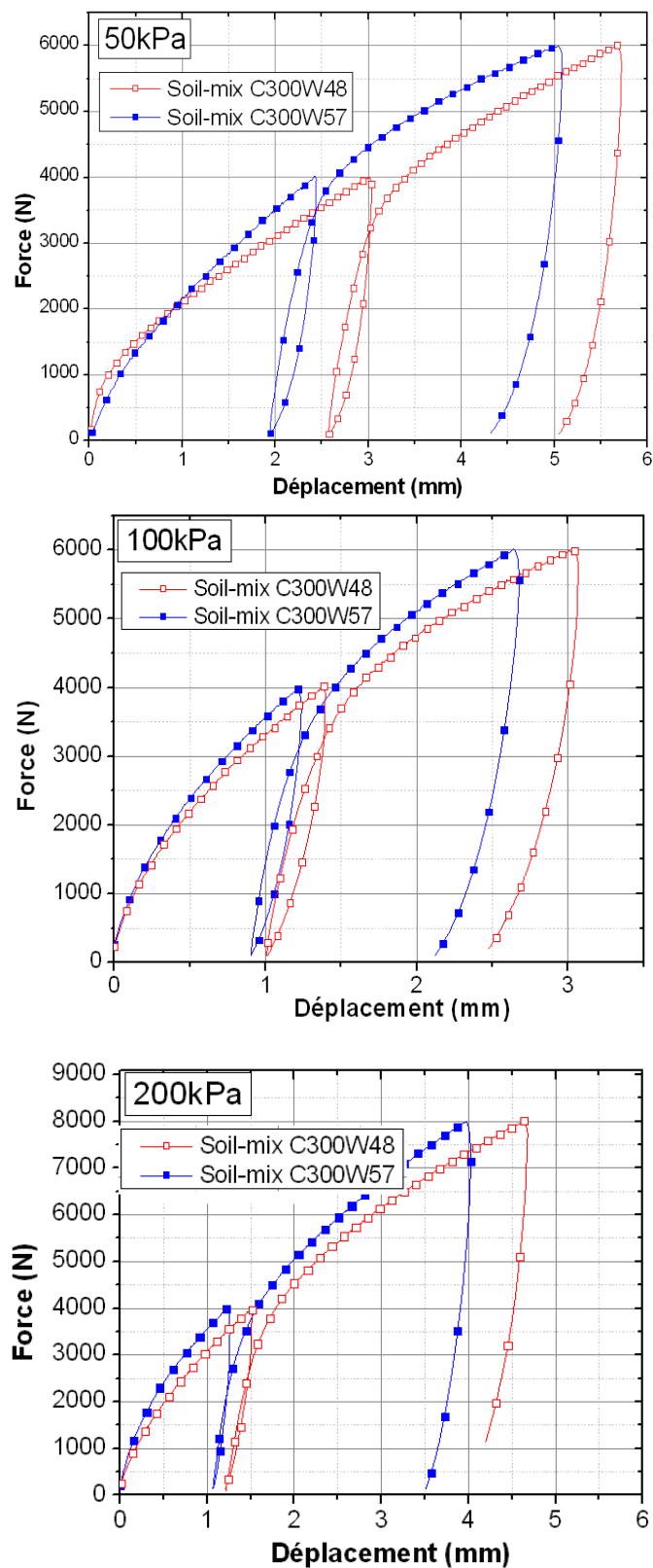


Figure II-37 - Séquences de chargement monotone pour les trois niveaux de contrainte verticale

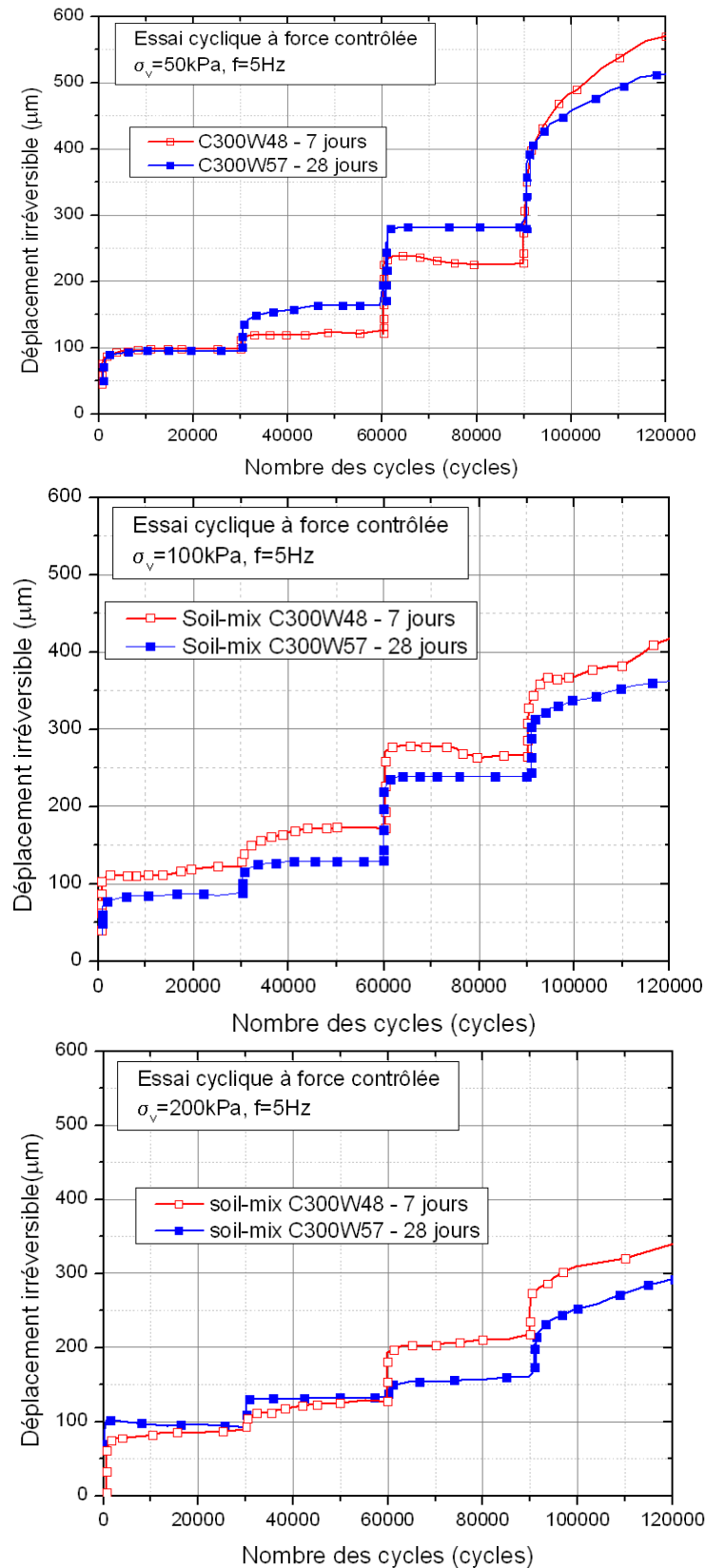


Figure II-38 – Accumulation des déplacements irréversibles au cours des chargements cycliques pour trois niveaux de contrainte verticale

II-3. PROCEDURE D'ESSAI POUR L'ETUDE DU FROTTEMENT LOCAL

Dans cette partie, on va décrire en détail la procédure d'essai développée pour l'étude du frottement local, en partant de l'étape de préparation du massif de sol jusqu'à l'étape de démontage du modèle expérimental.

La procédure globale de mise en œuvre d'une colonne en soil-mix instrumentée dans la cuve d'essai comporte les opérations successives suivantes :

- Réalisation du massif de sol environnant ;
- Forage du trou ;
- Fabrication du mélange de soil-mix ;
- Réalisation de la colonne de soil-mix instrumentée ;
- Mise en place de la cellule expérimentale sous le dispositif de chargement ;
- Réalisation des chargements ;
- Démontage de l'essai.

II-3.1 Réalisation du massif de sol

La première phase de la mise en œuvre consiste à réaliser un massif de sol reconstitué dans la cuve d'essai métallique. Elle comporte les étapes suivantes (Figure II-39):

- On prépare le module inférieur de 40 cm de hauteur posé sur le support, on graisse la paroi latérale afin de la lubrifier et on place une membrane pour limiter les frottements parasites au bord.
- On prépare les quantités de sol nécessaires pour atteindre la masse volumique sèche choisie de $1,6 \text{ Mg/m}^3$ et on compacte par couche de 10 cm de hauteur dans la cuve d'essai à l'aide d'une dame métallique.
- A la 4^e couche, on ajoute l'entretoise et le 2^e module supérieur de 30 cm de hauteur. On met également de la graisse et une membrane sur la paroi pour diminuer les frottements.

- On poursuit la mise en place des trois couches restantes selon la même procédure que celle utilisée pour le premier module. Avant de compacter la dernière couche, on met en place une rehausse de 10 cm de hauteur.
- On enlève la rehausse ;
- On met en place la boudruche remplie au préalable d’eau ;
- On met en place le couvercle ;
- On finit par la fixation des tirants.

Les caractéristiques du sol reconstitué mis en place ainsi que la quantité de sol compacté par couche sont données dans le Tableau II-9.

Tableau II-9 - Caractéristiques du sol reconstitué

Masse volumique sèche (Mg/m^3)	1,60
Masse volumique humide (Mg/m^3)	1,86
Teneur en eau initiale (%)	16%
Hauteur du massif	70 cm
Diamètre du massif	55 cm
Nombre de couches	7
Masse de sol humide par couche	44,1 kg
Méthode de compactage	Manuel avec une dame métallique



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figure II-39 – Les étapes de réalisation du massif de sol environnant

II-3.2 Forage du trou pour la réalisation du tronçon de colonne de soil-mix

Une fois le massif de sol environnant reconstitué, on réalise les étapes de forage en suivant la procédure suivante (Figure II-40) :

- On met en place le trépied de guidage sur le couvercle, puis la traverse du système de guidage est vissée sur le trépied.

- On met en place l’anneau de guidage au niveau du trou du couvercle supérieur de la cellule
- La tarière avec son tube de guidage est introduite dans la traverse par le haut jusqu’à l’anneau.
- On réalise le forage sur une profondeur de 60 cm (colonne de soil-mix avec les différentes pièces). Cette étape nécessite de sortir la tarière à l’extérieur du trou pour enlever le sol. Un tel forage nécessite de 4 à 5 descente-remontée de la tarière.
- Une fois le forage terminé, le système de guidage est enlevé pour préparer l’étape de coulage. Le fond du trou est laissé naturellement sous forme conique.

II-3.3 Fabrication du mélange soil-mix

Dans cette étape, on prépare le soil-mix selon le protocole de mélange prédéfini dans le paragraphe précédent (cf. II-2.5.2). On rappelle les caractéristiques du soil-mix C300W48 dans le Tableau II-10. Les quantités des matériaux de base pour ce cas d’étude sont données en détail dans l’annexe N°3.

Tableau II-10 - Soil-mix C300W48 utilisé dans le cas de l’étude du frottement local

Teneur en eau (%)	Ciment (kg/m³)	C/E	Masse volumique humide ρ (Mg/m³)	R_c à 3 jours (MPa)	R_c à 7 jours (MPa)
48	300	0,36	2,5	1,6	4,2

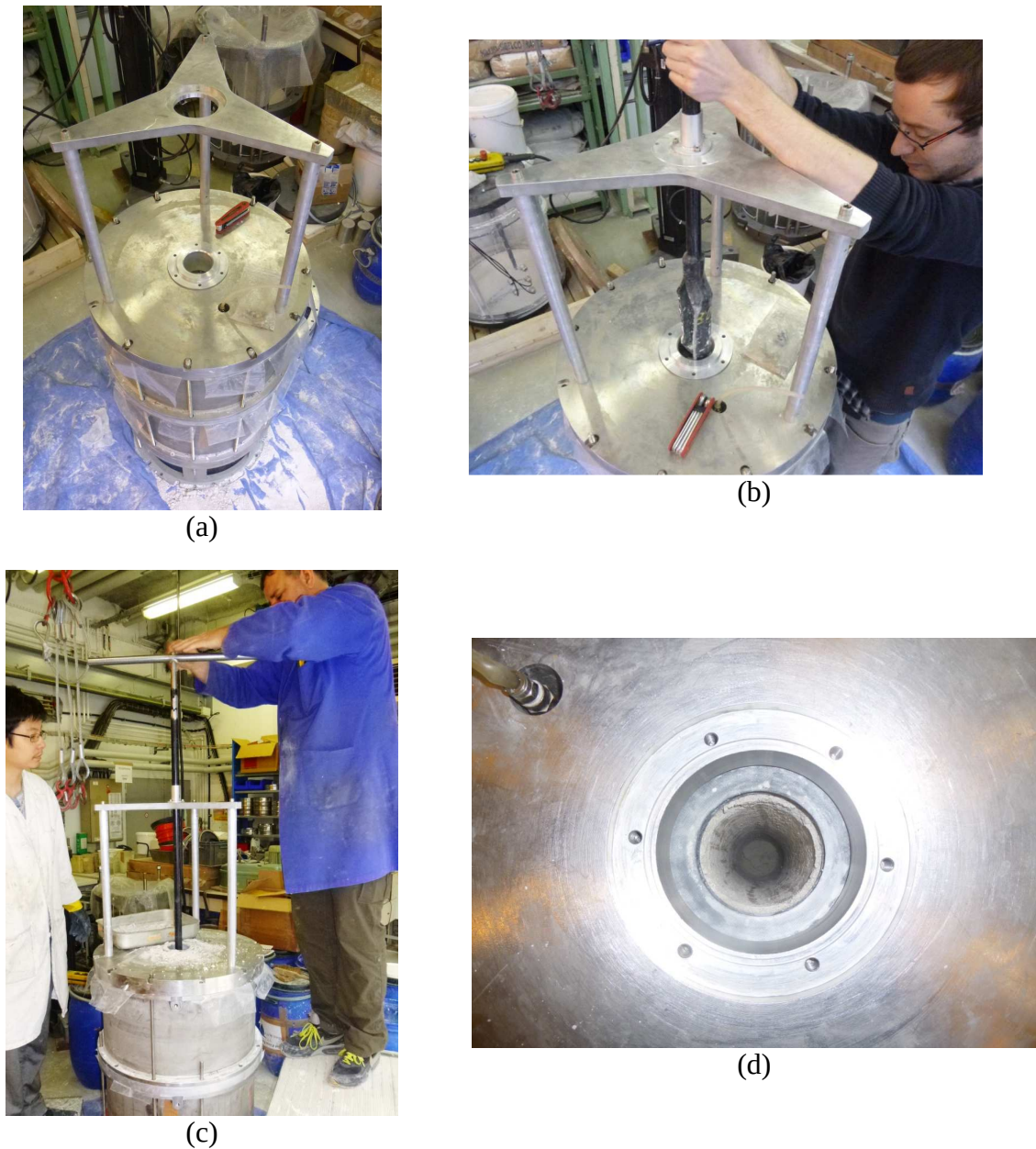


Figure II-40 – Etapes de réalisation du forage : (a) et (b) vues de la cellule avec le système de guidage ; (c) réalisation du forage ; (d) vue du forage terminé.

II-3.4 Assemblage des différentes parties pour la mise en œuvre d'une colonne de soil-mix

Après avoir réalisé le trou de forage, on prépare les parties instrumentées du modèle avant de les introduire dans le forage.

Assemblage de la partie basse

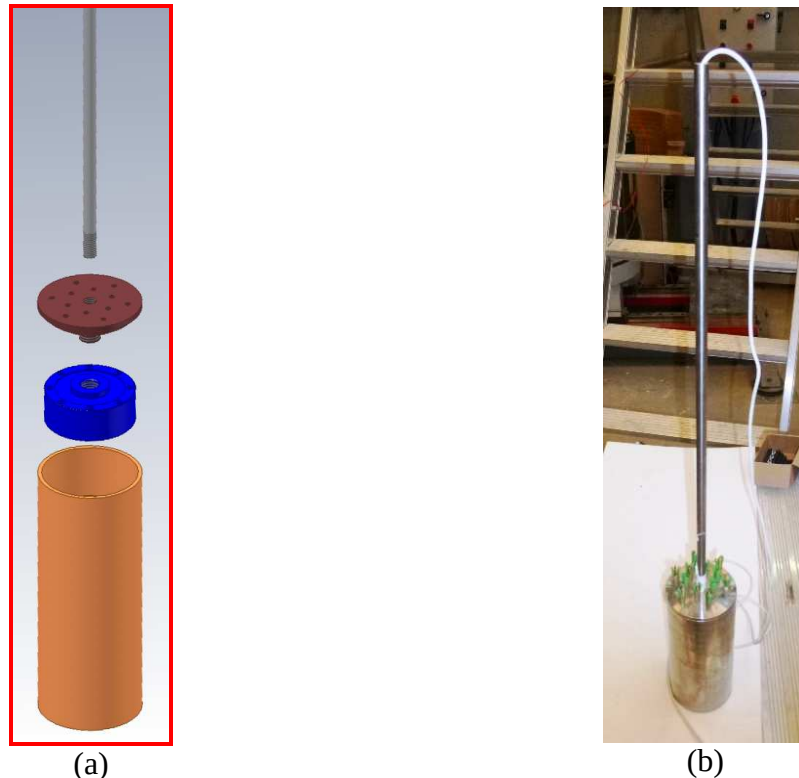


Figure II-41 – Assemblage de la partie basse de la colonne instrumentée : (a) schéma d’assemblage des pièces ; (b) partie basse assemblée

La partie inférieure se compose d’un sabot cylindrique biseauté, d’un capteur de force inférieur, d’une plaque d’appui, de vis d’ancrage, de chevilles d’ancrage et d’un tube central (Figure II-41). Comme présenté dans le chapitre précédent, le système d’ancrage (vis + chevilles) permet de rendre solidaire le tronçon de soil-mix avec la partie supérieure et la partie inférieure du module.

Les étapes pour assembler cette partie sont les suivantes (Figure II-42) :

- Mise en place des ancrages (vis + chevilles) sur la plaque d’appui.
- Le tube central est vissé sur la plaque d’appui inférieur.
- On solidarise le capteur de force bas avec le sabot inférieur à l’aide de 8 vis. Puis on fait passer le câble du capteur à l’intérieur du tube central.
- On vise le capteur de force sur la plaque d’appui. Au préalable, on vient mettre un cordon de silicone d’étanchéité entre la plaque d’appui et le sabot.



Figure II-42 – Vues des différentes étapes d'assemblage de la partie basse

Un schéma du principe de fonctionnement en pointe du sabot inférieur est présenté sur la Figure II-43. Conformément à la forme de la pointe de la tarière, le fond du trou est de forme conique. Cette forme conique contribue à la diminution de la force en pointe.

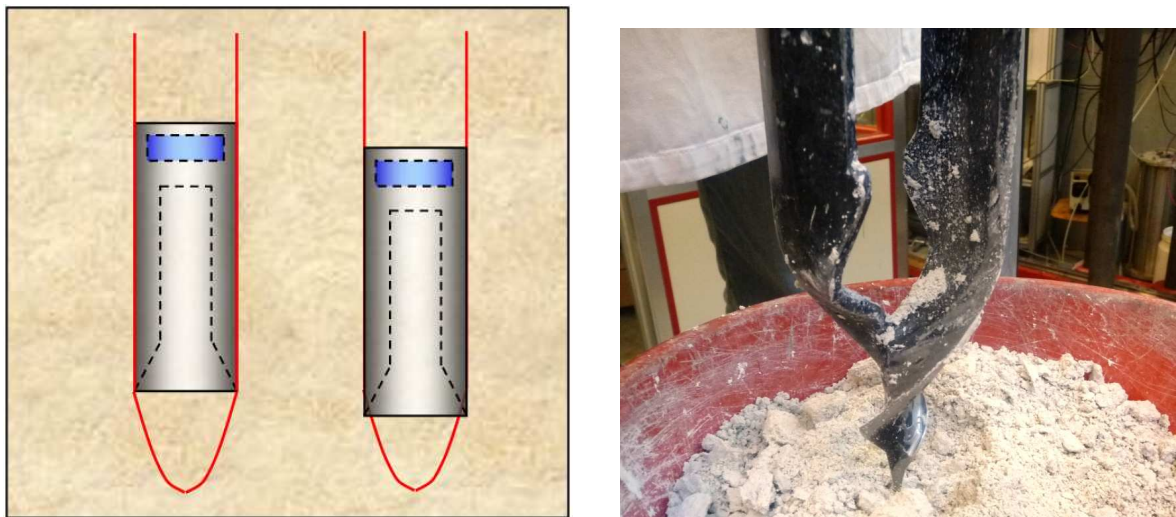


Figure II-43 – (a) Enfoncement du sabot inférieur dans le sol ; (b) forme de la pointe de la tarière

Préparation de la partie supérieure

La partie haute de la colonne instrumentée se compose d'un guidage cylindrique creux, du capteur de force haut, de la plaque d'appui supérieure, des vis d'ancrage, des chevilles d'ancrage, et d'une pièce d'adaptation pour l'application de chargement. L'assemblage de la partie supérieure comporte les étapes suivantes :

- On fixe le capteur de force supérieur au cylindre d'appui supérieur à l'aide de huit vis ;

- La plaque d’appui supérieure est vissée avec des chevilles d’ancrage ;
- On visse la plaque d’appui sur le capteur de force. Comme pour le sabot, on met au préalable un cordon de silicone d’étanchéité.



Figure II-44 – Préparation de la partie haute de la colonne instrumentée

Pompe pour la mise en place du soil-mix

Une des difficultés de la phase de mise en place du soil-mix est l’introduction d’une pâte assez consistante de façon homogène dans un trou de 8 cm de diamètre, de 40 cm de profondeur présentant un tube central de 10 mm de diamètre. On a donc développé une pompe permettant de mettre en place le soil-mix de la façon la plus homogène possible sur toute la hauteur du forage. Il s’agit d’une grosse seringue de diamètre 80 mm (Figure II-45). La procédure de mise en place consiste à remplir la seringue avec le mélange de soil-mix, puis de placer son tube de sortie au fond du trou et de pousser le mélange tout en remontant le tube plongeur.

Pour contrôler la masse volumique du soil-mix coulé, on pèse la quantité du soil-mix mis en place dans le trou, pour cela, on note la masse de la pompe remplie du soil-mix avant et après le coulage. Cette masse de soil-mix coulée permet de calculer la masse volumique réelle de la colonne coulée. On obtient une valeur moyenne d’environ $2,01 \text{ Mg/m}^3$.



Figure II-45 - La pompe fabriquée pour la mise en place du soil-mix

Finalement, les étapes pour la réalisation d’une colonne en soil-mix sont donc les suivantes (Figure II-46) :

- Assemblage des parties basse (sabot) et haute (guidage) à l’extérieur, mise en place ensuite du sabot inférieur dans le forage, contrôle de la profondeur réelle du trou ;
- Coulage du soil-mix à l’aide d’une pompe manuelle, puis nettoyage du tube central ;
- Mise en place de l’anneau de guidage de chargement dans le trou du couvercle ;
- Passage du câble du capteur inférieur dans le trou central de la pièce de guidage supérieure ;
- Descente de la pièce de guidage supérieure dans le trou, le guidage se fait à la fois sur l’anneau de guidage et sur le tube central ;
- On place les câbles des capteurs dans la fente, prévue à cet effet, dans la pièce de guidage supérieure, puis l’embout supérieur est fixé sur le cylindre d’appui par des vis.

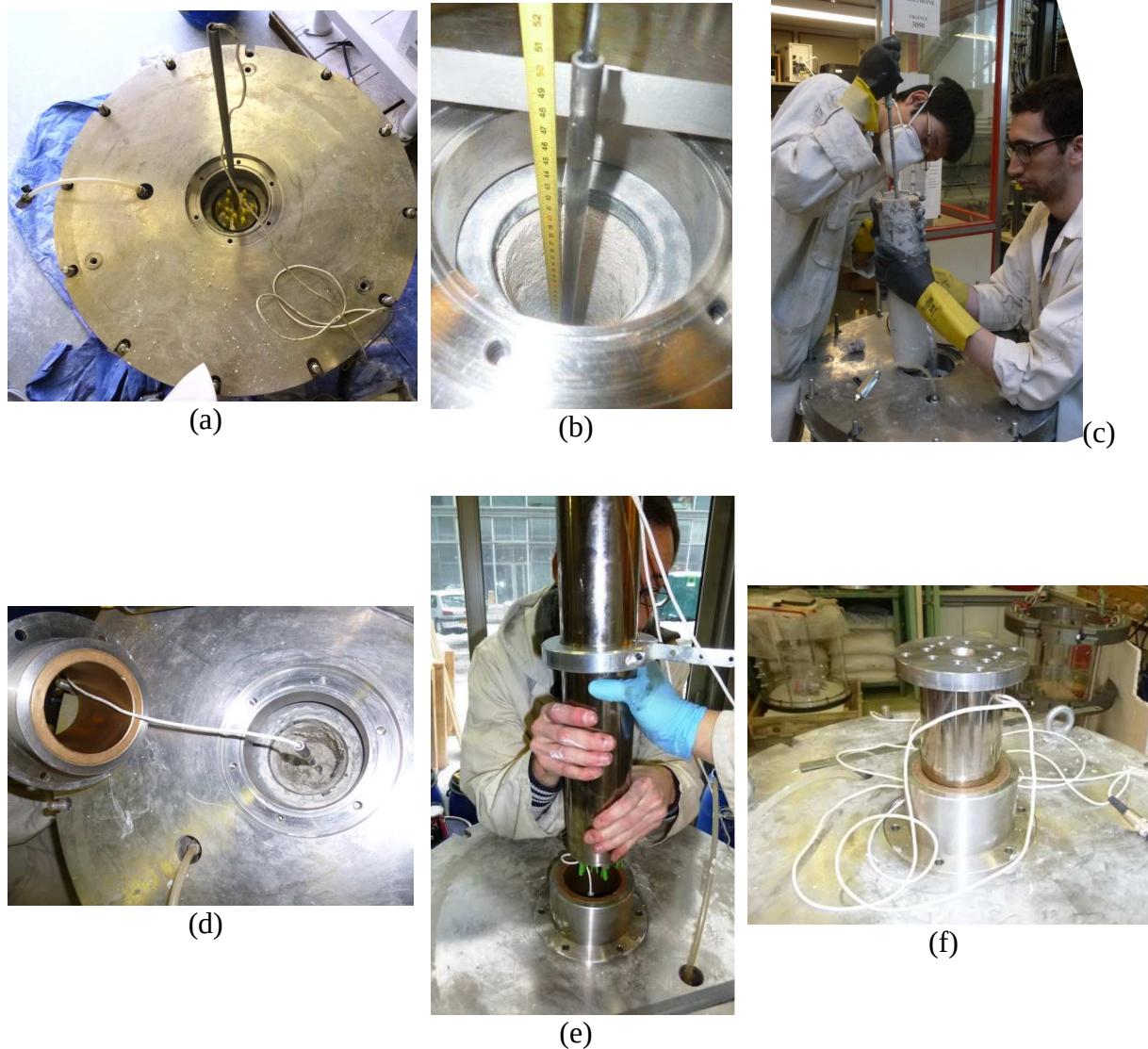


Figure II-46 – Les étapes de la réalisation d’une colonne de soil-mix instrumentée : (a) mise en place du sabot inférieur ; (b) contrôle de la profondeur du trou ; (c) coulage du soil-mix ; (d) mise en place de l’anneau de guidage ; (e) mise en place du guidage supérieur ; (f) mise en place de l’embout de chargement

II-3.5 Mise en place de la cellule sous le dispositif de chargement

L’étape suivante de la procédure consiste à déplacer l’ensemble du modèle physique sous le dispositif de chargement. La cellule est d’abord transportée sur l’embase du piston de la chambre d’étalonnage à l’aide du pont roulant. Puis on translate l’ensemble sous le servovérin de chargement. Une fois l’ensemble du dispositif placé sous le servovérin, on

vient solidariser la tige du servovérin à la plaque d’adaptation par l’intermédiaire de quatre vis (cf. II-1.4.1).

On peut alors connecter les deux câbles des deux capteurs de force avec leur conditionneur-afficheur.

La dernière étape avant le chargement consiste à appliquer la contrainte de confinement verticale en augmentant la pression d’eau dans la boudruche. L’application de la contrainte verticale est faite à l’aide d’une cellule air-eau. Les valeurs de la contrainte verticale sont 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa.



Figure II-47 – Vues de l’ensemble du dispositif expérimental : (a) mise en place sur le socle support, mobile en translation et rotation ; (b) ajustement du dispositif sous le servovérin.

II-3.6 Procédure de démontage de l’essai

Le dispositif d’essai été conçu de manière à être facilement monté et démonté. Les étapes de la phase de démontage sont les suivantes (Figure II-48):

- On commence par déconnecter les câbles des deux capteurs de force de leurs afficheurs. On désolidarise ensuite les pièces d’adaptation avec le servovérin et l’on repousse l’ensemble sur les rails à l’extérieur de l’emprise du bâti de chargement.
- On baisse la contrainte verticale appliquée sur le massif.
- On déplace l’ensemble du dispositif du piston de la chambre d’étalonnage qu’on vient placer sur une palette.
- On retire les tirants, on enlève le couvercle de la cellule et la boudruche.
- A l’aide du pont roulant, on soulève l’enceinte supérieure qui glisse le long du massif grâce au système de membrane graissée.
- On commence à retirer le sol progressivement.
- On récupère l’ensemble de la colonne avec les pièces supérieure et inférieure.
- On dévisse le guidage supérieur et le sabot inférieur. Il ne reste plus que la colonne de soil-mix avec ses deux plaques d’appui.
- On désolidarise les deux plaques d’appui en laissant les chevilles dans le soil-mix durci.



Figure II-48 – Les différentes étapes de démontage du modèle physique

CONCLUSION PARTIELLE

Dans ce chapitre, on a présenté les outils expérimentaux développés pour la mise en œuvre de notre modèle physique dans le cadre du projet RUFEX en tenant compte des spécificités de ce projet.

En premier lieu, on a fait une présentation de l’ensemble des pièces mécaniques qui constituent le tronçon de colonne en soil-mix instrumenté ainsi que le système de chargement.

- Deux capteurs de force de 20 kN avec des pièces de garde ont été fabriqués.
- Le système de forage a été conçu pour réaliser le trou de la colonne.
- Un système des pièces métallique qui permet de positionner et charger le tronçon de sol mix qui se loge au centre d’un massif de sol reconstitué ;
- En ce qui concerne l’acquisition des données et de pilotage de chargement, on se base sur les logiciels déjà développés au laboratoire. Un programme d’acquisition dans Labview permet d’enregistrer 120 cycles de chargement initial, ensuite, l’acquisition des cycles en fonction du temps à l’échelle logarithmique.

La conception du modèle d’une colonne de soil-mix et le massif de sol reconstitué est une partie importante dans le développement expérimental adapté au projet. Elle présente une démarche innovante dans les activités du laboratoire.

Dans la deuxième partie du chapitre, on a présenté les matériaux utilisés pour le modèle physique, un sol de limon reconstitué a été mis en œuvre pour remplacer une procédure de préparation compliqué des sols naturels ; la création de ce nouveau matériau ainsi que la procédure de mise en œuvre d’un massif de sol reconstitué qui est représentatif et apporte une bonne répétabilité au niveau des expérimentations en laboratoire. Le soil-mix utilisé est un mélange de sol reconstitué avec du ciment CEM III du projet à 48 % d’eau. On a réduit la teneur en eau de mélange du soil-mix par rapport au soil-mix référence défini par l’IFSTTAR (48 % au lieu de 57 % d’eau). Cette démarche a pour objectif d’avoir la résistance

équivalente en compression simple plutôt, qui permet de réduire le temps d’immobilisation des matériels. Une étude des propriétés mécaniques du matériau soil-mix a été faite pour valider le comportement du matériau soil-mix équivalent.

En troisième lieu, on a présenté en détail les étapes de montage ainsi que de démontage du modèle physique avec l’ensemble des pièces annexées pour le cas d’étude du frottement latéral. Un protocole de réalisation de la colonne soil-mix au centre de son massif de sol environnant a été défini en détail. La cuve d’essai et la colonne instrumentée ont été conçus de manière à être facile à monter et démonter. Toutes les pièces métalliques sont récupérables à la fin des essais, bien qu’elles aient été en contact avec le soil-mix.

CHAPITRE III - ETUDE DU FROTTEMENT LOCAL

L'objectif de cette étude est de mieux comprendre le comportement de l'interface entre une colonne de «soil-mix» et le sol environnant sous chargement monotone et cyclique. On a donc réalisé une étude paramétrique sous chargements monotones et cycliques, à déplacement contrôlé, afin d'atteindre cet objectif. On rappelle que les sollicitations à déplacement contrôlé sont utilisées pour étudier la dégradation du frottement latéral sous chargement cyclique (Tali, 2011). On présentera, dans un premier temps, deux essais typiques, et on détaillera le comportement observé lors des trois phases de chargement : monotone initial, cyclique et monotone final.

Ensuite, on présentera un ensemble d'essais préliminaires concernant l'influence de la fréquence, du temps de prise du ciment et du mode d'application de la contrainte initiale sur le massif de sol.

Finalement, on présentera l'influence des paramètres d'étude à savoir l'amplitude de la sollicitation cyclique et la contrainte de consolidation.

III-1. CONFIGURATION DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL

On rappelle ici brièvement la configuration de l'essai, on pourra se reporter au chapitre II pour plus de détails. Le modèle physique à un diamètre de 55 cm et une hauteur de 70 cm, la colonne en «soil-mix», réalisée au centre, a un diamètre de 8 cm et une longueur utile de 20 cm. Elle est instrumentée d'un capteur de force en tête et en pointe. Une boudruche en caoutchouc permet d'appliquer la contrainte verticale sur la surface du massif.

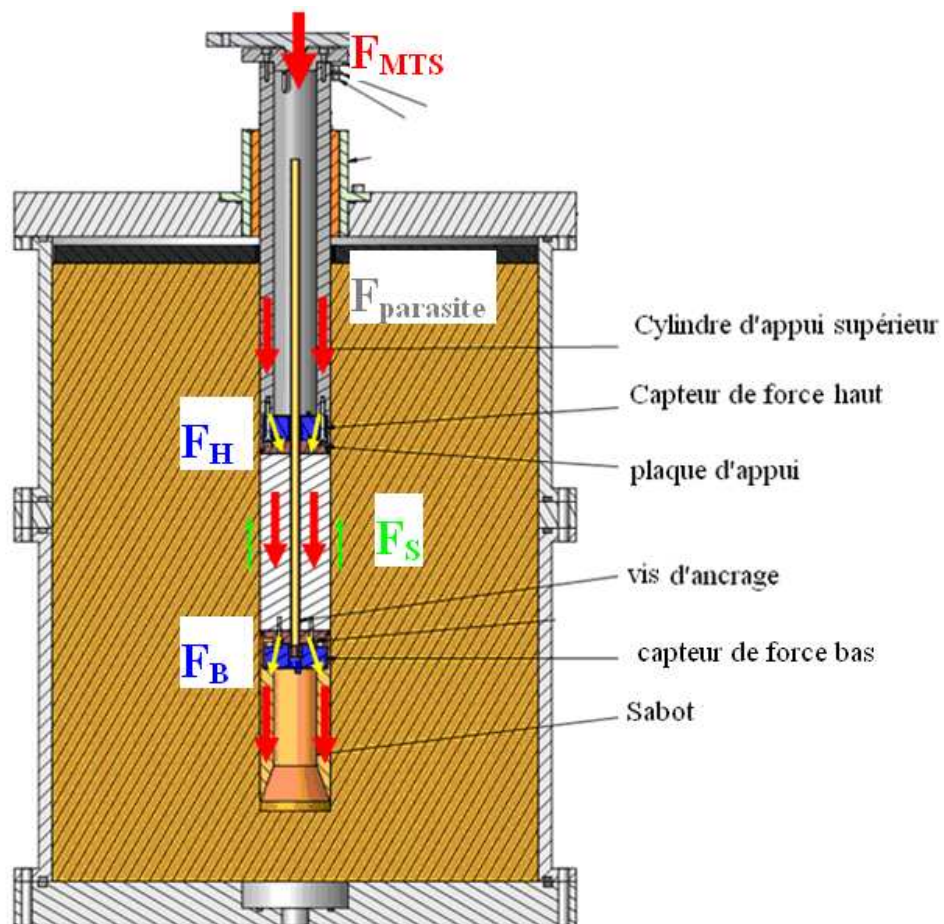


Figure III-1 - Schéma d'ensemble du dispositif d'essai pour l'étude du frottement local

Les relations existantes entre les paramètres définis sur la Figure III-1 sont donnés ci-dessous :

$$F_{MTS} = F_{parasite} + F_S + F_B$$

$$F_{MTS} = F_{parasite} + F_H$$

$$F_H = F_B + F_S$$

F_{MTS} : Force appliquée par le vérin du système MTS

$F_{parasite}$: Force de frottement parasite du contact entre le cylindre d'appui supérieur et le sol environnant + l'anneau de guidage de chargement

F_H : Force du capteur de force haut

F_B : force du capteur de force bas

F_S : Force de frottement latéral

Le sol environnant utilisé dans cette étude, comme présenté dans le chapitre précédent, est un mélange de kaolinite Speswhite et de sable broyé C10 que l'on nomme C10Kao. Le «soil-mix» utilisé est un mélange de sol à une teneur en eau de 48 % avec une proportion de ciment de 300 kg/m³ (C300W48). On rappelle que ce mélange à 7 jours de prise est équivalent au «soil-mix» de référence (C300W57) à 28 jours de prise.

III-2. RESULTATS TYPIQUES

On présente dans cette partie deux résultats typiques (monotone et cyclique) sur l'étude de la mobilisation du frottement latéral le long d'un tronçon de «soil-mix». De plus, on s'attachera à comparer nos valeurs de frottement latéral obtenues avec celles issues de la littérature (essais *in situ* INNOTRACK, 2009 et Fascicule 62 titre V).

Comme on l'a fait remarquer dans l'introduction, un programme d'essais préliminaires a été réalisé, et les paramètres étudiés sont principalement le type de chargement (monotone et cyclique), la fréquence de sollicitation (en cyclique) et le mode d'application de la contrainte verticale sur le massif. Le Tableau III-1 présente les 10 massifs correspondant à ce programme.

Tableau III-1 - Programmes des essais préliminaires réalisés

Massif	Temps de prise équivalent (jours)	Objectif	Contrainte verticale (kPa)	Mode d'application de contrainte la contrainte verticale	Protocole de chargement
SM1	7	Validation	50-100-200	1	A
SM2	7	Frottements latéraux limites en monotone	50-100-200	1	A
SM3	7	Frottements latéraux limites en monotone (répétabilité)	50-100-200	1	A
SM4	28	Effet du temps de prise	50-100-200	1	A
SM5	7	Cyclique initial alterné	100	1	C
SM6	7	Cyclique initial alterné	100	1	C
SM7	7	Monotone initial + cyclique non-alterné 200µm	100	2	B
SM8	7	Monotone initial + cyclique non-alterné 200µm	100	2	B
SM9	7	Cyclique non-alterné 200µm	100	2	C
SM10	7	Cyclique non-alterné 400µm	100	2	C

En ce qui concerne les protocoles de chargement, on a choisi les protocoles selon lesquels on fait des chargements monotones ou bien cycliques initiaux en fonction des paramètres que l'on privilégie. Les trois protocoles utilisés sont présentés dans le Tableau III-2. Le protocole A permet de déterminer la mobilisation maximale du frottement latéral le long d'un tronçon de colonne, aux grands déplacements. Le protocole B permet d'évaluer l'effet de la fréquence des chargements cycliques et la mobilisation du frottement latéral maximal post-cyclique. Le protocole C a pour objectif, quant à lui, de mettre en évidence l'évolution du frottement latéral le long du tronçon de colonne dans le cas d'un chargement cyclique à grand nombre de cycles.

Tableau III-2 - Définition des protocoles de chargement

Protocole A	Chargements monotones (3 contraintes verticales)
Protocole B	Chargement monotone initial + Chargements cycliques (3 fréquences)
Protocole C	Chargement cyclique initial à grand nombre de cycles + Monotone final

Les deux modes d'application de la contrainte verticale sont indiqués dans le Tableau III-3 et seront décrits plus en détail dans le paragraphe suivant.

Tableau III-3 - Définition du mode d'application de la contrainte verticale dans la baudruche

Mode 1	Trois jours après le coulage de la colonne
Mode 2	Après le coulage de la colonne

III-2.1 Chargement monotone initial

III-2.1.1 Premier mode (mode 1) d'application de la contrainte verticale

Dans un premier temps, on a utilisé le premier mode d'application de la contrainte sur la surface du massif de sol. Dans ce mode, après 3 jours de prise (pour une résistance équivalente à 7 jours pour le «soil-mix» de référence), on augmente la pression dans la baudruche par incrément de 20 kPa toutes les 10 minutes pour atteindre la contrainte verticale souhaitée. Pendant cette phase d'application de la contrainte verticale, la colonne instrumentée est déjà solidaire du servovérin de chargement MTS. Cela permet d'imposer une force « zéro » sur le cylindre d'appui et ainsi de suivre son déplacement (égal à celui de la colonne de «soil-mix» en première approximation). Cette phase dure environ une heure, afin que la contrainte soit stabilisée dans le sol avant le chargement.

Les mesures du déplacement de la tête de la colonne, des forces sur les capteurs haut et bas sont présentées sur la Figure III-2 (Massif SM2, voir Tableau III.1). On peut constater que la colonne se déplace vers le bas et qu'un frottement « négatif » se développe à l'interface. On passe par une valeur minimale du frottement, puis on a un léger accroissement du frottement, pour finalement se stabiliser autour d'une valeur résiduelle. Ce phénomène de frottement négatif peut être expliqué par le fait que lorsqu'on applique la contrainte, le sol se déplace (tassement) plus que la colonne qui n'est pas encore chargée. En effet, le déplacement de la tête de la colonne enregistré par le système MTS pendant cette étape est d'environ 500 μm , alors que le déplacement de la surface du sol environnant est de l'ordre de 10 mm (valeur

mesurée au démontage). Ce déplacement relatif entre le sol et la colonne crée ce frottement négatif à l'interface colonne-sol. Autrement dit, le sol entraine la colonne vers le bas.

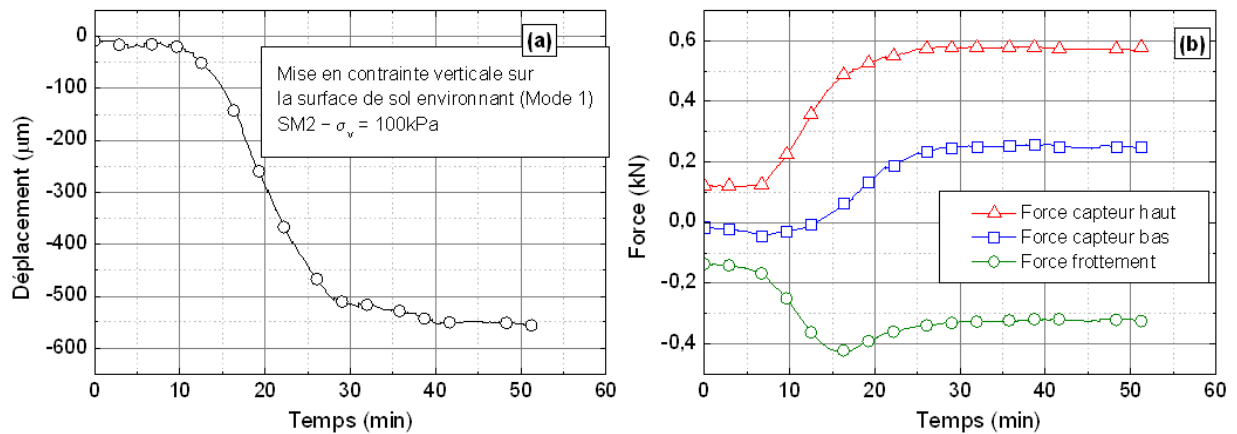


Figure III-2 – Déplacement de la tête du module de mesure(a) et forces mesurées (b) lors de l'application de la contrainte verticale sur le massif (Massif SM2, 100 kPa, Mode 1)

Le premier protocole de chargement, appelé A (cf. Tableau III-2), concerne les essais monotones. Il consiste à réaliser, sur un même massif, des séquences de chargement-déchargement-rechargement à déplacement contrôlé pour les trois niveaux de contrainte verticale définis tels que 50 kPa, 100 kPa, et 200 kPa. Un schéma des différentes séquences de chargement est présenté sur la Figure III-3.

Le tronçon de «soil-mix» C300W48 est chargé après 3 jours de prise du ciment (équivalent à une résistance à la compression à 7 jours du matériau de référence). On présente les résultats obtenus au cours du chargement du modèle en termes d'évolution des forces sur les capteurs MTS ainsi que sur les capteurs haut et bas de la colonne en fonction du déplacement en tête de la colonne.

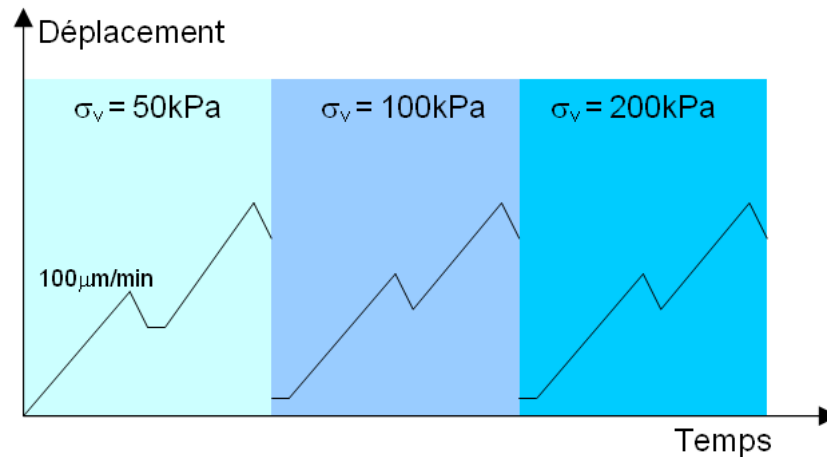


Figure III-3 - Représentation schématique des différentes séquences de chargement après l'installation de la colonne (cas du protocole A)

Séquence de chargement monotone à déplacement contrôlé sous $\sigma_v = 50 \text{ kPa}$

Un essai correspondant au protocole A se compose de quatre phases : chargement, déchargement, rechargement et déchargement final. Il faut rappeler que cet essai est réalisé avec le premier protocole d'application de la contrainte verticale (Mode 1). Les chargements sont réalisés à déplacement contrôlé à une vitesse de $100 \mu\text{m/min}$ jusqu'à la rupture (déplacement supérieur à 10 % du diamètre de la colonne). Les déchargements sont réalisés à force contrôlée à une vitesse 10 N/s jusqu'à une valeur de force en tête proche de 0 N (Figure III-3). La Figure III-4 présente un essai typique de chargement monotone à 50 kPa de contrainte verticale (massif SM2, cf. Tableau III.1).

La Figure III-4a présente l'évolution du déplacement en fonction du temps. La Figure III-4b présente les efforts mesurés sur le capteur de force du servovérin MTS, et par les capteurs haut et bas de la colonne. On observe tout d'abord une différence entre la force mesurée sur le capteur MTS et la force mesurée sur le capteur haut de la colonne. Celle-ci s'explique par le frottement entre le cylindre d'appui supérieur avec l'anneau de guidage et une partie du massif de sol environnant. On observe également que la force récupérée par le capteur en pointe est faible, ce qui montre le bon fonctionnement du sabot inférieur (minimisation des efforts).

La Figure III-4c présente l'évolution de la force de frottement le long du tronçon qui est définie comme la différence entre les valeurs mesurées par les deux capteurs de force (haut et bas).

La Figure III-4d présente la mobilisation du frottement latéral unitaire autour du tronçon, calculé à partir de la surface latérale de la colonne, mesurée précisément après le démontage du massif. Les périmètres de la colonne ont été mesurés sur 6 niveaux différents. La valeur du périmètre moyenne est utilisée pour calculer le frottement unitaire mobilisé. Le comportement de l'interface en terme de frottement unitaire se compose de trois phases distinctes :

- une première phase quasi-linéaire, correspondant à une réponse de type élastique. Cette partie s'étend jusqu'à un enfoncement d'environ 0,019 d (1,50 mm). Le frottement unitaire mobilisé pour cet enfoncement est d'environ 70 kPa ;
- une deuxième phase où l'on observe une non-linéarité croissante rendant compte d'une irréversibilité de plus en plus grande du frottement latéral ;
- une troisième phase de stabilisation à la rupture. Le frottement à la rupture atteint 95 kPa pour un enfoncement relatif de 0,044 d (3,5 mm).

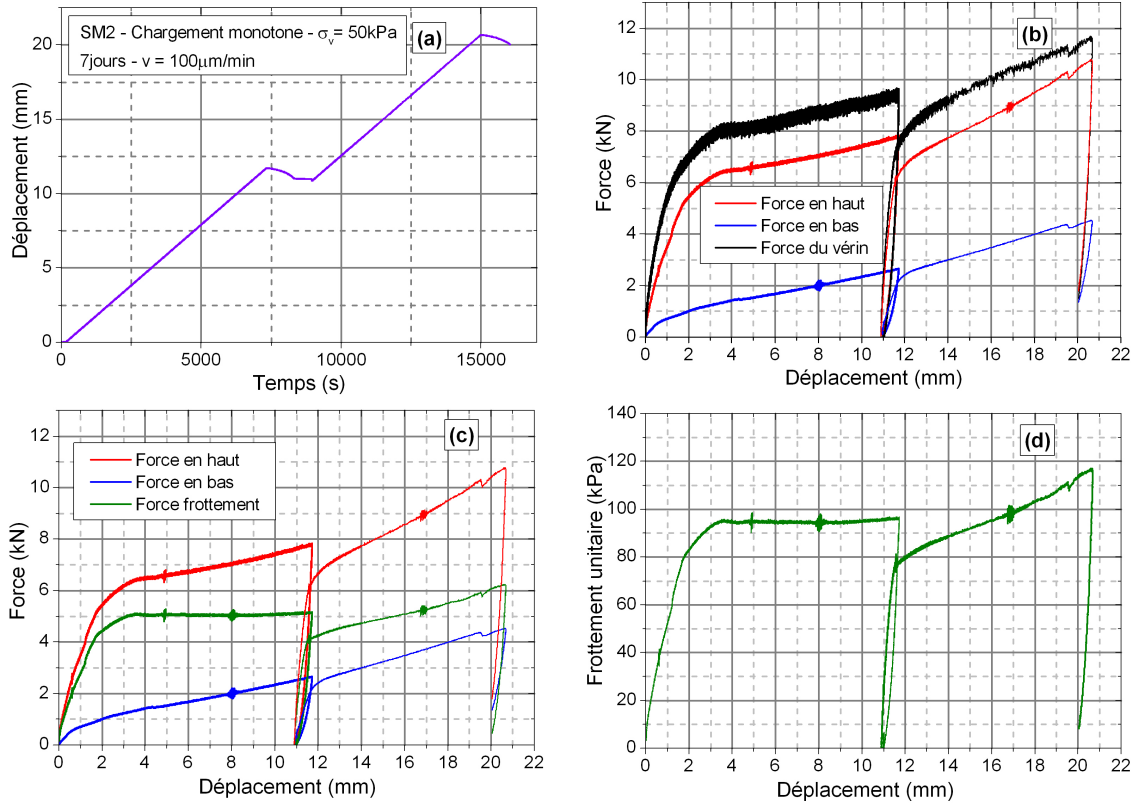


Figure III-4 – Résultats obtenus lors de la première séquence de chargement monotone dans le massif SM2 ($\sigma_v = 50 \text{ kPa}$, Mode 1)

La rigidité initiale K_{ini} est définie comme la pente initiale de la courbe de frottement. La valeur $f_{s,rupt}$ est la valeur du frottement latéral élémentaire de l'interface du tronçon pour un déplacement de la tête du tronçon équivalent à 10 % du diamètre du tronçon. Les définitions de ces deux caractéristiques sont présentées sur la Figure III-5.

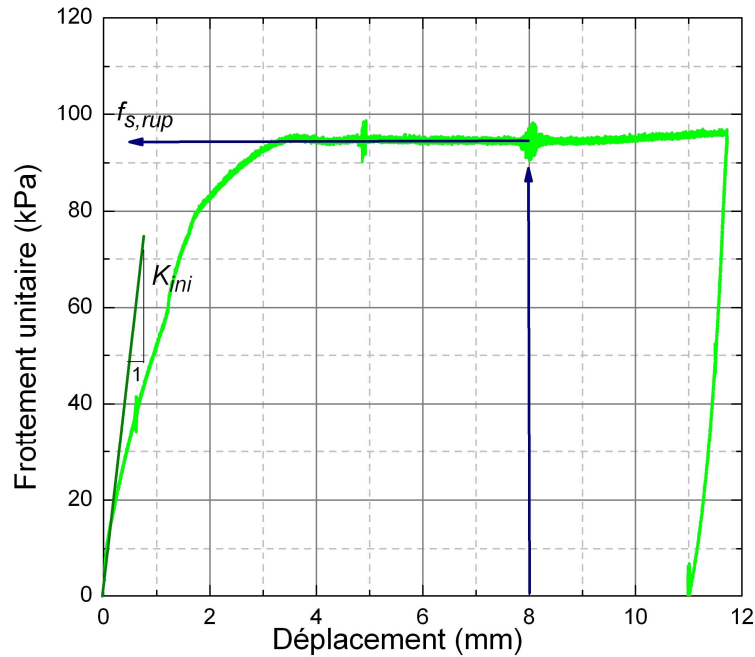


Figure III-5 - Définition des paramètres de chargement monotone

On remarque également que, lorsque la rupture a été atteinte, le frottement unitaire se maintient à une valeur parfaitement constante (plateau), rendant compte d'un problème stationnaire de plasticité parfaite à l'interface. Ce plateau constant est également observé dans le comportement des pieux métalliques dans un massif de sable (Le Kouby, 2003).

Le déchargement, réalisé à force contrôlée (10 N/s), commence une fois que le déplacement a atteint une valeur de 12 mm (>10 % du diamètre de la colonne).

La deuxième phase de chargement monotone est quasi identique à la première, avec une rampe en déplacement jusqu'à 10 mm puis un déchargement final. Cependant, l'évolution du frottement est différente de celle observée lors du premier chargement : mobilisation rapide initiale suivie d'un accroissement plus lent, et on n'observe plus de stabilisation du frottement. Le frottement unitaire à la rupture pour cette phase est légèrement supérieur de celui de la première phase ($f_{s, rup2} = 105$ kPa par rapport $f_{s, rup1} = 95$ kPa).

Une fois que le chargement monotone pour le niveau de contrainte 50 kPa est terminé, on augmente la contrainte verticale à 100 kPa tout en laissant une force en tête constante égale à zéro. On applique de nouveau la séquence de chargement composée des 4 phases consécutives présentées dans l'essai précédent (50 kPa). On répète finalement cette opération pour le dernier palier à 200 kPa. La Figure III-6 présente les courbes de frottement unitaire pour les trois

niveaux de contraintes pour ce mode d'application de la contrainte verticale sur le massif (mode 1). Le résultat montre que plus la contrainte augmente et plus la rigidité initiale K_{ini} et le frottement à la rupture $f_{s,rupt}$ sont élevés (Tableau III-4).

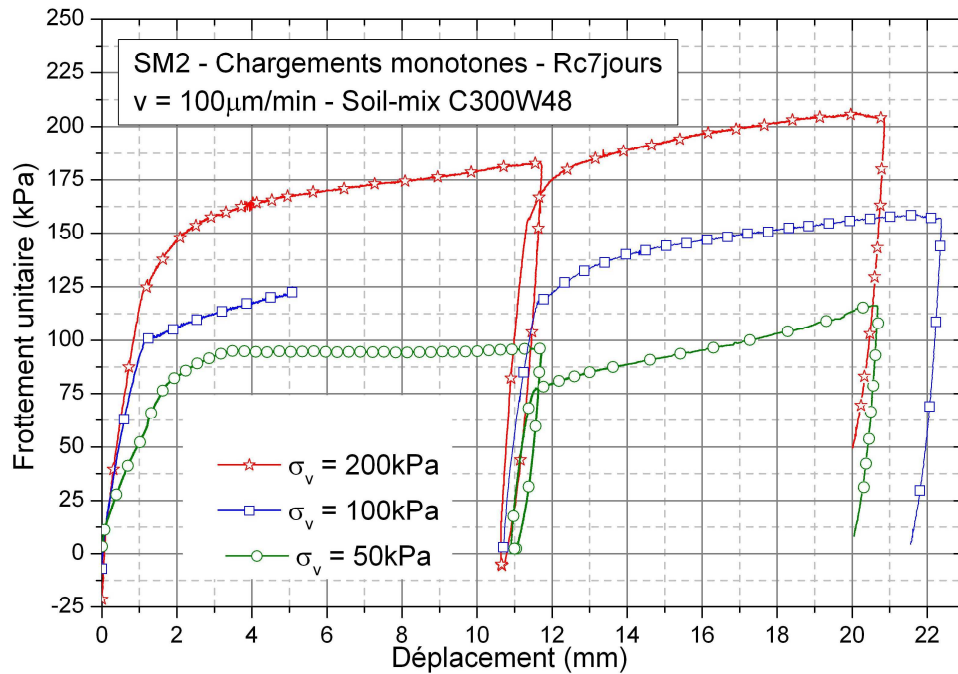


Figure III-6 - Synthèse des frottements unitaires mesurés dans le massif SM2 pour les trois niveaux de contraintes verticales appliquées (50 kPa, 100 kPa et 200 kPa)

Tableau III-4 - Synthèse des résultats du chargement monotone (mode 1)

σ_v / Massif SM2	Premier chargement		Deuxième chargement	
	K_{ini} (kPa/mm)	$f_{s,rupt}$ (kPa)	K_{ini} (kPa/mm)	$f_{s,rupt}$ (kPa)
50 kPa	55	95	110	105
100 kPa	95	125*	170	150
200 kPa	125	175	240	200

(*) valeur supposée en raison des pertes de données

On rappelle qu'à la fin de chaque essai, lors du démontage, les dimensions de la colonne sont mesurées sur 6 périmètres à différentes hauteurs, ce qui permet de calculer relativement précisément la surface de frottement et d'en déduire le frottement unitaire réel mobilisé sur l'interface réelle de la colonne.

III-2.1.2 Deuxième mode (mode 2) d'application de la contrainte verticale

Le deuxième mode de mise en contrainte du massif consiste à mettre le massif sous contrainte juste après avoir coulé la colonne. On se rapproche ainsi du mode de réalisation *in situ*. En effet, sur chantier le «soil-mix» est mélangé dans le sol *in situ* soumis à un état de contrainte en place. On peut noter que pour l'étude paramétrique, on a utilisé uniquement ce deuxième mode de mise sous contrainte des massifs.

La Figure III-7 présente les résultats obtenus lors de l'application de la contrainte verticale pour l'essai typique SM8. Pour ce massif, on n'a réalisé l'essai de chargement que pour un seul niveau de contrainte, à savoir 100 kPa. Le déplacement vers le bas de la tête du tronçon instrumenté est causé par le fait que lorsque le sol environnant se tasse, par frottement parasite, il entraîne le cylindre d'appui supérieur vers le bas. Ce déplacement est de l'ordre de 1 à 2 mm pendant la phase d'application de la contrainte. On peut également constater que dans ce deuxième mode de mise en confinement, le déplacement du cylindre d'appui supérieur est plus important que dans le mode 1. De plus, il n'apparaît pas de frottement négatif sur l'interface de la colonne. La force de frottement diminue légèrement, mais elle remonte et se stabilise à la fin de la phase d'application de la contrainte. Cette absence de frottement négatif peut être expliquée par le fait que le «soil-mix» est encore mou lors de l'application de la contrainte et donc que le frottement à l'interface est négligeable. Ceci est confirmé par le fait que les forces sur les 2 capteurs sont très proches.

La Figure III-8 présente le résultat d'un chargement monotone réalisé pour le deuxième mode d'application de la contrainte verticale. L'essai a été réalisé sur un matériau de 7 jours de prise du ciment. On peut constater que la forme de la courbe est similaire à celle obtenue pour le mode 1, c'est-à-dire une phase quasi-linéaire initiale puis un palier plastique. Par contre, on peut observer une différence concernant la valeur à la rupture, qui est plus faible que celle atteinte pour le mode 1 (72 kPa). On va étudier plus en détail cet effet plus loin dans cette partie : influence du mode d'application de la contrainte (III-3.1).

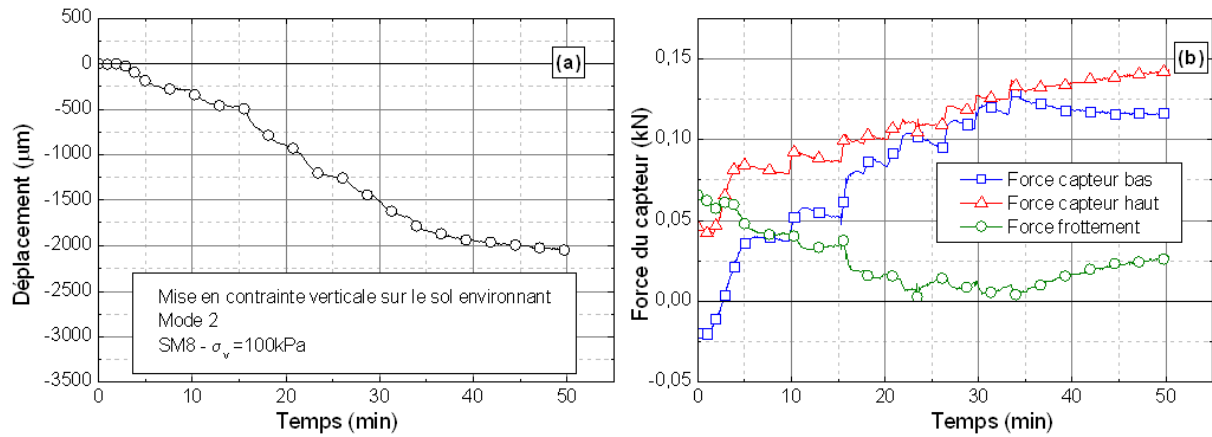


Figure III-7 – Déplacement de la tête du module de mesure (a) et forces mesurées (b) lors de l'application de la contrainte verticale sur le massif (Massif SM8, 100 kPa, Mode 2)

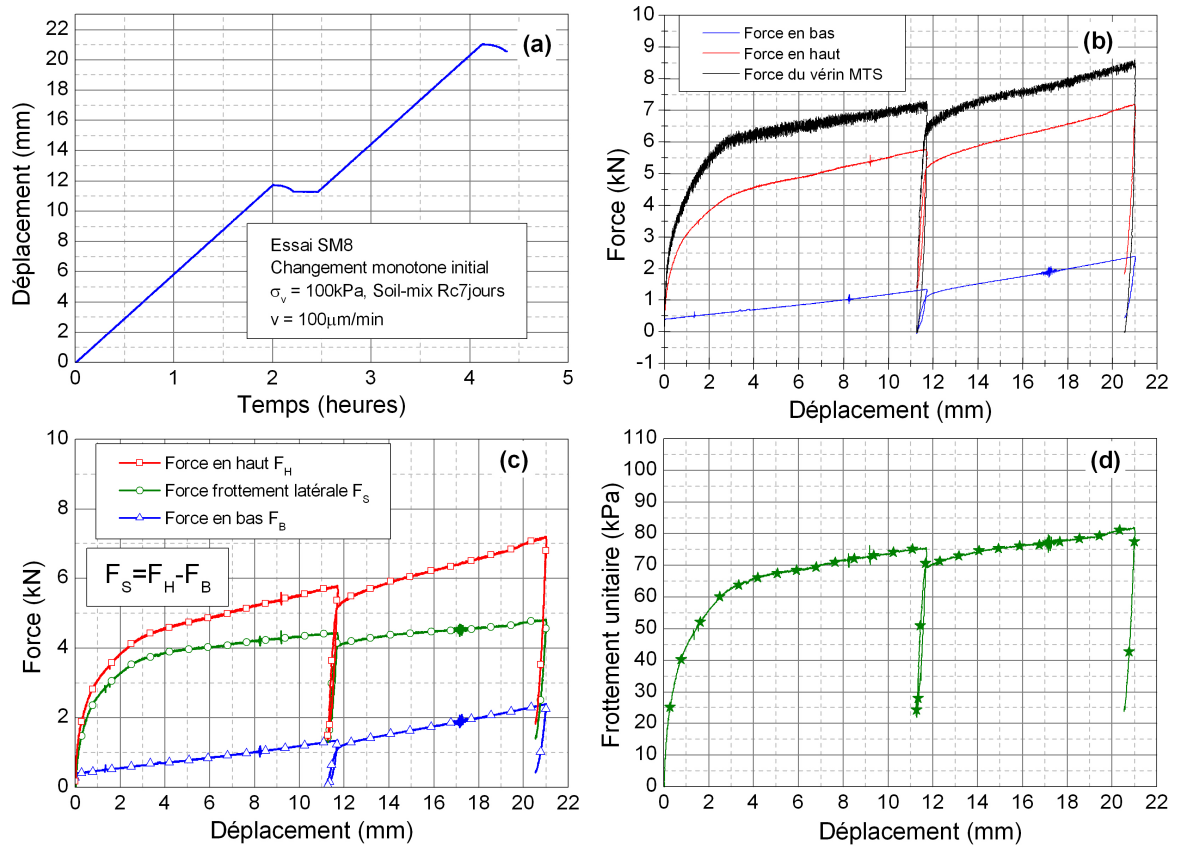


Figure III-8 - Résultats obtenus lors de la première séquence de chargement monotone dans le massif SM8 ($\sigma_v = 100\text{ kPa}$, Mode 2)

III-2.1.3 Confrontation avec des résultats obtenus en vraie grandeur *in situ*

A titre de comparaison, on a utilisé les résultats des essais *in situ* réalisés dans le cadre du projet INNOTRACK (2006 - 2009). Il s'agit de colonnes en «soil-mix» en vraie grandeur réalisées sur un site expérimental (cf. I-5.2). Le sol sur place est de type argilo-limoneux. On obtient un frottement unitaire maximal le long des colonnes d'environ 75 kPa (Figure III-9).

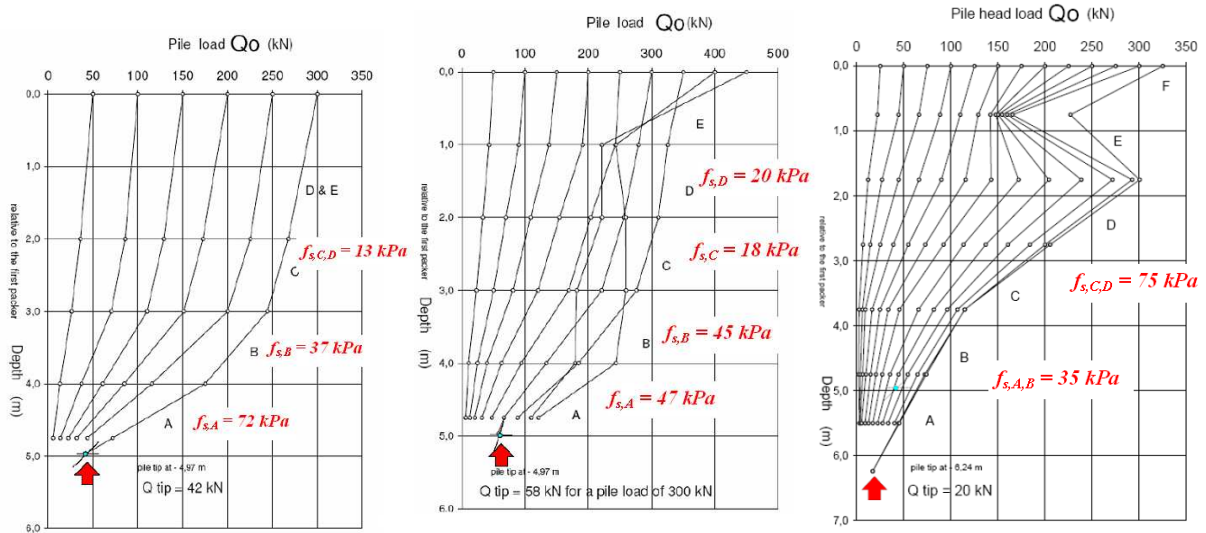


Figure III-9 - Valeurs du frottement latéral le long des colonnes *in situ*, P1, P2 et P3 (INNOTRACK, 2006-2009)

La Figure III-10 montre une comparaison de nos résultats (modèle physique en laboratoire) et ceux obtenus *in situ* (INNOTRACK). On peut constater que le mode 2 d'application de la contrainte donne la valeur de frottement à la rupture la plus proche de celle mesurée *in situ*. Il faut également rappeler que dans nos essais, le temps de prise du «soil-mix» est de 7 jours, alors qu'*in situ*, il était de 32 jours.

Concernant la norme de calcul utilisée dans les domaines des fondations profondes Fascicule 62 titre V (ou DTU 13.2), le frottement de ce type de pieu (pieux forés) est estimé entre 40 kPa (courbe Q1, pour $Pl^* \approx 1,5$ MPa) et 80 kPa (courbe Q2, pour $Pl^* \approx 2$ MPa). Comme précédemment, le mode 2 d'application de la contrainte est davantage en accord avec ces valeurs.

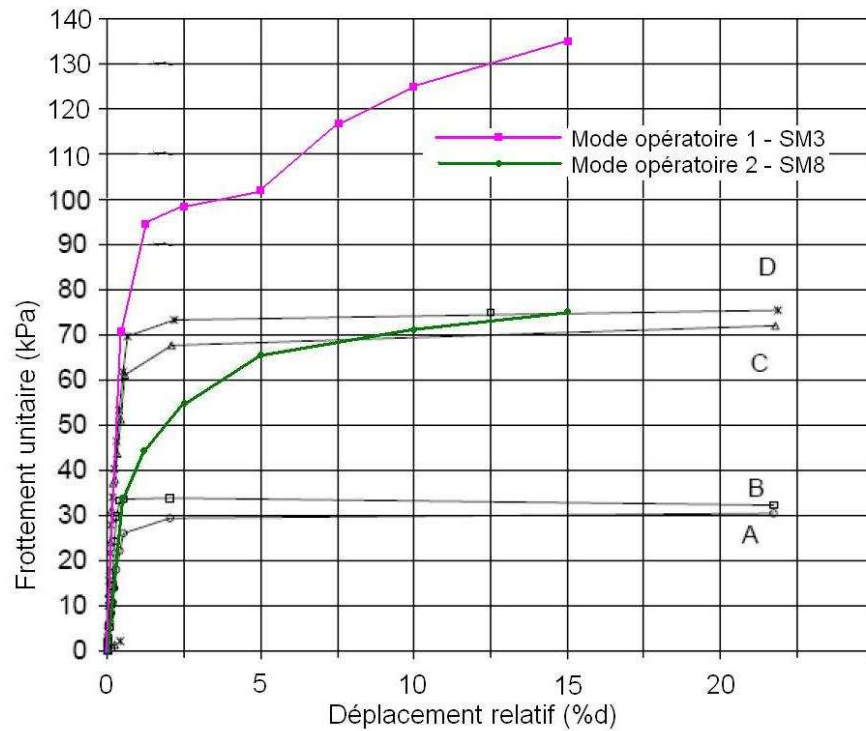


Figure III-10 - Comparaison avec le résultat de la colonne P3 - projet INNOTRACK

III-2.2 Chargement cyclique initial

Le protocole de chargement B a pour objectif d'étudier le comportement cyclique de l'interface d'une colonne «soil-mix», car lors de ce protocole le chargement cyclique est réalisé en premier. La Figure III-11 présente schématiquement les séquences de chargement du protocole B. Il s'agit d'appliquer 100 000 cycles lors de la première séquence de chargement. En vue d'étudier la dégradation de l'interface, les essais cycliques sont toujours réalisés à déplacement contrôlé. On présente sur la Figure III-12 la réponse du tronçon instrumenté lors d'un chargement cyclique à déplacement contrôlé non-alterné d'amplitude $400 \mu\text{m}$ ($0,5 \% d_c$) à une fréquence de 5 Hz (massif SM10, cf. Tableau III-1).

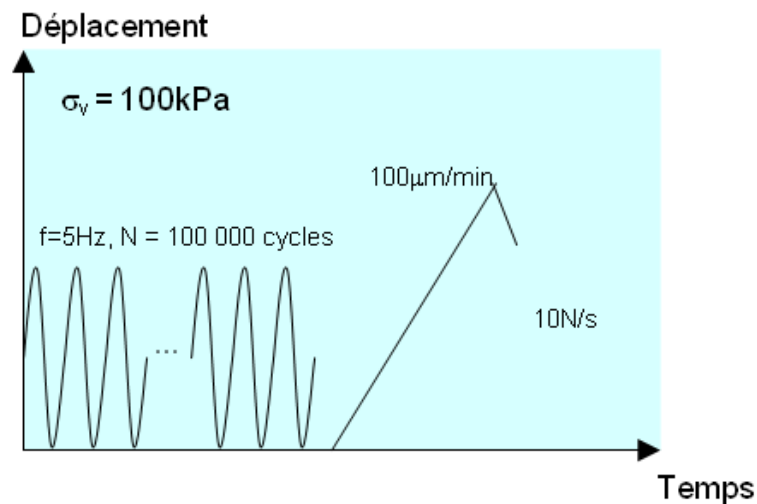


Figure III-11 - Représentation schématique des séquences de chargement pour un essai cyclique (protocole B)

La Figure III-12a et la Figure III-12b présentent respectivement les mesures du déplacement et de la force du servovérin MTS en fonction du nombre de cycles. En ce qui concerne la force mesurée sur le capteur MTS, on peut constater que même si on applique un chargement à déplacement contrôlé non-alterné, cette force est alternée autour de zéro. Ce passage dans la zone de force négative (traction) peut être expliqué par un déplacement irréversible de l'interface donc un déplacement non-alterné en enfoncement induit un effort alterné.

La Figure III-12c et la Figure III-12d présentent les forces enregistrées sur les deux capteurs en tête et en pointe du tronçon de la colonne en fonction du nombre de cycles. On peut constater que la force mesurée sur le capteur haut suit la même évolution que celle du capteur MTS. La différence entre les deux mesures est liée, comme pour le monotone, au frottement parasite existant entre le piston de chargement avec le guidage et une partie du massif de sol environnant. La force en pointe est bien minimisée, ce qui confirme à nouveau le bon fonctionnement du sabot.

La Figure III-12e présente la force de frottement latéral déduite des forces mesurées sur les capteurs haut et bas. Le frottement unitaire, calculé à partir des dimensions de la colonne après le démontage, est tracé sur la Figure III-12f. En terme d'évolution du frottement latéral, on observe une décroissance initiale jusqu'à 5000 cycles avant d'observer de nouveau une augmentation jusqu'à la fin de l'essai.

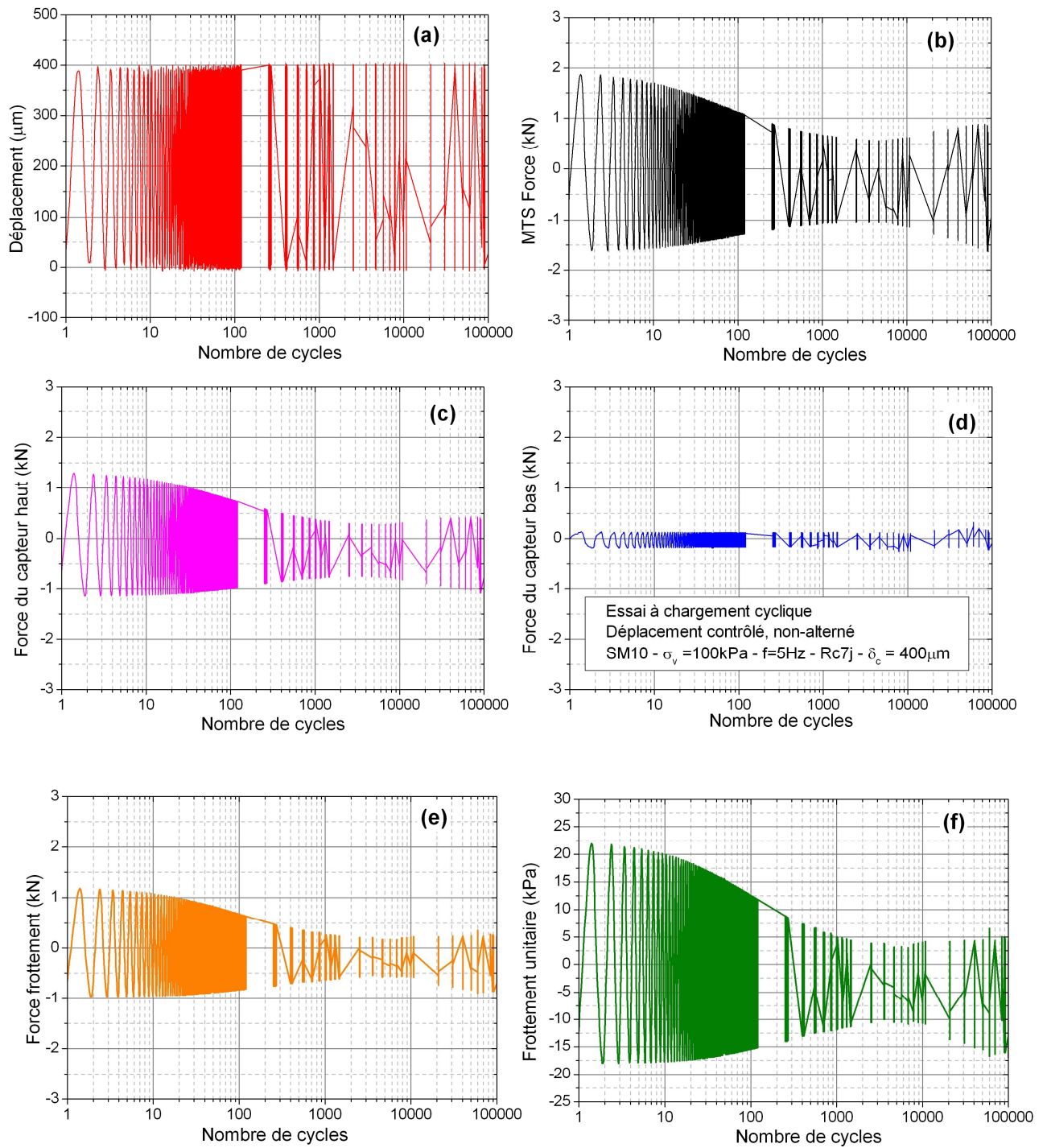


Figure III-12 – Résultat typique obtenu sous chargement cyclique – Essai SM10

Après avoir analysé globalement les évolutions du frottement latéral en fonction du nombre de cycles, on va maintenant analyser plus précisément les évolutions et surtout la forme des courbes au cours d'un cycle de chargement.

La Figure III-13 montre l'évolution de la force mesurée sur le capteur MTS, la force sur le capteur haut et la force sur le capteur bas en fonction du déplacement pour un cycle typique. L'évolution des trois forces se présente sous la forme classique d'une boucle quasi symétrique.

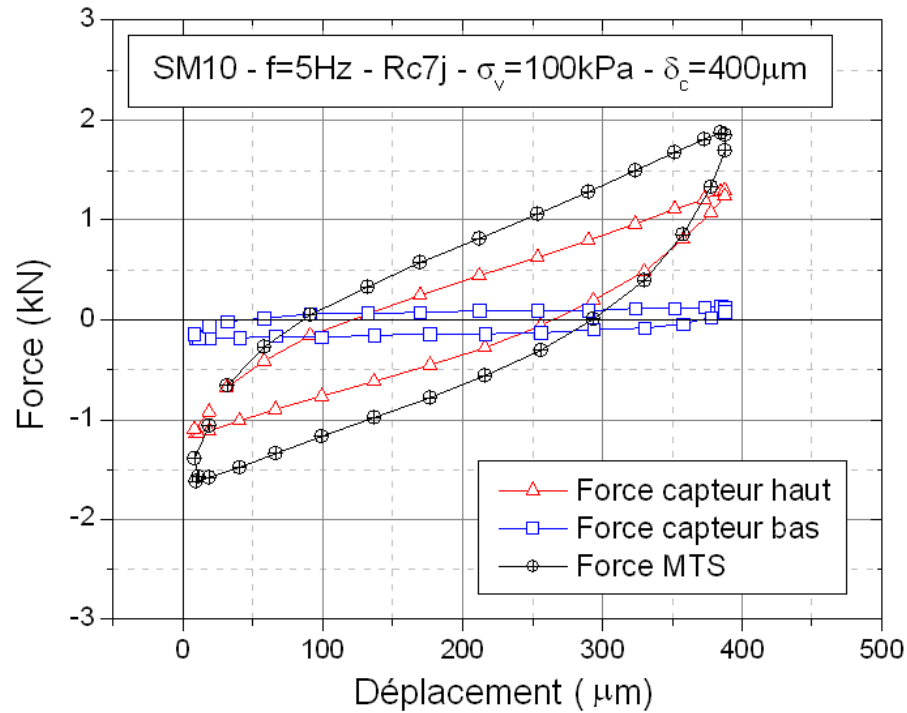


Figure III-13 - Acquisition des forces pour un cycle

La Figure III-14 présente l'évolution des boucles de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement pour des cycles caractéristiques : 1, 20, 5000 et 100 000. Comme on l'a montré précédemment, la phase de renforcement commence à partir des cycles 5 000 (Figure III-12f). L'interface se dégrade tout d'abord dans la partie de compression, et puis elle se dégrade dans la zone de traction jusqu'à 5000 cycles. Ensuite, l'interface regagne de la résistance essentiellement dans la zone de traction jusqu'à la fin du chargement (100 000 cycles). On retrouve bien le fait que les boucles du frottement unitaire sont symétriques. Selon Tali (2011), la forme d'une boucle de frottement latéral est influencée par la force en pointe. Plus la force en pointe diminue, plus l'effet de dissymétrie est réduit ce qui est notre cas (sabot).

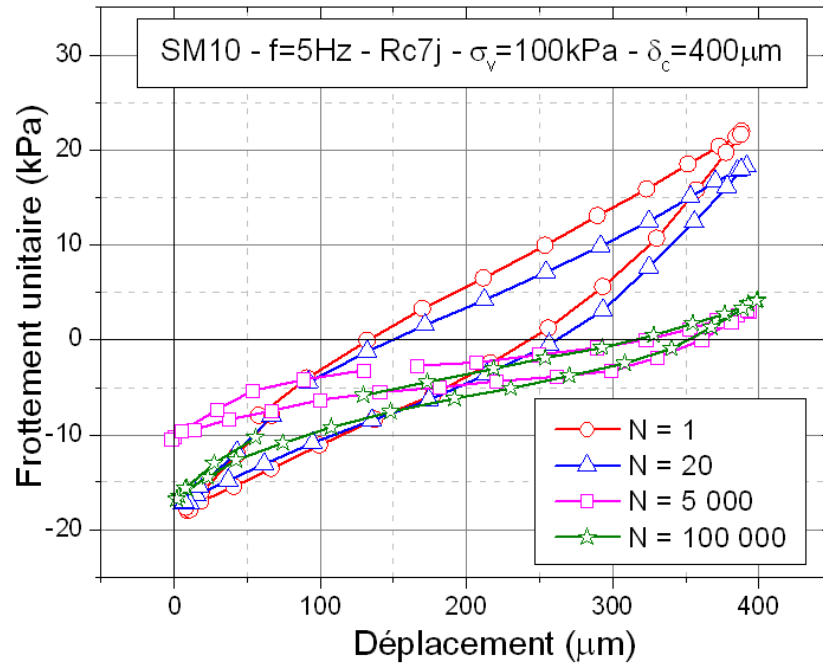


Figure III-14 - Mobilisation du frottement latéral local en fonction du déplacement

Afin de mettre en évidence la dégradation de l'interface du tronçon de «soil-mix» sous le chargement cyclique, on utilise le coefficient d'évolution $C_{e,f}$ qui a été introduit par Tali (2011), Bekki et al., (2012), qui permet d'évaluer le comportement à l'interface au cours du chargement cyclique. En effet, ce coefficient est défini comme le rapport entre les amplitudes cycliques d'un cycle i et du premier cycle.

$$C_{e,f} = \frac{f_{s,\max}(i) - f_{s,\min}(i)}{f_{s,\max}(1) - f_{s,\min}(1)} \quad (\text{III-1})$$

$C_{e,f}$: Coefficients d'évolution du frottement latéral

$f_{s,\max}(i)$, $f_{s,\min}(i)$: Frottement latéral maximal et minimal au cycle i

$f_{s,\max}(1)$, $f_{s,\min}(1)$: Frottement latéral maximal et minimal au cycle 1

La Figure III-15 présente la définition de l'amplitude du frottement latéral le long du tronçon de «soil-mix» pour le cycle N°1 et un cycle N°i.

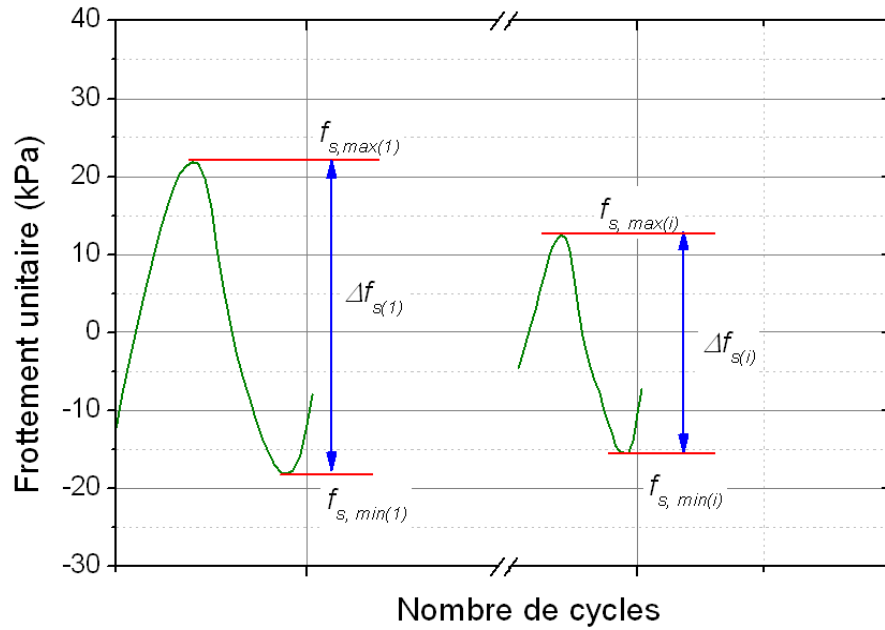


Figure III-15 - Définition des amplitudes cycliques pour le frottement latéral

La courbe des amplitudes de frottement cycliques selon la définition en fonction du nombre de cycles est présentée sur la Figure III-16. Une amplitude de 40 kPa est mobilisée lors du premier cycle, suivi par une phase de dégradation, jusqu'à atteindre une valeur minimale de 14 kPa autour de 5 000 cycles. Puis l'amplitude augmente de nouveau jusqu'à la fin de l'essai.

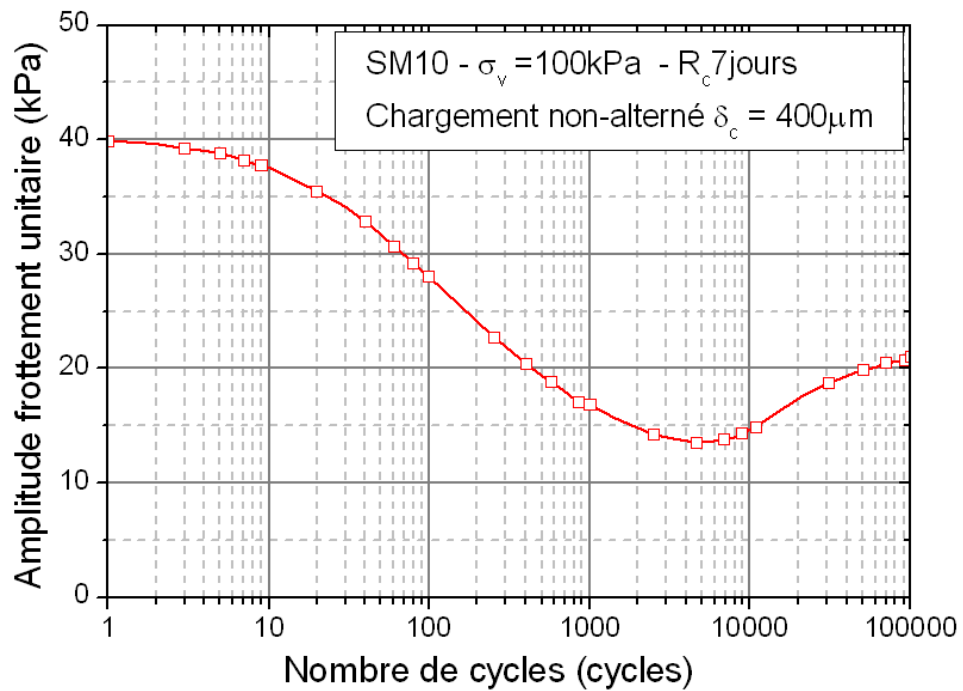


Figure III-16 - Amplitude cyclique du frottement latéral

Les courbes donnant les coefficients d'évolution du frottement latéral et la force du vérin MTS sont présentées sur la Figure III-17. Le coefficient d'évolution relatif à la force du vérin MTS est défini de la même façon.

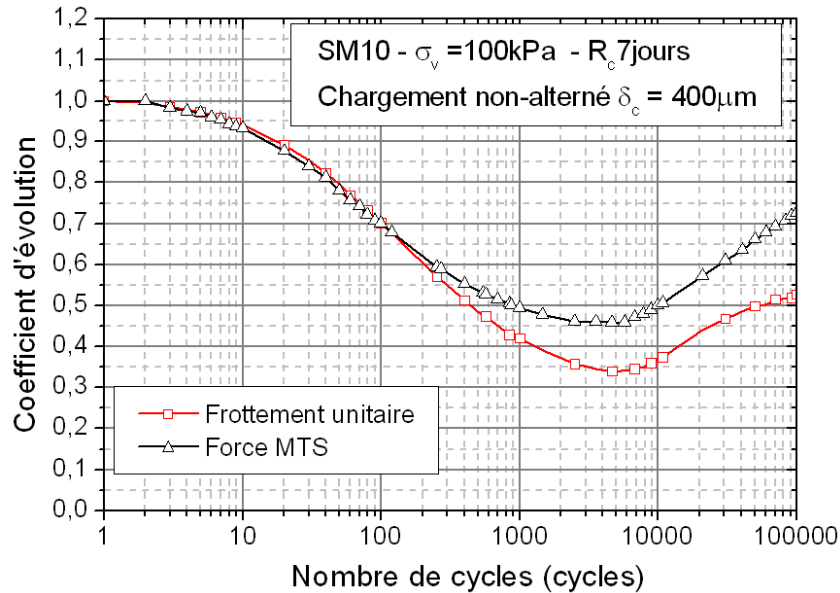


Figure III-17 - Coefficient d'évolution C_e correspondant au frottement latéral et à la force du vérin MTS (essai SM10)

En termes de coefficient d'évolution maximum obtenu dans la phase de dégradation, on obtient une valeur de dégradation de 0,34 contre 0,40 pour Le Kouby (2003) et 0,50 pour Tali (2011) pour un chargement cyclique à une amplitude cyclique totale de $500 \mu\text{m}$. Il faut noter que les essais de ces deux auteurs ont été réalisés à déplacement contrôlé alterné avec des sondes métalliques dans un massif de sable sec.

III-2.3 Chargement monotone final post-cyclique

Pour évaluer l'influence des chargements cycliques sur le comportement post-cyclique de l'interface, après 100 000 cycles de chargement, on réalise une séquence de chargement monotone finale.

Il s'agit d'un chargement monotone à déplacement contrôlé à la même vitesse de chargement que celle utilisée lors des essais de chargement monotone initiaux. La Figure III-18 présente les courbes de frottement latéral obtenues lors d'un essai de chargement monotone initial (massif SM8) et lors du chargement monotone final après 100 000 cycles (massif SM10).

Le résultat montre que, par rapport au comportement monotone initial de référence, après un chargement cyclique non-alterné de 400 μm (cas du massif SM10), les parties initiales, jusqu'à 2 mm de déplacement, sont similaires. Par contre, en terme de frottement à la rupture, l'interface post-cyclique présente une résistance nettement inférieure par rapport celle de l'interface initial. Ce résultat montre une dégradation, comme on pouvait s'y attendre à partir des résultats de l'essai cyclique, de l'interface de la colonne après le chargement cyclique.

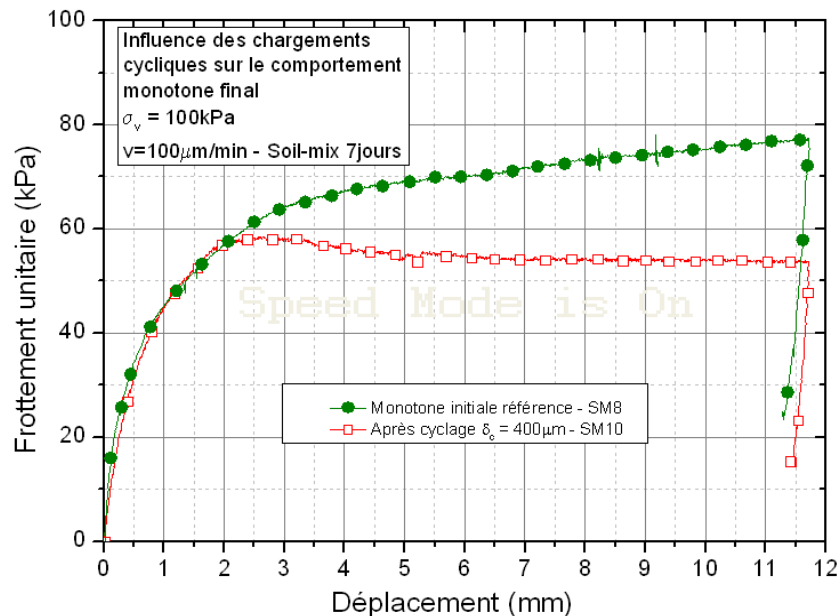


Figure III-18 - Influence du chargement cyclique sur le comportement monotone de l'interface

Après le démontage des massifs, on a enregistré systématiquement le profil géométrique des colonnes en prenant 6 valeurs de périmètre sur leur hauteur. Ces valeurs permettent de calculer précisément la surface réelle de l'interface. Le calcul du frottement latéral mobilisé le long du tronçon de colonne est systématiquement réalisé à partir des valeurs des surfaces latérales réelles. La Figure III-19 présente un exemple de ces mesures dans le cas du massif SM10. On peut constater que le diamètre de la colonne à la fin des essais est légèrement supérieur aux

80 mm théorique. Cette augmentation est liée à la fois aux défauts lors du forage et au chargement.

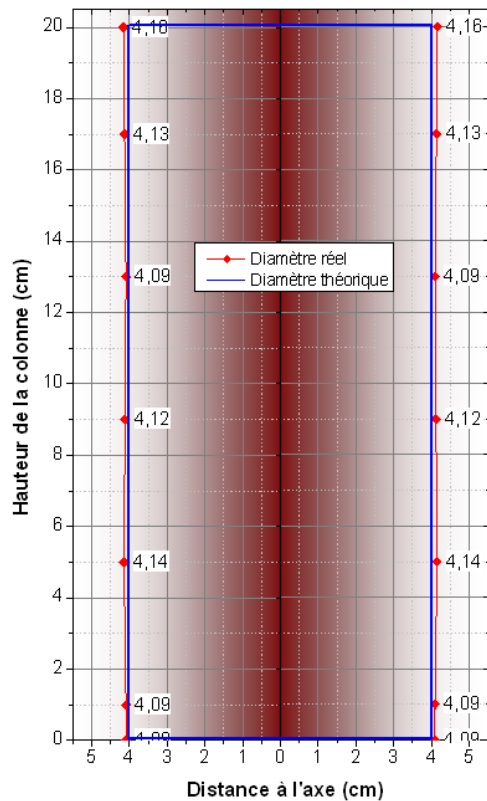


Figure III-19 - Profil géométrique de la colonne après l'essai – cas du massif SM10

III-2.4 Essais de répétabilité

Dans le cadre d'une étude expérimentale, il est nécessaire de vérifier la répétabilité des essais. Cela permet de valider l'ensemble de la procédure expérimentale. On présente la répétabilité des résultats du frottement latéral lors d'un chargement monotone initial. La Figure III-20 présente les résultats de deux essais monotones (massifs SM2 et SM3). On remarque que l'on obtient une assez bonne répétabilité avec une différence entre les deux essais qui n'excède pas 15 %.

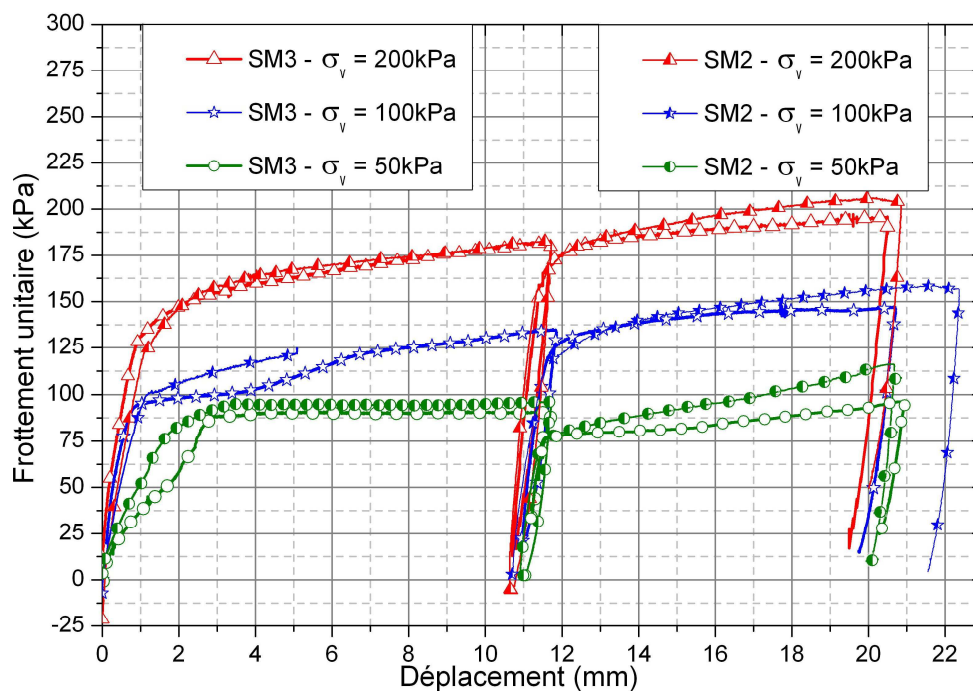


Figure III-20 - Répétabilité des essais pour le chargement monotone initial

III-3. PROGRAMME D'ESSAIS PRELIMINAIRES

Ce programme d'essais préliminaires a eu pour objectif de valider le choix de certains paramètres caractéristiques qui seront ensuite utilisés dans le cadre de l'étude paramétrique proprement dite (cf. partie III-4). Les paramètres testés ici sont les suivants :

- mode d'application de la contrainte verticale sur le sol ;
- temps de prise ;
- fréquence de la sollicitation.

On présentera, dans un premier temps, l'influence du mode d'application de la contrainte verticale sur la mobilisation du frottement autour d'un tronçon de colonne en «soil-mix». Ensuite, on abordera l'effet du temps de prise sur le comportement de l'interface de la colonne. Enfin, on étudiera l'influence de la fréquence, car c'est un paramètre qu'il faut se fixer pour rester dans le domaine des chargements ferroviaires, qui est la problématique de notre travail, mais également pour réaliser un grand nombre de cycles dans un temps raisonnable.

Les massifs expérimentaux utilisés pour cette étude préliminaire sont présentés dans le Tableau III-1. On présentera également à la fin de cette partie, une étude concernant la zone d'interface entre le «soil-mix» et le sol environnant.

III-3.1 Influence du mode d'application de contrainte verticale

Comme on l'a présenté dans la partie précédente, on a deux modes possibles de mise en contrainte verticale du massif, une application de contrainte verticale à 7 jours de prise (temps équivalent) et une application de la contrainte immédiatement après le coulage du «soil-mix». Pour le premier mode (mode 1), quand on applique la contrainte verticale au bout de 7 jours de prise du ciment, on crée un tassement du sol qui entraîne la colonne, et donc un frottement négatif sur l'interface du tronçon. Dans le deuxième mode (mode 2) d'application de la contrainte verticale, celle-ci est appliquée juste après la mise en place de la colonne instrumentée. Ce mode d'application ne provoque pas de frottement initial sur l'interface du tronçon «soil-mix», et il est plus proche du cas *in situ*.

La Figure III-21 présente l'effet des deux modes d'application de la contrainte verticale. Il faut rappeler que dans le cas du massif SM8 (mode 2), on a appliqué une seule contrainte verticale de 100 kPa, alors que pour le massif SM3 (mode 1), l'essai présenté à 100 kPa a été précédé d'un essai à 50 kPa. Néanmoins, bien que la colonne SM3 ait déjà connu une séquence de chargement, la valeur du frottement maximal est plus grande (130 kPa) que celle mesurée pour la colonne SM8 (75 kPa). On peut conclure que l'application de la contrainte après 7 jours de cure du ciment induit un effet de serrage à l'interface, qui explique la valeur du frottement plus élevée pour le mode 1. A l'opposé, dans le cas du mode 2, on applique la contrainte au moment où le «soil-mix» est encore frais (fluide). La contrainte est transmise directement au mélange «soil-mix» avant prise, et il n'y a pas d'effet de serrage à l'interface quand la colonne est durcie.

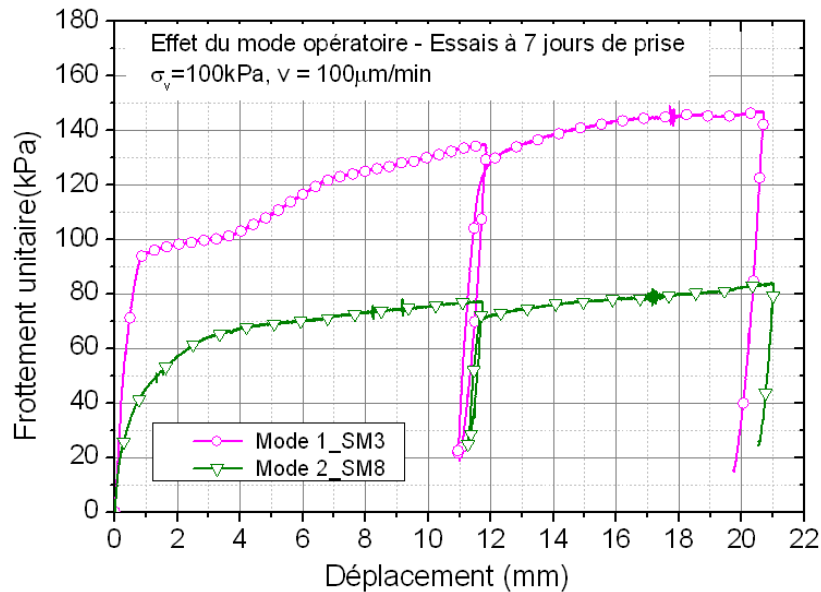


Figure III-21 – Influence du mode d'application de la contrainte verticale sur la mobilisation du frottement latéral autour de la colonne de «soil-mix»

III-3.2 Influence du temps de prise du ciment

On étudie l'influence du temps de prise du ciment à 7 jours (SM2) par rapport à 28 jours (SM4). Les mobilisations du frottement latéral sont comparées sur la Figure III-22. En ce qui concerne la rigidité initiale du frottement latéral, on peut observer qu'il y a une différence, avec une valeur plus élevée pour la colonne SM4 (28 jours). Par contre, en terme de frottement à la rupture, on n'observe pas de différence significative entre les deux colonnes. Ce phénomène peut être expliqué par la particularité de ce type d'interface, pendant la première phase de la courbe (avant 2 mm de déplacement) la rigidité de la zone de l'interface intervient dans la résistance au cisaillement. Il est donc normal de trouver une rigidité initiale de l'interface à 28 jours de prise plus importante. Après un déplacement de 2 à 3 mm, le phénomène prépondérant est le cisaillement pur entre le «soil-mix» et le sol environnant, et l'on n'observe plus l'effet de temps entre les deux matériaux.

Concernant l'état du matériau «soil-mix» à la fin des essais, on remarque (Figure III-23) que pour le matériau à 7 jours de prise du ciment, à la suite des chargements monotones, le matériau est fissuré, tandis que pour un matériau à 28 jours de résistance en compression simple, le matériau est intact. Nous préciserons que le chargement à déplacement imposé est assez important (4 chargements monotones à déplacement contrôlé, le déplacement total final

de l'ordre de 80 mm), cela engendre une force importante sur la tête du tronçon, et des fissures pour le matériau le moins rigide (7 jours de prise).

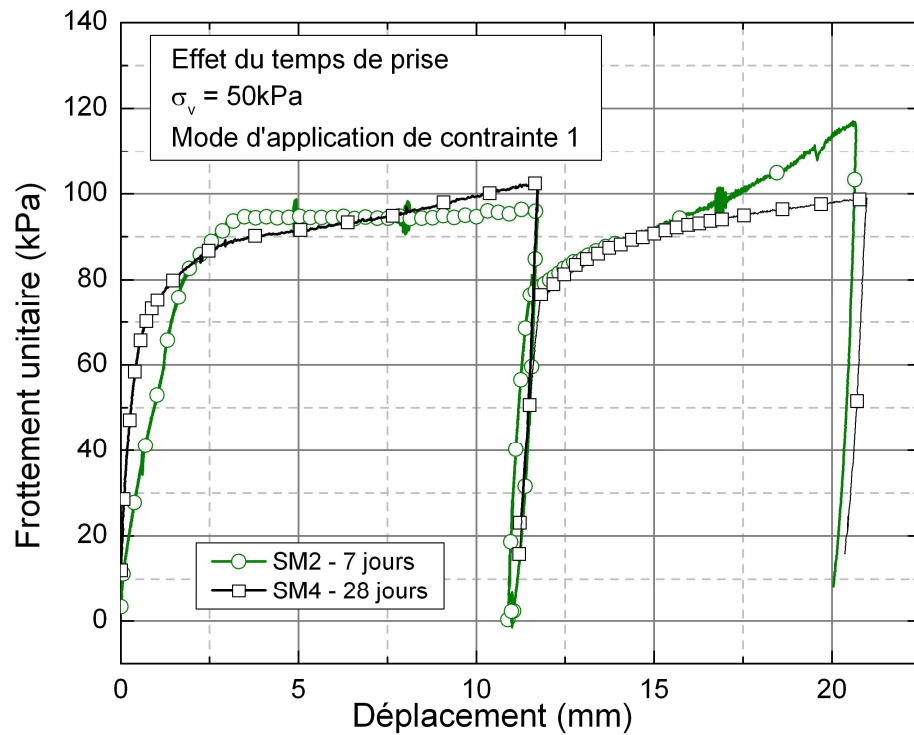


Figure III-22 - Effet du temps de prise sur le comportement à l'interface



Figure III-23 - Tronçon récupéré à la fin de l'essai : (a) Rc à 28 jours ; (b) Rc à 7 jours

III-3.3 Influence de la fréquence de sollicitation cyclique

Pour réduire la durée d'un essai cyclique tout en restant dans des conditions proches des fréquences de sollicitations rencontrées sur les lignes ferroviaires classiques (0-160 km/h ; 1 à 10 Hz) (Trinh, 2011), on a réalisé 3 séquences successives de même amplitude cyclique à trois fréquences différentes 0,1 Hz, 1 Hz et 5 Hz. Les résultats de ces 3 séquences cycliques sont présentés sur la

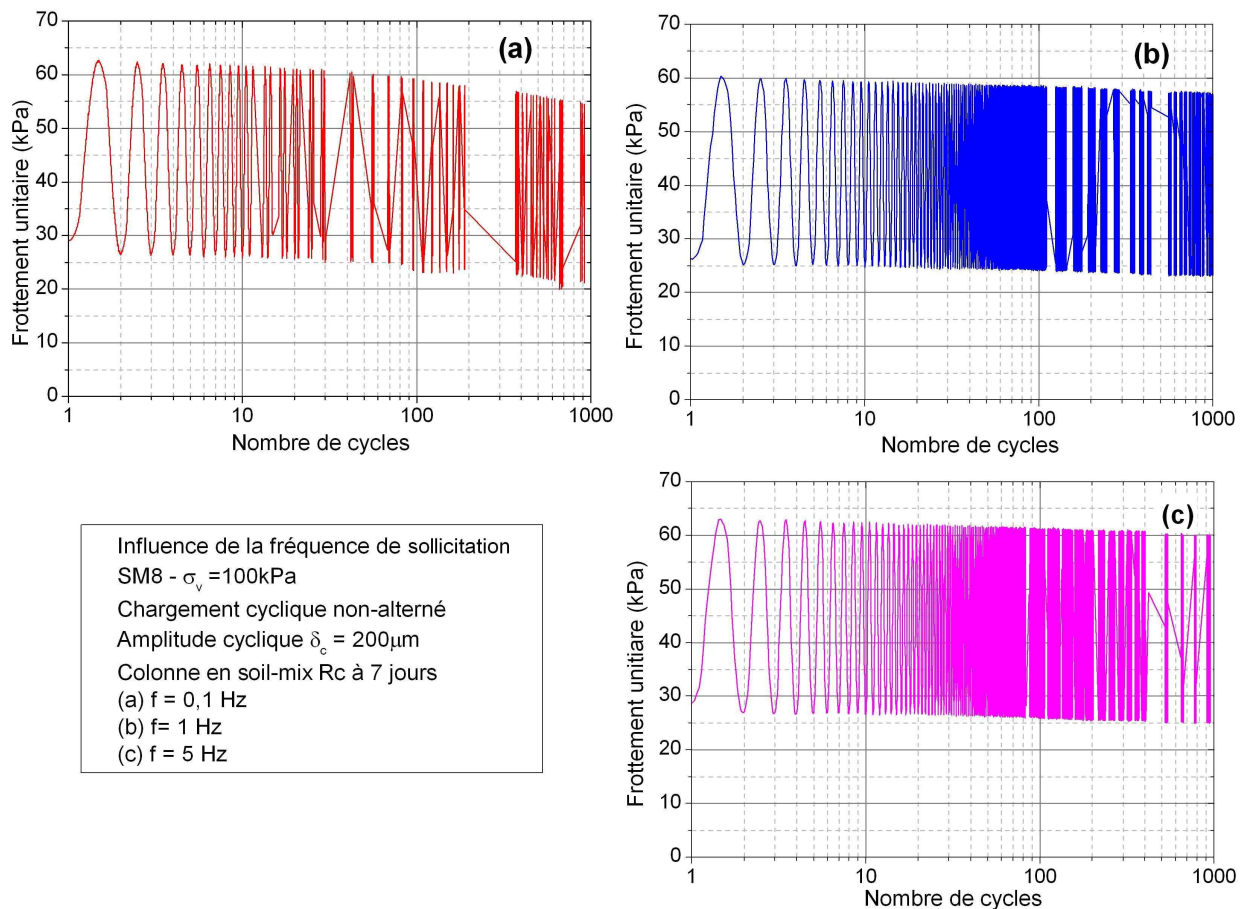


Figure III-24. On peut observer qu'il y a une même tendance à la dégradation pour toutes les fréquences. La Figure III-25 présente l'évolution de l'amplitude cyclique (cf. III-2.2) du frottement latéral pour les trois fréquences en fonction du nombre de cycles. Les résultats sont quasi superposés, ce qui permet de conclure que la fréquence dans cette gamme (0,1 à 5 Hz) n'a pas d'influence significative sur les résultats.

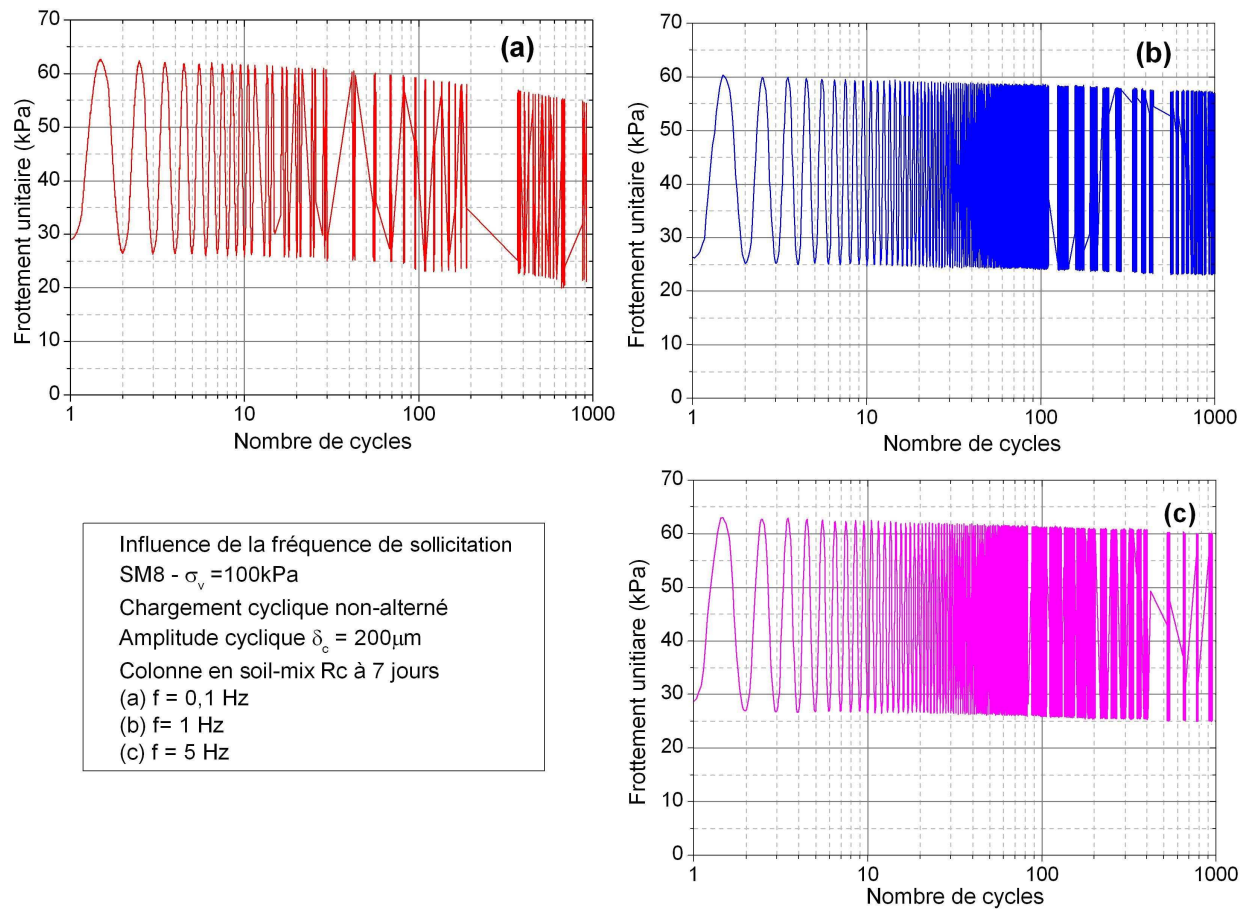


Figure III-24 - Amplitude cyclique du frottement latéral pour 3 fréquences 0,1 Hz, 1 Hz et 5 Hz en cas de $\delta_c = 200 \mu\text{m}$

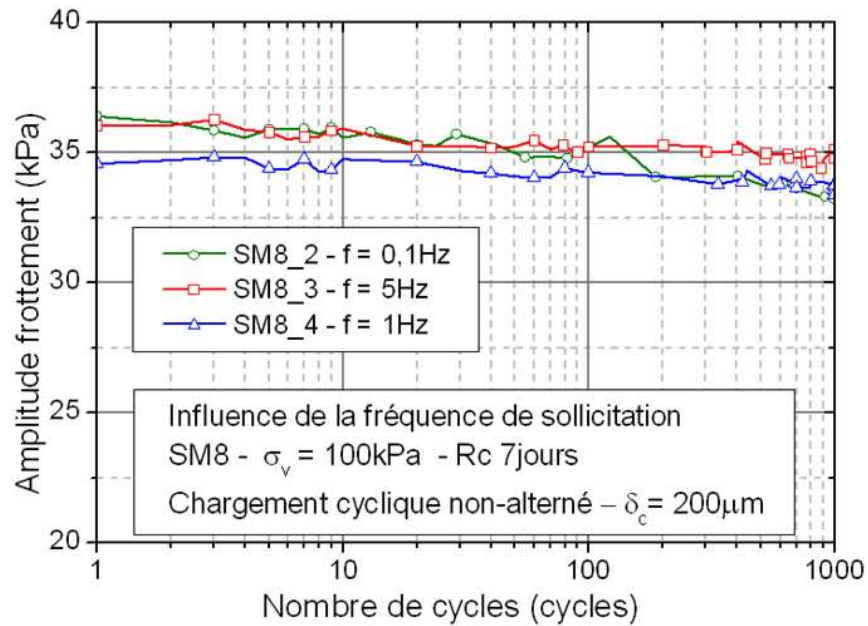


Figure III-25 - Amplitude cyclique pour trois niveaux de fréquence

En se basant sur ces résultats, on a choisi de travailler avec la fréquence de 5 Hz pour diminuer la durée des essais cycliques à 100 000 cycles (6 heures). Par ailleurs, il convient de noter que la fréquence 5 Hz est une valeur fréquemment utilisée dans les études ferroviaires précédentes (Trinh, 2011).

III-3.4 Etude de la formation d'une zone d'interface entre le «soil-mix» et le sol environnant

Au cours du démontage du massif, on a examiné la zone d'interface le long du tronçon de colonne. En utilisant un indicateur de *pH* (phénolphthaléine), on peut détecter la présence de ciment (caractéristique basique). Comme on peut le voir sur la Figure III-26, on peut constater que le ciment (dans le mélange «soil-mix») pénètre dans le sol environnant, sur une distance de l'ordre de 10 mm.

L'apparition de la zone d'interface est en accord avec les résultats présentés dans la partie bibliographique. Chuang and Resse (1969) ont montré que cette zone d'infiltration du ciment dans le sol environnant dépend de sa granulométrie. Plus les grains de sol sont gros et plus les grains de ciment s'infiltreront facilement.



Figure III-26 - Zone d'interface entre la colonne et le sol environnant

En ce qui concerne le massif de sol environnant, on a observé une zone de densification autour de la colonne lors du démontage, qu'on peut attribuer aux effets du chargement cyclique. Il s'agit d'une observation qualitative qui confirme la forme du bulbe de contrainte dans le sol (Figure III-26).

Pour mettre en évidence ce qui se passe à l'interface en terme d'infiltration du mélange «soil-mix», on a réalisé une étude complémentaire. Celle-ci consiste à réaliser des essais de pénétration de «soil-mix» dans un sol reconstitué dans des moules en plexiglas sous une contrainte verticale de 40 kPa. Pour cela, on a réalisé deux essais, le second est un essai de répétabilité.

Chaque essai comporte trois colonnes d'interface sol - « soil-mix », l'interface entre le sol reconstitué et le soil-mix se trouve horizontal au milieu du moule plexiglas. On commence la réalisation d'une colonne par compactage du sol reconstitué (masse volumique sèche $1,60 \text{ Mg/m}^3$, teneur en eau 16 %) au fond du moule ; ensuite on coule du «soil-mix» dans la partie supérieure du moule. On applique une contrainte de 40 kPa à la surface du «soil-mix» à l'aide d'une plaque d'appui et d'un poids.

On évalue la pénétration (test à la phénolphtaléine) à différent temps pour les trois colonnes différentes : une colonne démoulée 6h, une à 24h et la dernière à 72 h de prise du ciment. On a également contrôlé la variation de la teneur en eau dans le sol sous l'effet du «soil-mix».

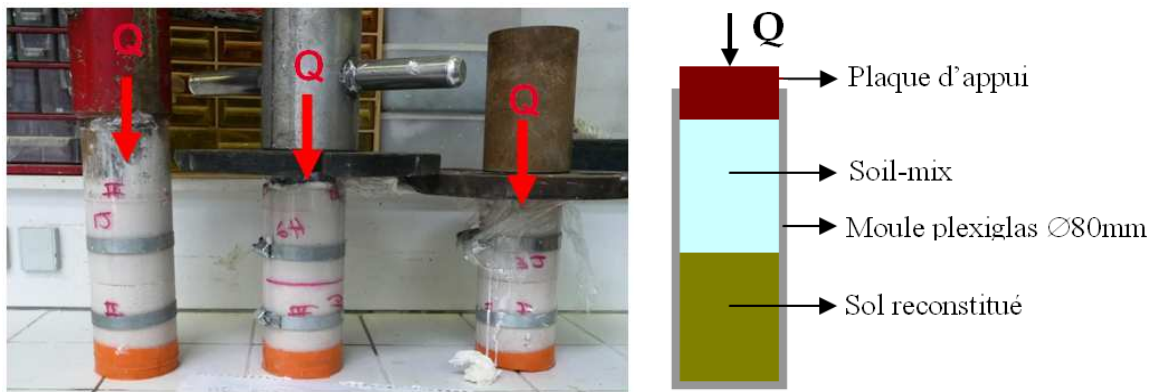
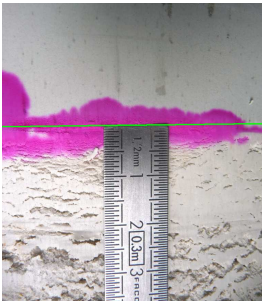


Figure III-27 - Schéma des colonnes pour l'essai d'interface

Le résultat de l'essai d'interface est présenté dans le Tableau III-5. Après six heures de prise du ciment, on peut constater déjà l'infiltration de l'eau et du ciment du «soil-mix» vers le sol reconstitué. La teneur en eau du sol reconstitué augmente à 20,3 % après 6 h (la valeur initiale est de 16 %). Elle atteint 21,1 % après 24 heures, puis diminue jusqu'à 18,4 % à 72 h. A trois jours de prise du ciment, on peut constater que le ciment a pénétré dans le sol reconstitué sur environ 1 cm, ce qui est comparable aux observations réalisées à la fin des essais cycliques sur les colonnes instrumentées lors du programme préliminaire. Cette expérimentation permet de mettre en évidence l'infiltration du ciment dans le sol environnant dans le cas des pieux moulés en place et la formation d'une couche spécifique d'interface.

Tableau III-5 - Essais d'interface

	Colonne démoulée à 6 heures	Colonne démoulée à 24 heures	Colonne démoulée à 72 heures
Diamètre 80 mm Hauteur 16 cm «soil-mix» C300W57 Demi-hauteur supérieure : «soil-mix» Demi-hauteur inférieure : sol reconstitué			
			
Teneur en eau mesurée dans le sol environnant après l'essai	20,3 %	21,1 %	18,4 %

III-4. ETUDE PARAMETRIQUE

Après avoir présenté dans les parties précédentes des résultats typiques (monotones et cycliques) et une étude préliminaire (fréquence, temps de cure), on va développer ici la partie principale de ce travail, sur l'influence de trois paramètres caractéristiques sur le comportement de l'interface de la colonne de «soil-mix» :

- la contrainte verticale appliquée au massif
- l'amplitude du chargement cyclique, en déplacement contrôlé,
- le sens du chargement cyclique (non-alterné et alterné).

Tableau III-6 - Programme des essais réalisés dans l'étude paramétrique

Massif	Temps de prise équivalent (jours)	Type de chargement	Contrainte verticale (kPa)	Amplitude cyclique (μm)
SM8	7	Monotone initial	100	
SM9	7	Cyclique non-alterné + monotone final	100	200
SM10	7	Cyclique non-alterné + monotone final	100	400
SM11	7	Cyclique non-alterné + monotone final	100	800
SM12	7	Cyclique alterné + monotone final	100	±200
SM13	7	Cyclique alterné + monotone final	100	±100
SM14	7	Monotone	200	
SM15	7	Monotone	50	
SM16	7	Cyclique alterné + monotone final	50	±200
SM17	7	Cyclique alterné + monotone final	200	±200

Le programme correspondant aux essais réalisés dans l'étude paramétrique est présenté dans le Tableau III-6. Comme on peut le voir, ce programme comprend 10 massifs. Les essais SM8, SM14 et SM15 sont les essais de référence pour la capacité portante aux trois niveaux de contraintes choisis respectivement 100, 200 et 50 kPa. Les essais SM9, SM10 et SM11 concernent l'influence de l'amplitude de déplacement cyclique dans le cas des sollicitations

non-alternées. Les essais SM12 et SM13 s'intéressent à l'influence de l'amplitude cyclique dans le cas alterné. Finalement, les essais SM16 et SM17 se rapportent à l'influence de la contrainte verticale appliquée au massif.

La procédure d'application de la contrainte verticale choisie pour cette étude paramétrique est le mode 2. (cf. III-2.1.2).

III-4.1 Influence de la contrainte verticale appliquée

III-4.1.1 Chargement monotone initial

La contrainte de confinement est un des paramètres importants étudiés dans de nombreuses études, en particulier celles menées au Laboratoire Navier (équipe Géotechnique CERMES) en chambre d'étalonnage (Le Kouby, 2003; Tali, 2011). Elle permet de simuler une profondeur donnée à laquelle se trouve la tranche de «soil-mix» étudiée.

On a réalisé trois massifs à trois niveaux de contrainte appliqués au sol $\sigma_v = 50\text{kPa}$, 100 kPa , et 200 kPa . Les résultats en terme de frottement latéral unitaire pour les trois niveaux de contrainte verticale sont présentés sur la Figure III-28. On rappelle que la procédure de chargement a été présentée dans la partie III-2.1.

Il faut remarquer qu'à la fois le frottement à la rupture et la rigidité initiale de l'interface augmentent avec la contrainte de confinement. Ce résultat est assez classique et cohérent avec les résultats de la littérature (Tali, 2011 ; Le Kouby, 2003).

On peut noter, pour le niveau de confinement de 200 kPa , un léger pic. Après le pic de résistance vers 1 mm de déplacement, le frottement se stabilise. Le frottement maximal mobilisé pour ce niveau est de 105 kPa .

Le frottement unitaire lors du deuxième chargement est toujours supérieur à celui obtenu lors de la première phase quel que soit le niveau de contrainte verticale. Pour 50 kPa , après avoir atteint un pic, on observe un comportement radoucissant jusqu'à la fin de l'essai.

Le Tableau III-7 synthétise les valeurs de frottement à la rupture et de rigidité initiale obtenues sous chargement monotone.

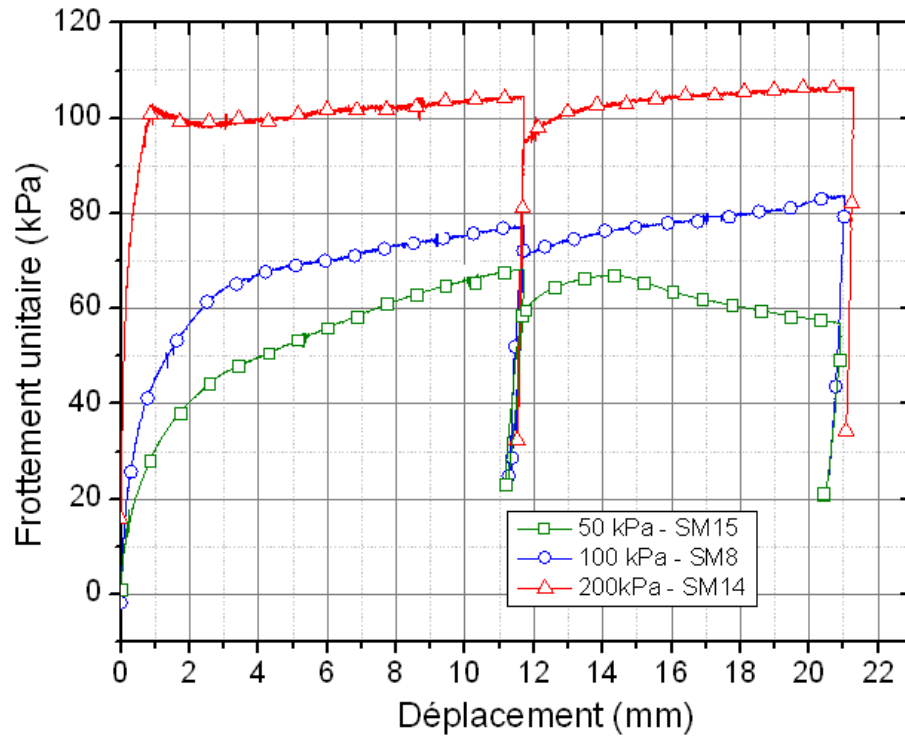


Figure III-28 - Influence de la contrainte verticale sur la mobilisation du frottement unitaire

Tableau III-7- Synthèse des résultats obtenus sous chargement monotone (mode 2)

Contrainte verticale (kPa)	$f_{s,rupt}$ (kPa)	Rigidité initiale K_{ini} (kPa/mm)
50	65	28
100	80	42
200	105	100

A titre d'exemple, en se basant sur la norme de calcul des fondations profondes « Fascicule 62 titre V », en considérant un type de pieu foré simple ou bien injecté basse pression, l'estimation du frottement unitaire maximal est de 40 kPa pour la courbe Q1 (Pl^* estimé de 1,5 MPa) et 80 kPa pour la courbe Q2 (Pl^* estimé de 2 MPa). Donc, en comparant avec les valeurs expérimentales présentées sur la Figure III-28, on peut remarquer que les résultats expérimentaux, en cas de $\sigma_v = 200$ kPa, sont légèrement supérieurs aux valeurs calculées à partir du Fascicule 62 titre V. Pour les deux contraintes verticales 50 kPa et 100 kPa, les valeurs expérimentales sont proches des estimations théoriques.

III-4.1.2 Chargement cyclique

Dans ce paragraphe, on étudie l'influence de la contrainte verticale appliquée sur le comportement cyclique du tronçon de colonne en «soil-mix». Pour cela, on a réalisé trois essais alternés à une amplitude cyclique de $\pm 200 \mu\text{m}$ aux trois niveaux de contrainte verticale : 50 kPa (SM16), 100 kPa (SM12) et 200 kPa (SM17).

On présente sur la Figure III-29 les coefficients d'évolution correspondant au frottement latéral pour les trois niveaux de contraintes verticales appliquées. On remarque pour les deux niveaux de contrainte les plus élevés (100 kPa et 200 kPa), une tendance initiale à la dégradation du frottement. Celle-ci est d'autant plus importante que la contrainte est forte. Alors que pour la contrainte de 50 kPa, on observe une phase de renforcement sur environ 10 cycles, puis on retrouve le comportement de type dégradation.

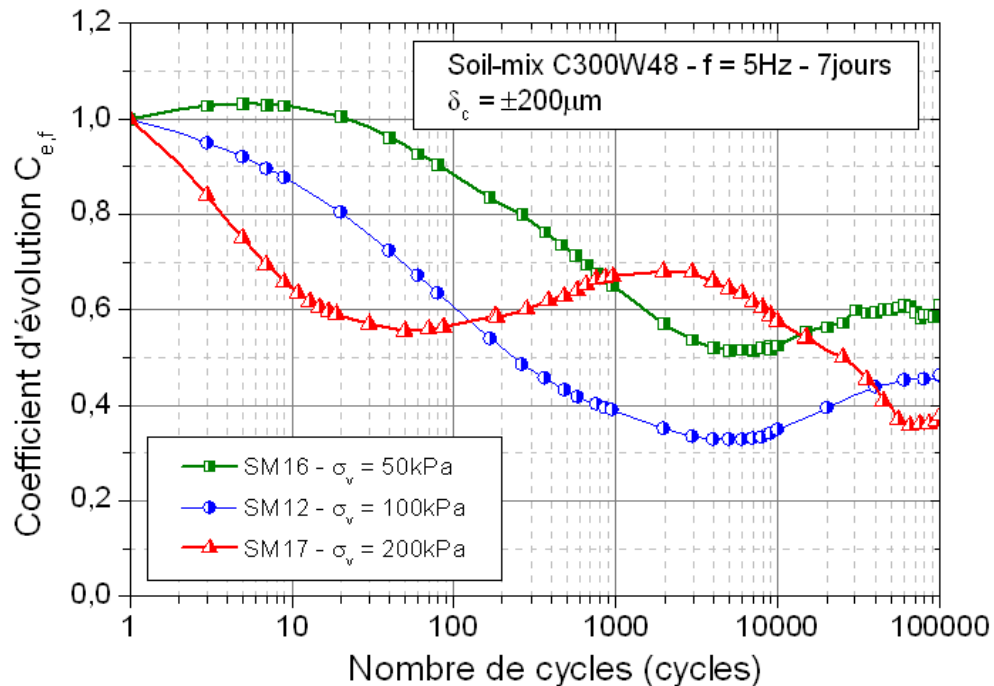


Figure III-29 - Influence de la contrainte verticale sur le coefficient d'évolution $C_{e,f}$

On peut conclure que plus la contrainte de confinement est importante et plus l'interface se dégrade rapidement. Après cette phase de dégradation, on observe pour les trois contraintes une phase de renforcement. Elle apparaît assez tôt pour 200 kPa (60 cycles) et plus tard pour 50 et 100 kPa (6000 cycles). Finalement, l'essai se termine par une nouvelle phase de dégradation pour 200 kPa, et de quasi-stabilisation pour les deux autres contraintes. Les valeurs

finales du coefficient d'évolution après 100 000 cycles sont bien classées : le niveau de dégradation est d'autant plus faible que la contrainte appliquée est faible.

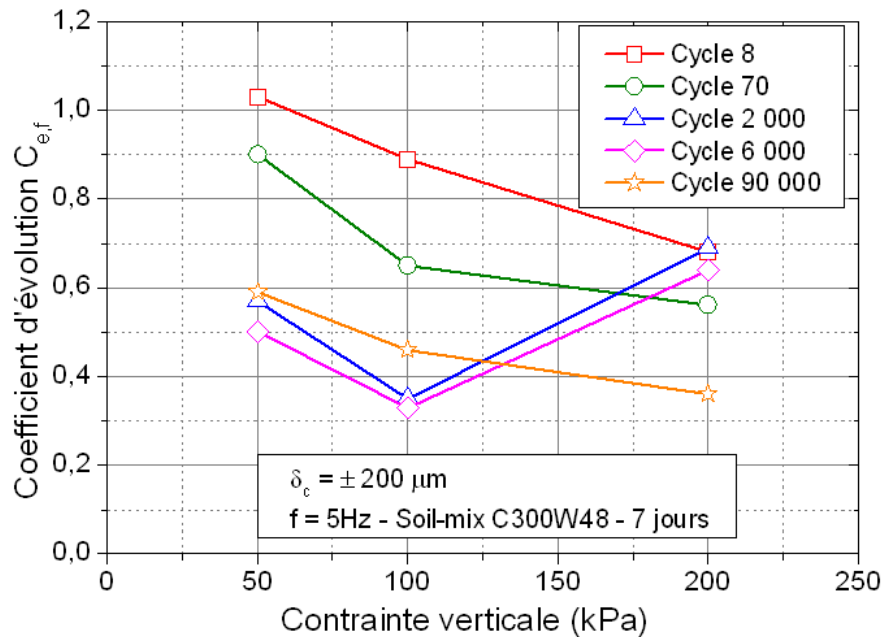


Figure III-30 - Synthèse de l'évolution du frottement en fonction de la contrainte verticale

La Figure III-30 présente une synthèse des coefficients d'évolution du frottement en fonction du niveau de contrainte verticale appliquée pour différents nombres de cycles caractéristiques.

III-4.1.3 Chargement monotone final

La Figure III-31 présente le frottement latéral mobilisé au cours du chargement monotone final pour les trois contraintes de consolidation. On retrouve le caractère quasi proportionnel des courbes par rapport au niveau de contrainte appliquée.

Si on compare ces courbes à celles obtenues avant chargement cyclique, on observe bien une dégradation du frottement latéral. En terme de dégradation, les frottements à la rupture post cyclique sont au-dessous des courbes avant le chargement cyclique (Figure III-32).

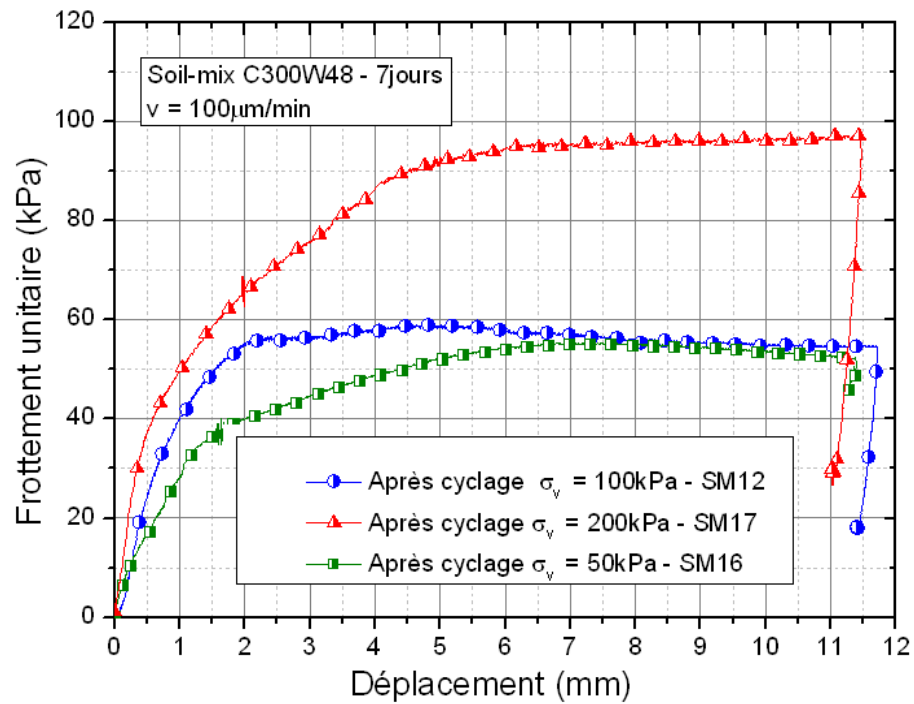


Figure III-31 - Influence de la contrainte verticale sur la mobilisation du frottement post-cyclique

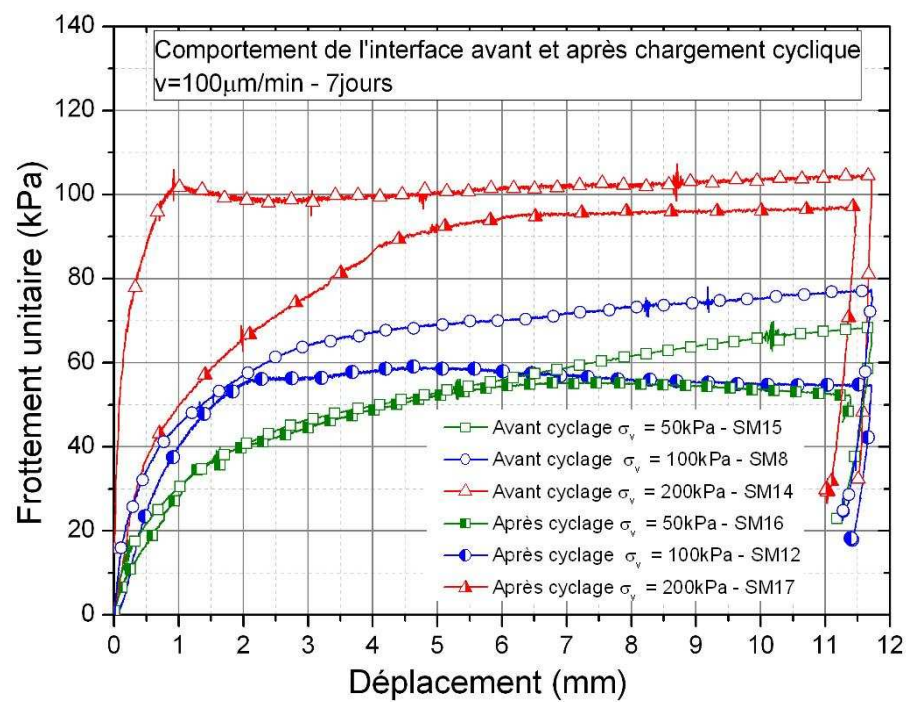


Figure III-32 - Synthèse des résultats des chargements monotones initiaux et post-cycliques

III-4.2 Influence de l'amplitude du déplacement cyclique

III-4.2.1 Chargement cyclique

Des chargements cycliques à déplacement contrôlé ont été réalisés à différents niveaux d'amplitude cyclique. On présente sur la Figure III-33 les coefficients d'évolution correspondant aux trois niveaux d'amplitude cyclique non-alternée testés : 200 μm (SM9), 400 μm (SM10) et 800 μm (SM11).

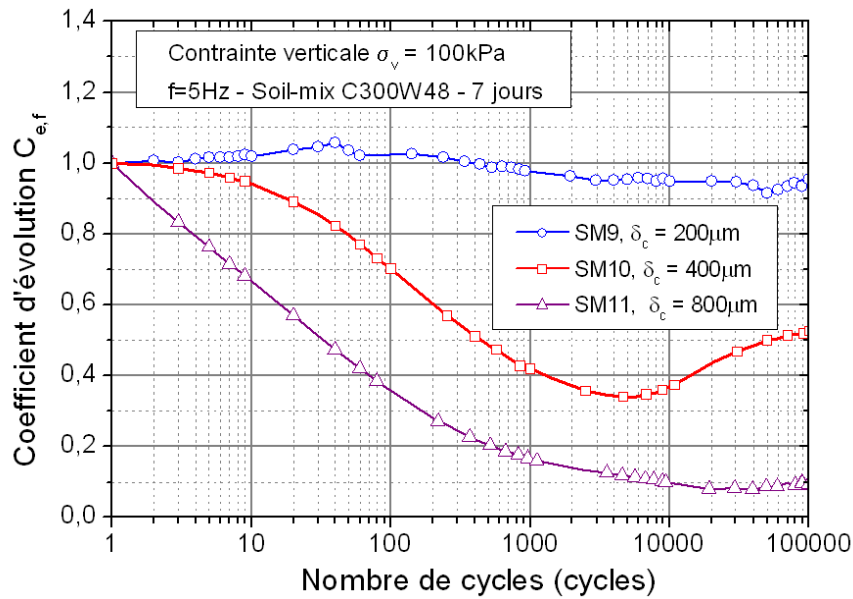


Figure III-33 - Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur le coefficient d'évolution $C_{e,f}$

On peut observer que le renforcement initial du frottement apparaît uniquement pour la plus faible amplitude (200 μm), mais celui-ci reste à un niveau assez faible. Pour les deux autres amplitudes de chargement (400 et 800 μm), on observe une dégradation dès le début de l'essai, avec un taux d'autant plus important que l'amplitude est grande. Pour l'amplitude de 200 μm , la phase de dégradation est relativement limitée.

Tali (2011) a obtenu des résultats à partir d'un modèle de sonde métallique dans la chambre d'étalonnage. Du sable de Fontainebleau a été utilisé pour construire le massif de sol environnant. La sonde métallique est équipée d'un manchon de frottement qui permet de mesurer le frottement latéral local dans le sable. Son résultat porte sur l'évolution du frottement latéral en fonction du nombre de cycles. L'auteur a utilisé le coefficient d'évolution pour

identifier les phases d'évolution du frottement latéral. Le coefficient d'évolution est défini par la fraction de l'amplitude du cycle i à l'amplitude du premier cycle. L'auteur a évoqué deux mécanismes qui influencent le comportement de l'interface sonde-sable : la redistribution de la contrainte normale à l'interface et la densification du matériau. Sur la Figure III-34 on a observé une phase initiale de renforcement pour le cas de l'amplitude cyclique $\pm 250 \mu\text{m}$. Tandis que pour les autres amplitudes cycliques, on a une phase de dégradation initiale. Là aussi, l'amplitude $\pm 250 \mu\text{m}$ a connu une dégradation minimale à l'interface par rapport à d'autre amplitude.

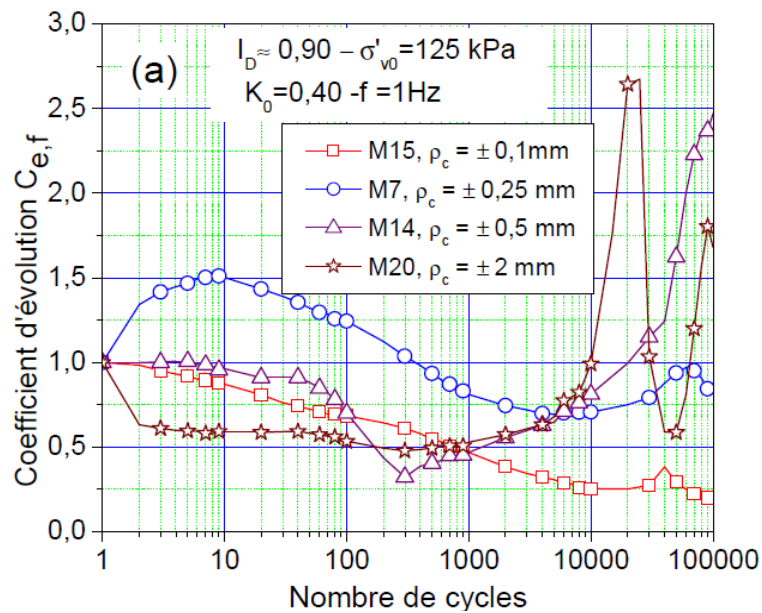


Figure III-34 - Influence de l'amplitude cyclique sur le coefficient d'évolution du frottement latéral (Tali, 2011)

Ces évolutions du frottement sont cohérentes avec celles observées dans le cas des pieux métalliques (Tali, 2011). Ce dernier a proposé une interprétation du comportement d'interface sol-pieu selon quatre phases de renforcement et de dégradation successives (Figure III-35). Dans notre cas, on a observé la phase de renforcement initiale dans deux cas : amplitude cyclique non-alternée de $200 \mu\text{m}$ à 100 kPa (SM8) et amplitude cyclique alternée $\pm 200 \mu\text{m}$ à 50 kPa (SM16). Les deuxième et troisième phases sont communes à tous les essais : dégradation suivie d'un renforcement à grand nombre de cycles. Concernant la quatrième phase (dégradation), on ne l'a observée que pour un seul cas : $\pm 200 \mu\text{m}$ à 200 kPa (SM17).

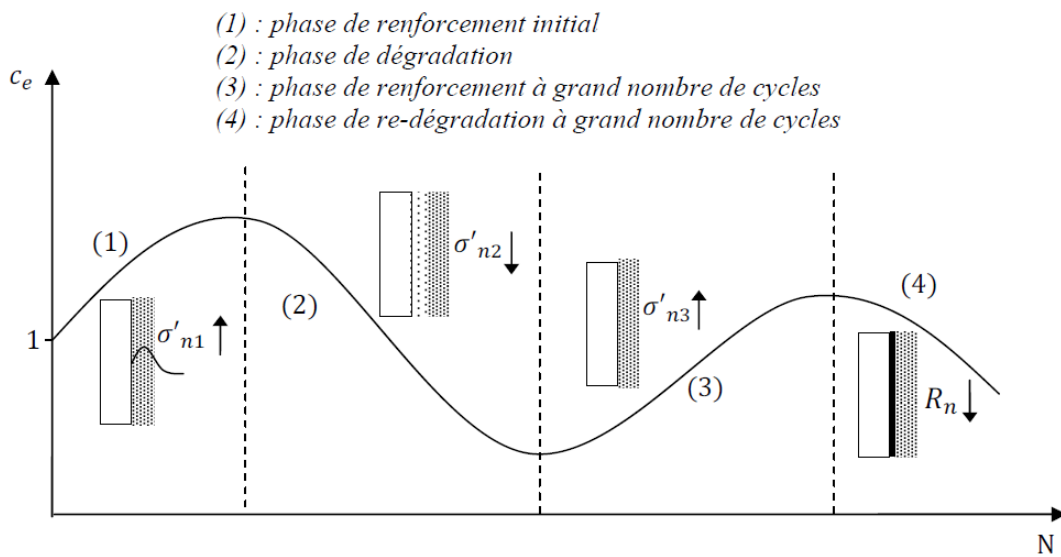


Figure III-35 - Différentes phases de comportement à l'interface sol-pieu (Tali, 2011)

Pour expliquer le phénomène de renforcement initial dans le cas des faibles amplitudes de chargement, Tali (2011) a proposé une interprétation basée sur le rôle de deux effets connus à l'interface sol-fondation, mais antagonistes : la redistribution des surcontraintes autour du pieu et la densification cyclique d'interface. La première a tendance à augmenter les contraintes normales à l'interface, alors que la seconde va induire le phénomène opposé.

Tali (2011) a observé une phase initiale de renforcement, seulement pour une amplitude cyclique de $\pm 250 \mu\text{m}$, par l'effet de la redistribution des surcontraintes à l'interface. Pour le cas des grandes amplitudes cycliques ($400, 800 \mu\text{m}$), on observe directement la phase de dégradation. Cette dégradation est due à la réduction de la contrainte normale à l'interface, mais également à la rupture de l'interface.

Bekki *et al.*, (2013) ont proposé une autre explication pour ces phénomènes observés. La ré-augmentation du frottement latéral est due à une augmentation de la contrainte normale à l'interface. En effet, lors de la phase de dégradation qui précède, la contrainte normale à l'interface diminue à cause de la contractance cyclique du sol au voisinage de l'interface. Tandis que la contrainte verticale appliquée par la baudruche à la surface du massif de sol est gardée constante, au fur et à mesure, cette contrainte verticale est transmise dans le sol et arrivée sur l'interface pour compenser la diminution de la contrainte normale sur l'interface.

Une fois que la contrainte à l'interface ré-augmente, le frottement latéral ré-augmente également. La phase de ré-augmentation du frottement intervient d'autant plus tard que l'amplitude cyclique est élevée. Cette phase de ré-augmentation de résistance en frottement pourrait être liée à un phénomène de « dilatance empêchée ».

Dans le cas de l'amplitude de 400 μm , la ré-augmentation du frottement intervient vers 5 000 cycles, tandis que pour 800 μm , elle ne commence qu'à partir de 40 000 cycles.

En terme de niveau de dégradation finale, on constate que plus l'amplitude du déplacement cyclique est élevée, et plus l'interface se dégrade vite. Pour le cas des faibles amplitudes cycliques (200 μm), la dégradation est faible ($C_{e,f} = 0,90$ à 60 000 cycles). Par contre, pour l'amplitude la plus élevée (800 μm), le $C_{e,f}$ diminue jusqu'à une valeur de 0,10 après 30 000 cycles.

La Figure III-36 présente une synthèse des valeurs du coefficient d'évolution en fonction $C_{e,f}$ de l'amplitude du déplacement cyclique. On retrouve la tendance décrite ci-dessus : plus l'amplitude du déplacement est importante et plus le frottement local se dégrade.

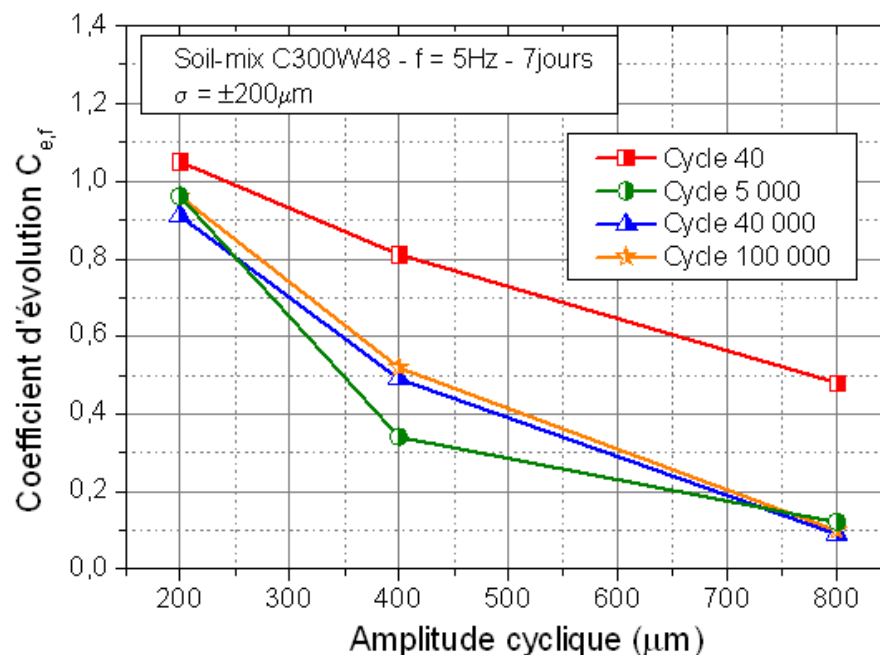


Figure III-36 - Synthèse des valeurs de $C_{e,f}$ en fonction de l'amplitude du déplacement cyclique

On a pris des photos de l'interface entre le sol et la colonne après le démontage du massif. Dans le cas de la plus grande amplitude cyclique – l'essai SM11 (Figure III-37), on a pu observer un glissement de l'interface. De plus, la partie restante du frottement latéral de la colonne après 100 000 cycles est de 10 % ($C_{e,f} \approx 0,1$) confirme cette dégradation de l'interface. Au démontage de l'essai, l'interface entre le sol et la colonne est complètement cisailée.



Figure III-37 – Vue de l'interface sol-colonne au démontage (essai SM11, $\delta = 800\mu\text{m}$)

III-4.2.2 Chargement monotone final

Après avoir quantifié les évolutions du frottement latéral au cours du chargement cyclique, on va maintenant étudier l'effet du chargement cyclique sur le frottement latéral mobilisé lors du chargement monotone final. Les résultats des courbes de frottement unitaire pour des essais réalisés à une même contrainte verticale de 100 kPa sont présentés sur la Figure III-38. On peut voir, pour tous les essais, que le frottement post-cyclique est toujours inférieur à celui mesuré lors du chargement initial.

Pour le niveau d'amplitude cyclique le plus faible (200 μm), le frottement à la rupture est moins dégradé que pour les deux autres amplitudes. Il présente une faible différence par rapport à la courbe de chargement initiale de référence.

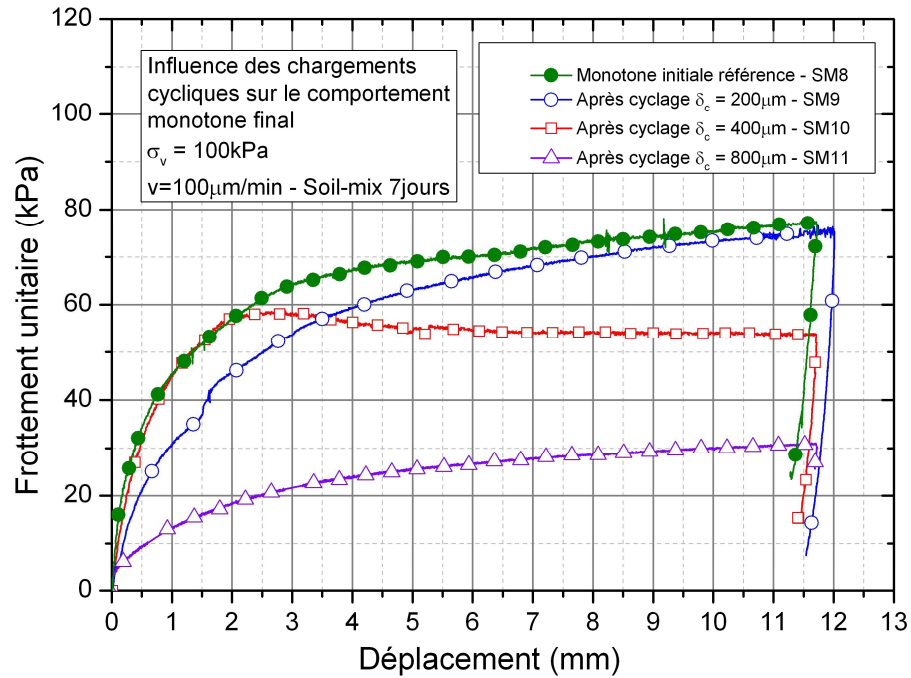


Figure III-38 - Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur le comportement monotone post-cyclique

Pour l'amplitude de 800 μm , on peut constater que le frottement est très dégradé, ce qui est cohérent avec un coefficient d'évolution de 0,1 après 100 000 cycles.

Pour l'amplitude intermédiaire de 400 μm , la rigidité initiale est proche de celle observée dans le chargement initial de référence. Ensuite, on remarque un pic avant d'atteindre un plateau. La rigidité plus importante de cette courbe par rapport au cas de l'amplitude de 200 μm est cohérente, car on a observé pour cet essai une phase de renforcement de la colonne à la fin du chargement cyclique.

III-4.3 Influence du sens du chargement cyclique

III-4.3.1 Essai de chargement cyclique alterné

Dans la partie III-2.2, on a présenté le résultat d'un essai de chargement cyclique non-alterné. Dans cette partie, on présente le résultat d'un essai à chargement cyclique alterné ainsi qu'une comparaison entre ces deux modes de chargement cyclique.

La Figure III-39 et la Figure III-40 présentent les résultats de l'essai SM12 réalisé pour une amplitude cyclique alternée $\delta_c = \pm 200 \mu\text{m}$ ($\pm 0,25 \% d_c$).

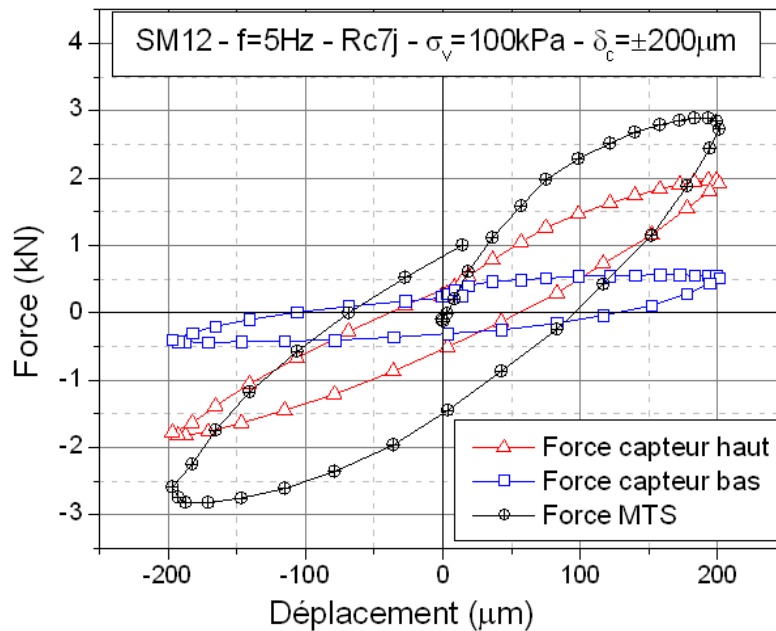


Figure III-39 - Forces enregistrées pendant un cycle – chargement cyclique alterné

La Figure III-40 présente la mobilisation du frottement latéral pour quatre cycles typiques en fonction du déplacement. On peut remarquer que la forme d'un cycle est bien symétrique, c'est-à-dire que le frottement latéral est mobilisé autant en compression qu'en traction.

La surface d'une boucle est bien inférieure dans le cas du chargement non-alterné. Ce phénomène de diminution a été abordé dans la littérature par Mortara, et al., (2007). Ils ont montré que pendant le chargement cyclique, la contrainte normale est diminuée. Cette diminution de contrainte normale sur l'interface engendre la diminution de l'aire d'une boucle de frottement.

Les courbes de synthèse des évolutions du frottement latéral et de la force appliquée par le vérin MTS en fonction du nombre de cycles sont présentées sur la Figure III-41. On remarque que, dans le cas de l'amplitude cyclique $\pm 200 \mu\text{m}$, on n'observe pas la phase de renforcement initial comme observée par Tali (2011). Il est difficile de faire des comparaisons, car la nature des deux interfaces est complètement différente. Après 1 000 cycles, l'interface perd plus de 60 % de résistance pour l'amplitude cyclique $\pm 200 \mu\text{m}$. Ce résultat est en accord avec ceux

obtenus par Tali (2011) pour le cas de l'amplitude cyclique $\pm 100\mu\text{m}$ ($\pm 0,28 \% d_c$) dans lequel (Tali, 2011) a trouvé une phase de dégradation après 1000 cycles, l'interface de la sonde-pieu a perdu 50 % de sa résistance initiale. Néanmoins, au bout de 5 000 cycles, nous observons la phase de renforcement qui n'a pas été observée pour une amplitude équivalente par Tali (2011).

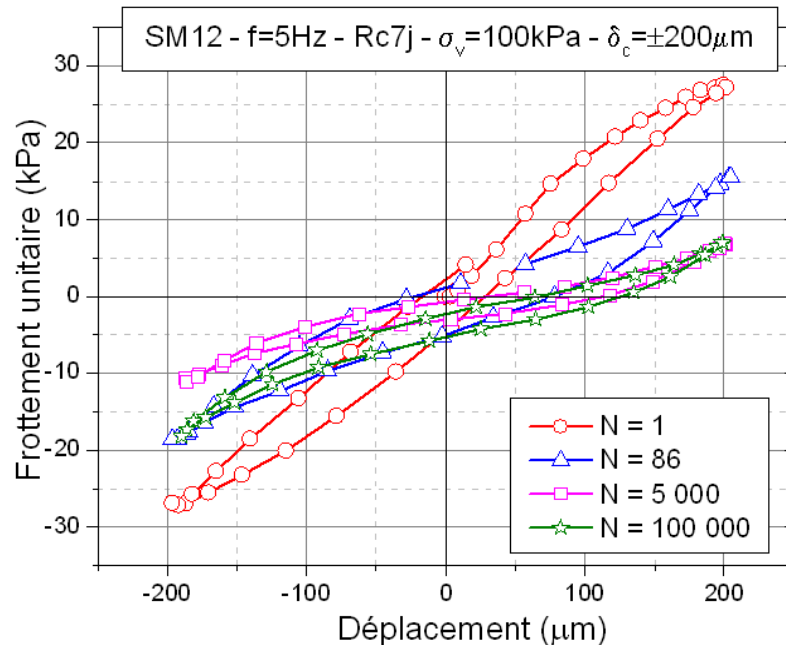


Figure III-40 - Mobilisation du frottement latéral local en fonction du déplacement

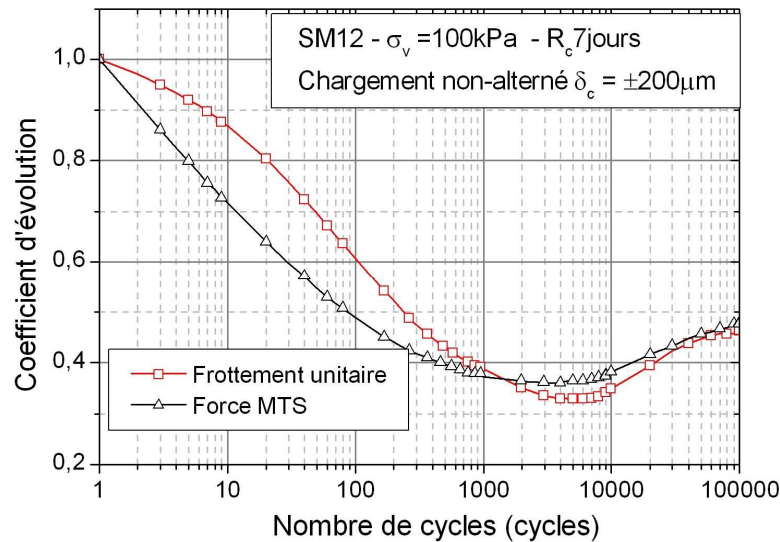


Figure III-41 - Coefficient d'évolution C_e correspondant au frottement ainsi qu'à la force mesurée sur le capteur du servovérin MTS

III-4.3.2 Synthèse des résultats obtenus sous chargement cyclique

Les valeurs du coefficient d'évolution obtenues pour les deux sens de chargement, alterné et non-alterné, sont présentées sur la Figure III-42. Sur cette figure, on présente deux gammes d'amplitude cyclique totale (200 et 400 μm). Tout d'abord, on observe une dégradation moins importante dans le cas non-alterné que dans le cas alterné. Pour la plus grande amplitude cyclique (400 μm), les évolutions sont similaires ; par contre, dans le cas de la plus faible amplitude (200 μm), une grande différence apparaît après 1 000 cycles. Ce phénomène peut être expliqué par le fait que lorsqu'on applique un chargement à déplacement contrôlé non-alterné en compression, sur le fût du pieu, avoir une déformation plastique de l'interface et donc, avoir des forces alternées (force positive et négative en alternative). Dans le cas d'une grande amplitude cyclique, le chargement non-alterné est devenu un chargement alterné $\pm 200\mu\text{m}$ après les premiers cycles à cause de la rupture de l'interface, donc ces deux courbes de C_{ef} sont proches.

En cas de faible amplitude (200 μm et $\pm 100\mu\text{m}$), on observe un comportement assez proche pour les 1000 premiers cycles. On a pu constater ensuite que le chargement alterné est plus dégradant à grand nombre de cycles. Ce phénomène peut être expliqué par le fait que la faible amplitude endommage moins l'interface. Donc, dans le cas d'une faible amplitude cyclique, l'effet du sens de chargement devient plus significatif.

La Figure III-43 présente une synthèse des coefficients d'évolution du frottement dans les cas de chargement alterné et non-alterné. L'effet du sens de chargement est bien mis en évidence sur le graphique. En effet, pour le niveau d'amplitude cyclique totale de 400 μm , il n'y a pas de différence nette entre les deux types de chargement ; par contre, pour le niveau de l'amplitude cyclique totale de 200 μm , on peut constater une différence entre les deux types de chargement dans le cas des grands nombres de cycles (40 000 et 100 000 cycles), ce qui montre que pour les faibles amplitudes, l'influence du sens de chargement devient plus marquée pour les grands nombres de cycles.

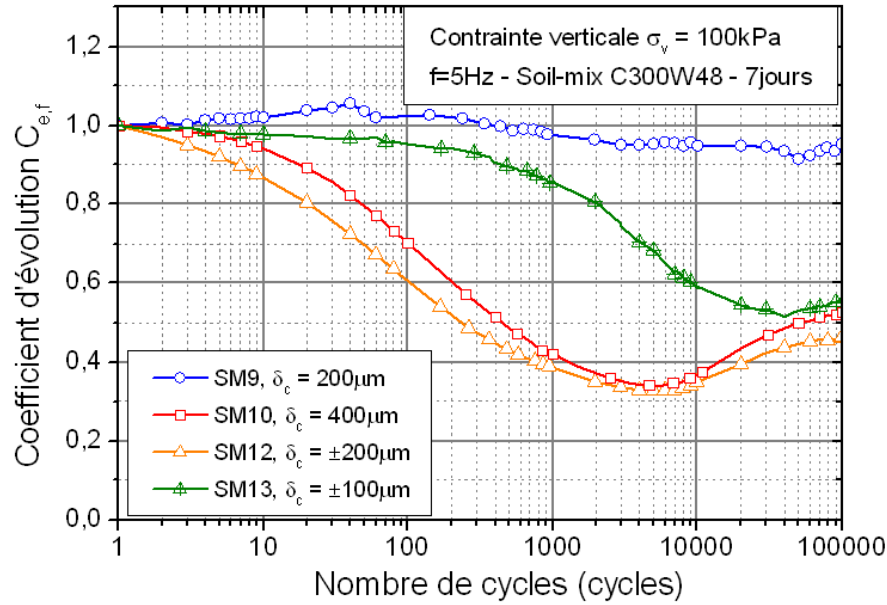


Figure III-42 - Influence du sens de chargement cyclique

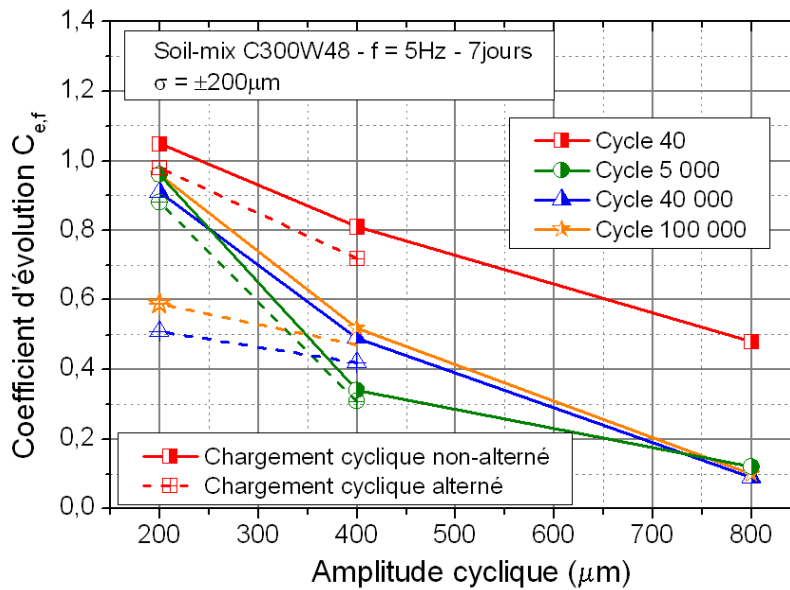


Figure III-43 - Synthèse des évolutions du frottement en fonction de l'amplitude cyclique

III-4.3.3 Chargement monotone final

La Figure III-44 présente l'influence du sens de chargement cyclique sur le chargement monotone final. Comme on l'a constaté dans la partie précédente, de nouveau, on obtient un comportement monotone final identique pour les deux cas de chargement aux grandes amplitudes cycliques ($400\mu\text{m}$ et $\pm 200\mu\text{m}$). Pour l'amplitude cyclique non-alternée de $200\mu\text{m}$ on obtient un frottement latéral à la rupture plus grand que celui mesuré pour le chargement

alterné $\pm 100\mu\text{m}$. Cette observation est cohérente avec la valeur du coefficient d'évolution à la fin de l'essai cyclique : après 100 000 cycles de chargement, la réduction de résistance à l'interface dans le cas de chargement non-alterné est moins importante.

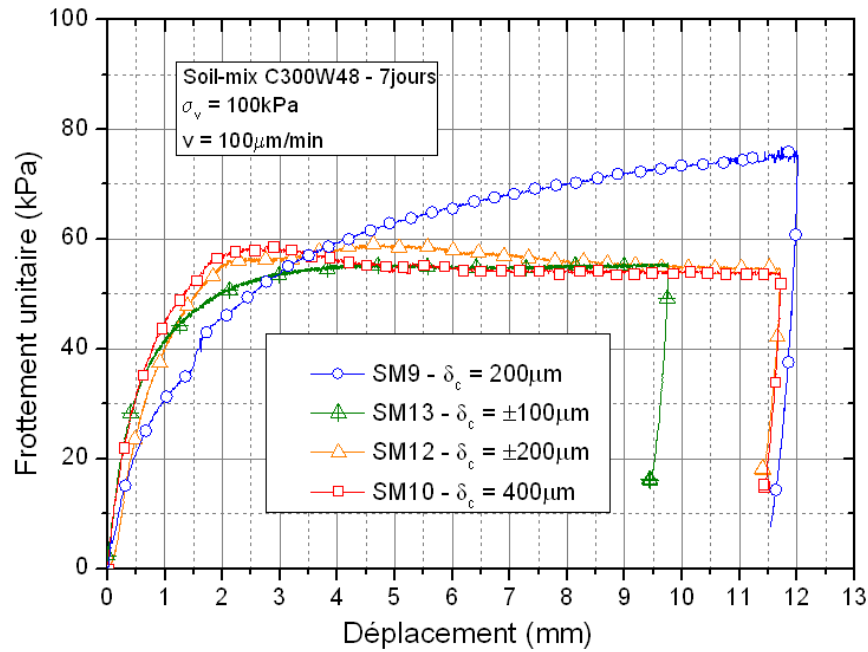


Figure III-44 - Influence du sens de chargement sur le chargement monotone final

CONCLUSION PARTIELLE

Dans ce chapitre, on a présenté la configuration expérimentale adaptée pour une étude du frottement unitaire d'une colonne «soil-mix». Un programme d'essais important a été réalisé pour mener une étude de l'influence de différents paramètres significatifs sur le comportement de l'interface en chargement monotone et cyclique.

Une étude préalable a permis d'obtenir les résultats suivants :

- ◆ Formation de l'interface et formation de la zone de densification mécanique ;
- ◆ Pour les fréquences de chargement cyclique 0,1 Hz, 1 Hz, et 5 Hz, la différence entre les amplitudes cycliques du frottement latéral mobilisées n'est pas significative ;
- ◆ Une rigidité initiale plus importante pour les colonnes à 28 jours de prise par rapport à une colonne à 7 jours. Par contre, en terme de la mobilisation du frottement à la rupture, on n'observe pas de différence significative entre les deux temps de prise ;
- ◆ La différence entre les deux modes opératoires concernant le mode d'application de la contrainte verticale sur le sol.

Une étude paramétrique concernant des paramètres : contrainte verticale, amplitude cyclique et sens de chargement cyclique a été réalisée. Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- ◆ Détermination de la mobilisation du frottement latéral à la rupture à l'interface d'un tronçon élémentaire «soil-mix» ;
- ◆ Influence de la contrainte verticale sur le comportement cyclique à l'interface à grand nombre de cycles : plus la contrainte augmente, plus l'interface se dégrade vite ;
- ◆ La mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement cyclique : plus l'amplitude cyclique augmente, plus l'interface se dégrade vite. Une phase de renforcement initiale est observée pour faible contrainte verticale (50 kPa), en cas de forte contrainte verticale 200 kPa, on peut observer la phase de dégradation finale à grand nombre de cycles après la phase de dégradation initiale et renforcement ;

Les phases d'évolution du frottement latéral à grand nombre de cycle :

- phase de renforcement initiale : elle apparaît pour les faibles amplitudes cycliques (200 μ m) non-alternée et faible contrainte verticale 50 kPa. Cette phase dure environ une dizaine de cycles.
 - Phase de dégradation : elle apparaît dans la plupart des cas, à cause de l'endommagement de l'interface et de la réduction de la contrainte verticale (dilatance cyclique) ;
 - Phase de renforcement : cette phase est due à l'évolution de la contrainte normale sur l'interface de la colonne qui fait augmenter le frottement unitaire à l'interface (contractance empêchée);
 - Phase de dégradation finale : cette phase pourrait être liée au phénomène de fatigue à grand nombre de cycles de l'interface.
- ◆ Le sens de chargement cyclique : alterné et non-alterné a une influence significative sur le comportement du tronçon de colonne en «soil-mix» en cas de faible amplitude cyclique, mais à grande amplitude, la différence entre les deux modes de chargement cyclique est non significative.

CHAPITRE IV - ETUDE DU MATERIAU « SOIL-MIX » AU JEUNE AGE

Un enjeu important pour la SNCF concerne l'impact de la circulation des trains sur le comportement des colonnes de soil-mix juste après leur fabrication. En effet, la SNCF souhaiterait assurer la continuité du trafic ferroviaire quelques heures après la réalisation des colonnes soil-mix. Cela pose une question : «Le matériau soil-mix au jeune âge est-il endommagé sous l'effet des chargements cycliques causés par le passage des trains ? ».

Cette étude concerne donc l'évaluation de la résistance en compression simple du matériau soil-mix après un chargement cyclique au jeune âge. L'objectif est de vérifier qu'un chargement prématuré n'aura pas de conséquences défavorables sur le comportement ultérieur de la colonne.

Pour cette étude, on utilise seulement la partie inférieure du dispositif d'essai présenté dans le chapitre II (cf. II.1) pour reconstituer un massif de sol de 40 cm de hauteur et de 55 cm de diamètre. Six colonnes sont construites dans le massif (une colonne centrale et cinq périphériques). Le diamètre de chaque colonne correspond à celui de la tarière utilisée pour réaliser le forage (8 cm de diamètre), et leur longueur est de 20 cm. Une sollicitation cyclique, qui représente le passage des trains *in situ*, est appliquée sur les 5 colonnes périphériques à différents temps de cure (2h, 6h, 12h, 24h et 48 h). La colonne centrale, qui n'est pas chargée, sert de colonne témoin. Nous présenterons en détail la procédure des essais plus loin dans ce chapitre.

Dans un premier temps, on aborde le comportement des mélanges cimentaires lors des premières heures après la mise en place. Le comportement des mélanges cimentaires au jeune âge a fait l'objet de publications dans la littérature (Haddad, et al., 2011; Haouas, et al., 2006; Mbemba, 2009; Mounanga, 2003; Stefan, 2009). Mbemba (2009) a étudié les premières phases de la prise du ciment dans du béton. L'évolution microstructurale dans un béton se déroule en trois phases : avant la fissuration (cette phase traduit la consolidation de la pâte), avant la prise du matériau (cette phase traduit la dessiccation de la pâte de ciment) et pendant la prise du matériau (cette phase traduit la structuration du matériau) (Figure IV-1). Le début de la prise du ciment est estimé entre 3 et 4 heures après la réalisation du mélange.

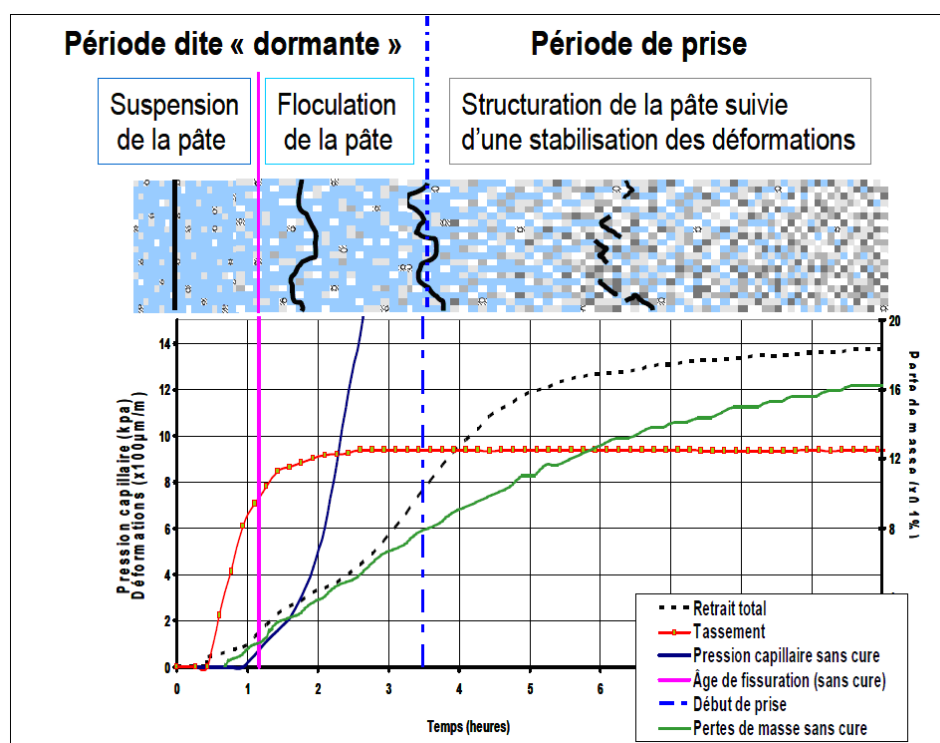


Figure IV-1 – Différentes phases de prise du ciment dans un béton (Mbemba, 2009)

Mounanga (2003) a réalisé une recherche expérimentale sur le comportement des matrices cimentaires au jeune âge. Plusieurs paramètres ont été étudiés comme la température, le rapport E/C, etc. La Figure IV-2 présente l'influence de la température sur le temps de prise. A titre d'exemple, pour la température de 20 °C, le début de prise Vicat d'un mélange cimenté de E/C 0,25 se situe au bout de 3 heures.

La prise Vicat est un temps caractéristique des mélanges cimentaires, elle est déterminée à partir des essais Vicat. Le temps de début de prise est déterminé à l'instant où l'aiguille de Vicat

($S = 1 \text{ mm}^2$, masse = 300 g) s'arrête à une distance fixée dans une pâte de ciment à propriétés normalisées. L'appareil de Vicat est utilisé à la fois pour la détermination de la consistance ainsi que pour la mesure du temps de début de prise. La précipitation de portlandite, au cours de l'hydratation du ciment, est le moment associé à un gain de rigidité du matériau. C'est-à-dire, à partir de 5 heures, le mélange commence à développer sa rigidité.

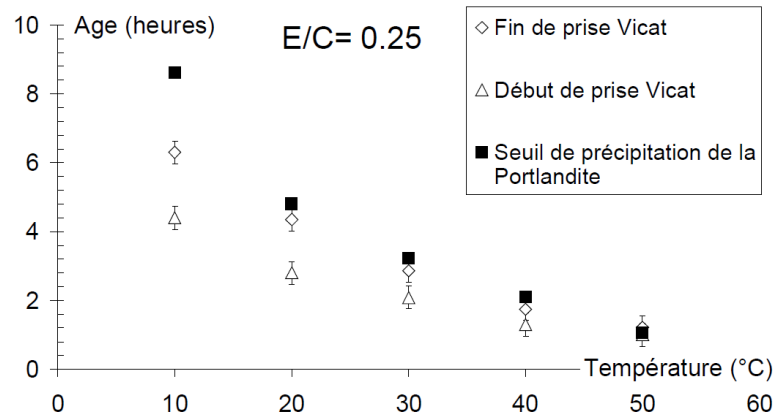


Figure IV-2 - Evolution des temps de début et de fin de prise Vicat et du seuil de précipitation de la portlandite pour des pâtes de ciment à $E/C = 0,25$ conservées à 10, 20, 30, 40, 50 °C
(Mounanga, 2003)

Lorsque l'aiguille s'arrête à une distance $d = 4 \text{ mm}$ ($\pm 1 \text{ mm}$) de la plaque de base plane, on dit que l'on a le début du temps de prise.

Comme le montrent les résultats expérimentaux présentés sur la Figure IV-3, obtenus par Nonat (2003) et cités par Messan (2006), l'hydratation du ciment conduit à une évolution rapide du module élastique (ici G) du matériau avant même sa prise (seuil de percolation). On note également une évolution très rapide du module élastique autour de la prise du matériau.

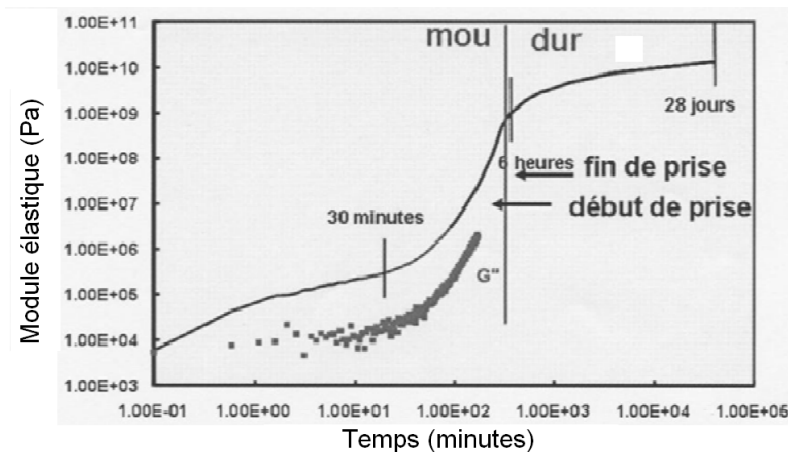


Figure IV-3 - Evolution au jeune âge des caractéristiques viscoélastiques d'une pâte de ciment (Nonat, 2003)

Stefan (2009) a étudié l'évolution de la déformation et de la résistance d'une pâte de ciment mélangée avec du sable d'Ottawa. L'auteur a pu confirmer qu'après la prise, le module d'Young évolue plus rapidement que la résistance (en compression comme en traction). Ceci implique le fait qu'au jeune âge, le matériau atteint une rigidité importante, mais sa résistance est encore loin d'avoir atteint sa valeur maximale. Sur la Figure IV-4, on obtient les taux maximaux de chaleur dégagée en fonction du taux de retrait chimique, un pic de retrait de déformation vers 7 heures peut être observé dans les deux cas (Figure IV-4a). La prise Vicat survient à environ 5h30 après le contact eau – ciment. Dans le cas des essais mécaniques, la première mesure de résistance en compression est réalisée à 4h30, et donne une valeur de 0,5 MPa. C'est-à-dire que, même avant la prise finale, selon la méthode Vicat, le matériau a développé une rigidité suffisante pour supporter les opérations de démoulage, de surfaçage et de chargement sous une presse. Cependant, le pic d'évolution des propriétés mécaniques survient une fois que le taux de dégagement de chaleur est ralenti (Figure IV-4b).

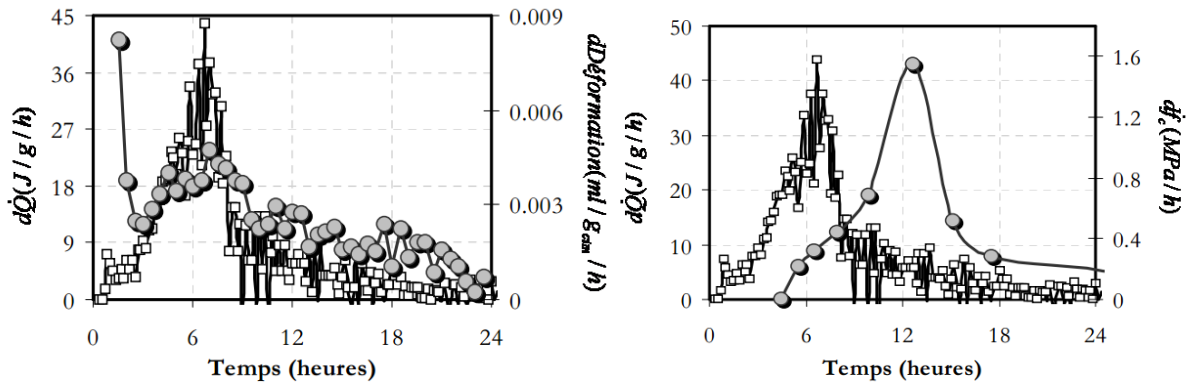


Figure IV-4 - Evolution de la déformation et de la résistance d'un mélange cimentaire (Stefan, 2009)

D'autres auteurs ont également donné des valeurs concernant le début de la prise du ciment. Jensen (2005), cité par Bouasker et al. (2006), a estimé la période de prise du ciment entre 3 et 6 heures après le contact entre le ciment et l'eau. Ce résultat est en bonne cohérence avec celui obtenu par Stefan (2009).

IV-1. PRESENTATION DE LA CONFIGURATION EXPERIMENTALE

Dans le cas de l'étude au jeune âge, comme évoqué ci-avant, on utilise seulement le module inférieur du dispositif d'essai pour construire un massif de sol de 40 cm de hauteur et de 55 cm de diamètre (Figure IV-5). Ce module est posé sur le support mobile. On réalise six colonnes, une centrale et cinq périphériques. Le diamètre de la colonne est celui de la tarière de 8 cm de diamètre, la longueur du tronçon de soil-mix étudié est de 20 cm.

Une sollicitation cyclique est appliquée sur les cinq colonnes dans le massif au jeune âge à différents temps de cure (2h, 6h, 12h, 24h et 48 h). Une colonne témoin, placée au centre et non chargée, correspond à la colonne témoin.

La configuration de la mise en œuvre des colonnes dans la cuve d'essai est représentée sur la Figure IV-5 ci-après. Une vue du dispositif au cours d'un chargement est présentée sur la Figure IV-6.

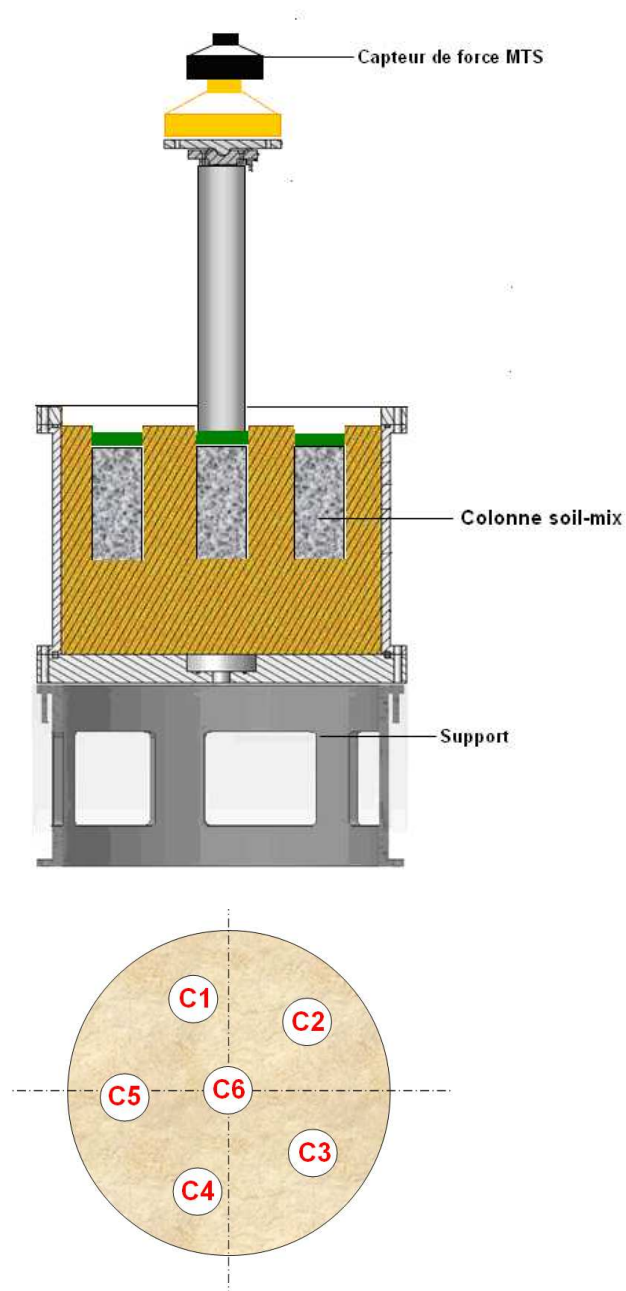


Figure IV-5 - Configuration de la mise en œuvre des colonnes dans la cuve d'essai

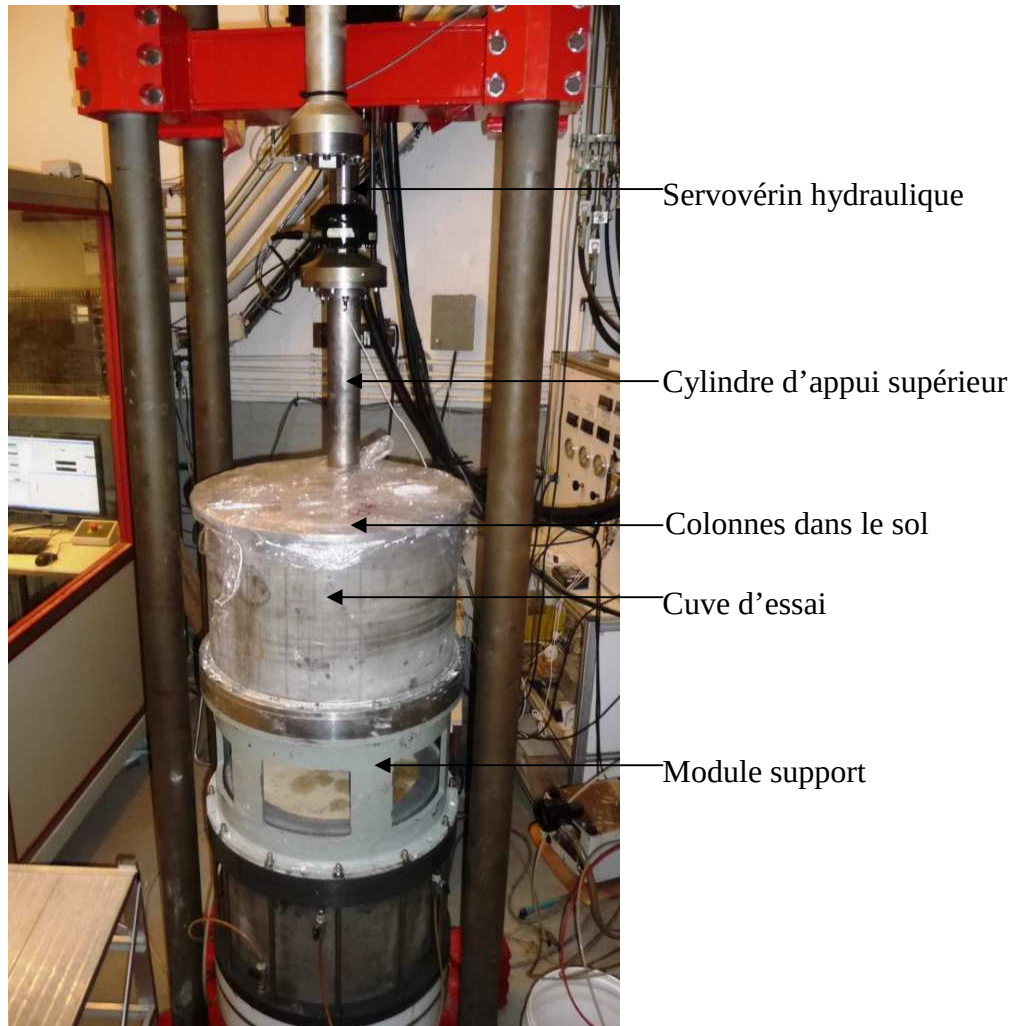


Figure IV-6 – Configuration du dispositif d'essai pour les essais au jeune âge

IV-2. MATERIAUX

Le sol utilisé est toujours le « limon » reconstitué C10Kao (70 % Millisil C10 et 30 % kaolinite Speswhite), à une teneur en eau massique de 16 %. Le ciment utilisé est toujours le ciment CEMIII.

En ce qui concerne le matériau soil-mix, on utilise le soil-mix de référence C300W57, autrement dit, le soil-mix 57 % d'eau de mélange, C300, C/E = 0,30. Le protocole de fabrication du soil-mix est identique à celui présenté dans le chapitre précédent. La résistance à la compression simple à 7 jours de prise de ce soil-mix est de 2 MPa.

IV-3. PROTOCOLE DE MISE EN PLACE

La procédure de mise en place d'un massif de sol avec six colonnes en soil-mix est la suivante :

- mise en place de la membrane graissée sur la paroi de la cuve d'essai ;
- construction d'un massif du sol reconstitué d'une hauteur de 40 cm par couches successives de 10 cm ;
- réalisation des six forages à l'aide d'une tarière manuelle (22 cm de profondeur et 8 cm de diamètre) ;
- coulage du soil-mix ;
- l'ensemble du dispositif est couvert avec un film alimentaire pour bien conserver l'état hydrique du milieu ;
- mise en place d'une plaque d'appui en PVC en tête de la colonne avant chargement ;
- réalisation des chargements au jeune âge selon les temps prédéfinis (2 h, 6 h, 12 h, 24 h et 48 h) ;
- récupération des six colonnes pour réaliser les essais de compression simple à 7 jours après le coulage.

Les étapes de réalisation des colonnes sont présentées sur la Figure IV-7.

IV-4. PROGRAMME D'ESSAIS

Pour essayer de répondre aux différentes questions posées, on a réalisé un programme d'essais comportant différents protocoles de chargement en fonction des paramètres d'étude : résistance à la compression simple à 7 jours après le chargement au jeune âge, capacité portante globale à 7 jours après le chargement au jeune âge, comportement cyclique des colonnes après des chargements au jeune âge. Le programme d'essais comprenait en tout douze massifs dont seulement huit sont présentés dans ce mémoire (Tableau IV-1), les massifs JA7 à JA10 n'ayant pas fait l'objet d'une interprétation dans le cadre de ce travail.



Figure IV-7 - Procédure de mise en place des colonnes au jeune âge

Tableau IV-1 – Programme des essais réalisés – Etude au jeune âge

Massif	Protocole de chargement	Remarques
JA1	1	-
JA2	1	-
JA3	1	Essai sur C1 (2h) uniquement (les autres colonnes sont cassées lors du démontage)
JA4	1	Toutes les colonnes cassées lors du démontage (qualité du ciment)
JA5	1	Toutes les colonnes cassées lors du démontage (mode opératoire)
JA6	1	-
JA11	2	-
JA12	3	-

IV-5. PROTOCOLES DE CHARGEMENT – ESSAIS TYPIQUES

Les colonnes seront chargées directement par le servovérin à l'aide d'un cylindre d'appui intermédiaire. Il s'agit de chargements cycliques pour lesquels les niveaux de chargement se rapprochent de ceux mesurés *in situ*. La distribution des charges dans les couches constitutives de la plateforme ferroviaire a été étudiée dans le cadre de nombreux travaux dont Esveld (2001) et Trinh (2011).

On s'intéresse dans notre cas aux charges sur la tête de la colonne de sol mix se trouvant à la surface du sol support, qui se situe en général entre 80 cm à 100 cm de profondeur sous les traverses.

Jain & Keshav (1999) ont disposé plusieurs capteurs de pression à des profondeurs différentes dans la couche de ballast et la plate-forme d'une voie ferrée. La distribution de la charge des trains en fonction de la profondeur et du poids du train est présentée sur la Figure IV-8. A la profondeur de 100 cm sous la traverse, la contrainte induite par le train est de l'ordre de 50 à 80 kPa. Ce résultat est comparable à celui de Esveld (2001) qui donne une valeur de contrainte de 50 kPa à la profondeur entre le ballast et la structure inférieure.

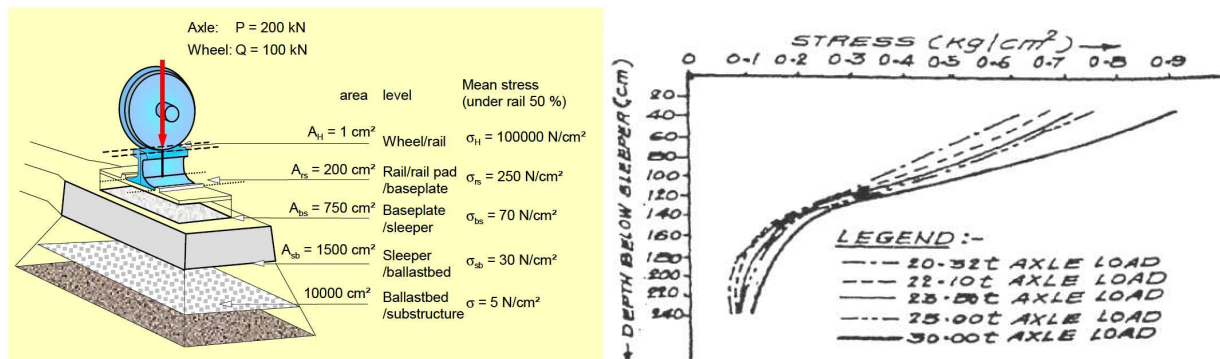


Figure IV-8 – Distribution des charges sous les rails :

(a) (Esveld, 2001) ; (b) (Jain and Keshav, 1999)

La Figure IV-9 présente également un exemple de calcul de la distribution des contraintes en fonction de la profondeur avec le modèle GEOTRACK (cité par Selig & Water, 1994) pour un train caractérisé par une charge de 29,2 tonnes par essieu.

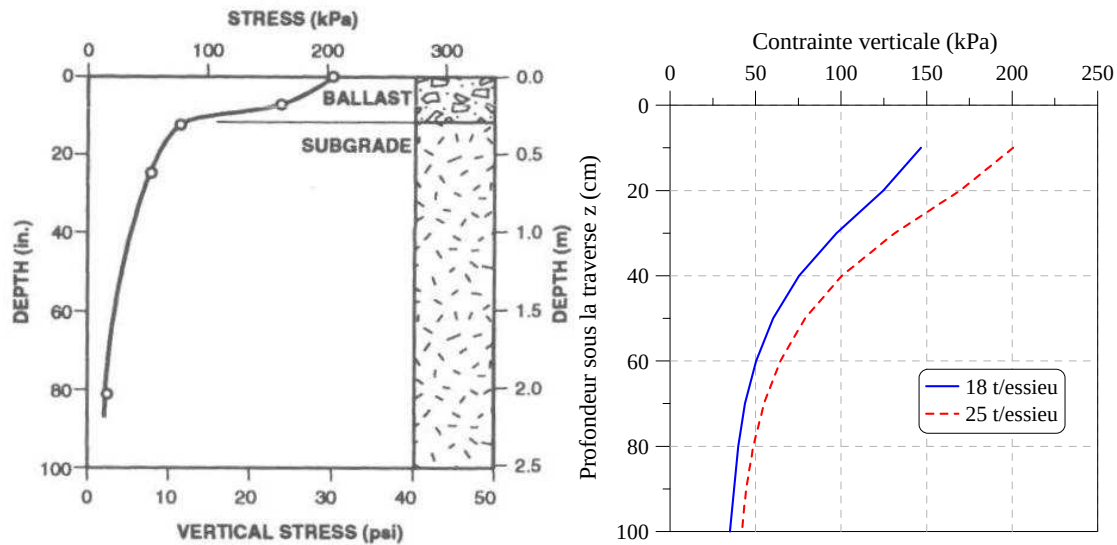


Figure IV-9 : Contrainte verticale en dessous des traverses :

(a) (Selig et Water, 1994) ; (b) (Trinh, 2011)

Ce résultat montre que la contrainte à la surface du sol support, à une profondeur de 70 cm sous la traverse, est d'environ 50 kPa. Cette valeur est confirmée par les travaux de Trinh (2010) qui obtient, pour une profondeur de 70 cm sous traverse dans la structure d'assise des voies 45 kPa (cas du TGV à 18 t/essieu) et 55 kPa (cas des TGV à 25t/essieu).

En se basant sur ces résultats, on a choisi un chargement cyclique compris entre 20 et 55 kPa (amplitude cyclique $\Delta\sigma_c = 35$ kPa) pour simuler l'effet de la circulation des trains sur la tête des colonnes. La fréquence du chargement cyclique est 5 Hz, correspondant au passage des trains à environ 100 km/h. On peut noter que la fréquence des chargements est variable en fonction de la distance entre les essieux des véhicules.

IV-5.1 Protocole de chargement N°1

Dans le premier protocole de chargement développé, chaque colonne est chargée à un moment défini selon le chemin de chargement présenté sur la Figure IV-10. Les délais entre le coulage des colonnes et leur chargement sont respectivement 2 heures (C1), 6 heures (C2), 12 heures (C3), 24 heures (C4), 48 heures (C5). La colonne C6 est non chargée.

Pour une colonne donnée, on réalise tout d'abord un chargement monotone initial jusqu'à une contrainte de 20 kPa (100 N), puis un chargement cyclique à contrainte contrôlée entre 20 et

55 kPa à une fréquence de 5 Hz, correspondant aux contraintes mesurées lors du passage d'un train à une profondeur d'environ 100 cm sous traverse. Pour cette phase de chargement cyclique, 2 000 cycles ont été appliqués sur chaque colonne aux temps déjà définis, ce qui correspond environ au passage de 100 trains dans la réalité (un train correspond en moyenne à 20 cycles de chargement), suivis par un déchargement à 100 N à la fin du chargement.



Figure IV-10 - Schéma de chargement au jeune âge : protocole N°1

Après le chargement au jeune âge, les six colonnes sont maintenues dans le massif de sol pendant six jours, puis elles sont récupérées en vue de réaliser les essais de compression simple. On tronçonne les colonnes dans leur partie inférieure pour atteindre une hauteur finale de 16 cm. On mesure également le périmètre de chaque colonne à différents niveaux pour estimer la variation du diamètre lors du chargement et ainsi le comparer avec la colonne témoin non chargée.

Tableau IV-2 - Ordre de chargement des colonnes au jeune âge - Protocole N°1

Identification de la colonne	Temps avant chargement après coulage	Nombre de cycles
C1	2h	2 000
C2	6h	2 000
C3	12h	2 000
C4	24h	2 000
C5	48 h	2 000
C6	Non chargée	-

Résultats d'un essai typique au jeune âge selon le protocole No1

La Figure IV-11 présente la réponse typique de la colonne C3 (6 h) correspondant au massif JA2. Le chargement se compose de 3 phases (Figure IV-11a) : une rampe monotone jusqu'à une contrainte de 20 kPa, suivie par une pause à force constante pendant 10 minutes. La deuxième phase de chargement consiste à appliquer les 2000 cycles de chargement entre 20 et 55 kPa. L'essai se termine par un déchargement final.

La Figure IV-11b montre la réponse en terme de déplacement instantané de la tête de la colonne en fonction du temps. Pendant la phase de chargement cyclique, on peut constater que la partie de déplacement irréversible est dominante par rapport à la partie réversible. Ce déplacement relativement important (environ 2 mm après 2000 cycles) peut être relié à la faible résistance de la pâte de soil-mix au jeune âge (6 h).

La Figure IV-11c présente la courbe contrainte-déplacement. On peut voir que l'amplitude de la contrainte appliquée 20 – 55 kPa est relativement bien respectée. Néanmoins, dans le cas de la colonne à 6 heures, comme le matériau est encore mou, il faut une dizaine de cycles pour que le servovérin atteigne la consigne en contrainte.

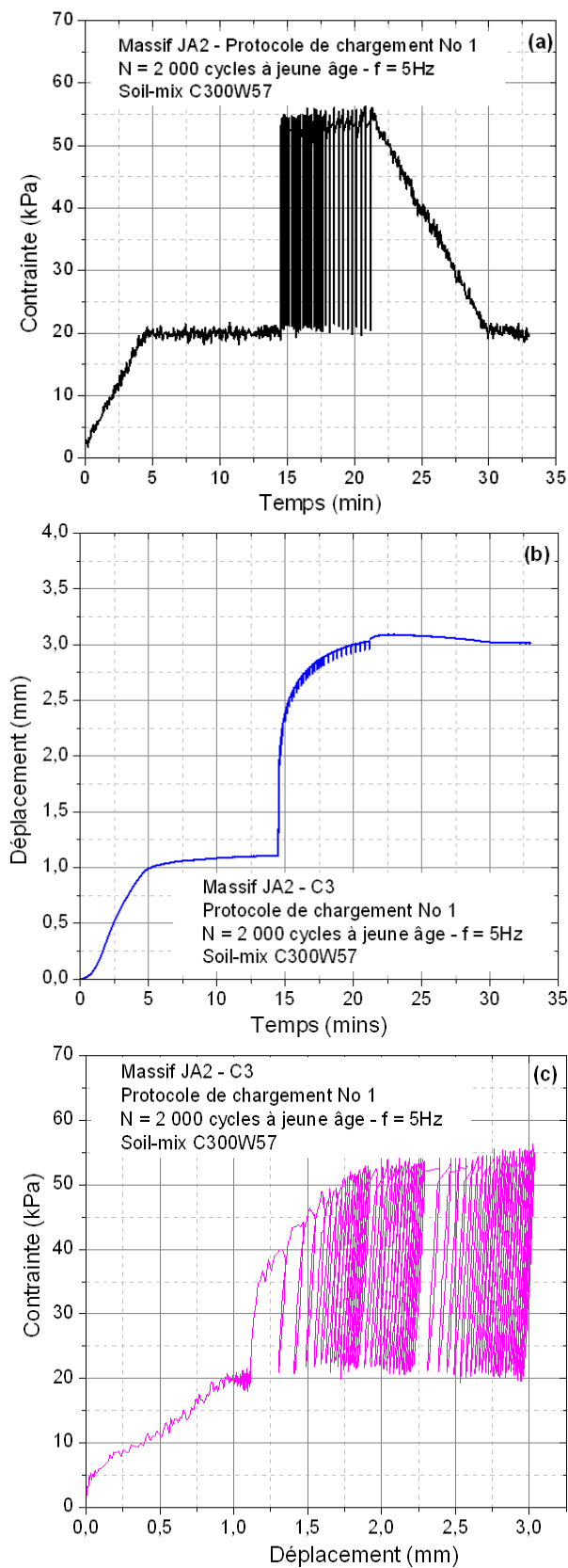


Figure IV-11 - Résultat typique de chargement au jeune âge d'une colonne soil-mix – protocole No1

Définition de la rigidité initiale

La rigidité initiale k_{ja} est définie comme la pente à l'origine de la courbe force – déplacement de la partie correspondant au chargement monotone initial (Figure IV-12).

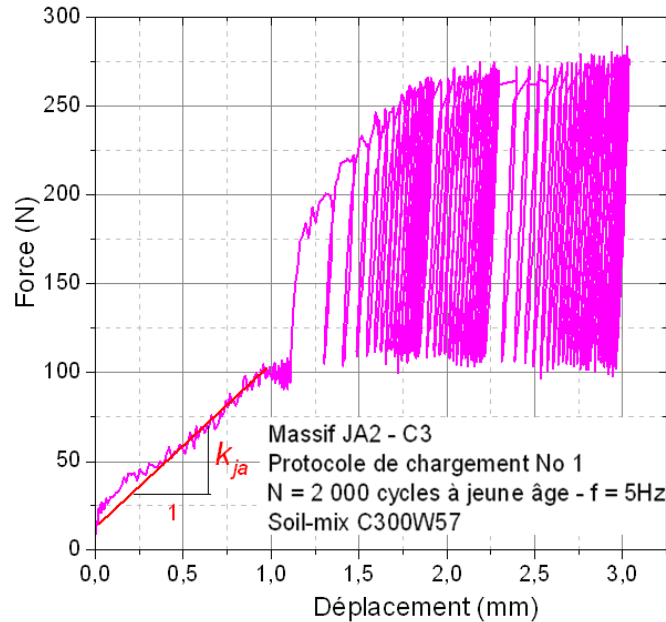


Figure IV-12 - Définition de la rigidité initiale dans le chargement des colonnes au jeune âge

Définition des déplacements irréversibles

Si on examine une courbe de déplacement en fonction du nombre de cycles, on peut distinguer deux composantes du déplacement pour un cycle de chargement, le déplacement réversible (élastique) et le déplacement irréversible (plastique). On peut constater que sur la Figure IV-13, les points bleus sont les déplacements instantanés enregistrés pour les cycles de chargement, les points rouges sont les valeurs du déplacement minimal sur chaque cycle, qu'on peut assimiler au déplacement irréversible. Dans la partie de synthèse, on n'utilisera que ces déplacements irréversibles pour les comparaisons.

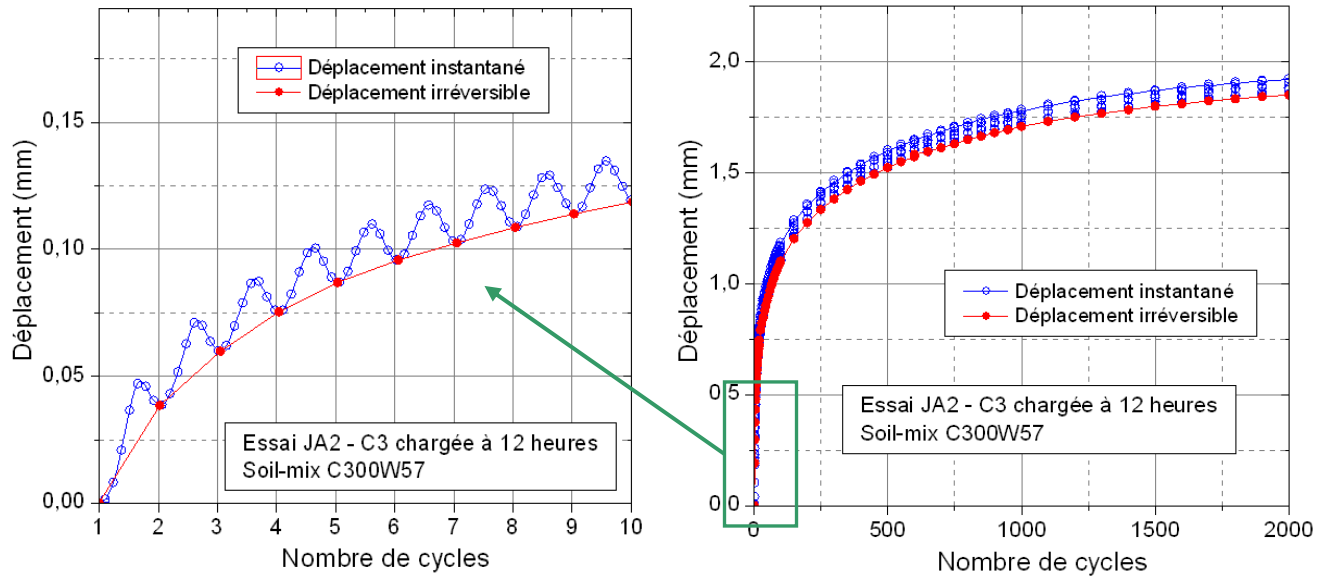


Figure IV-13 - Définition des déplacements irréversibles lors du chargement des colonnes au jeune âge



Figure IV-14 – Surfaçage au soufre des tronçons de colonne avant l'essai de résistance à la compression simple

Pour la réalisation des essais de compression simple, on ajuste également le diamètre des colonnes à 80 mm à l'aide d'une meuleuse (Figure IV-14). On atteint ainsi un élanement de 2 ($\varnothing 80$ mm et H160 mm). Pour finir, les deux extrémités du tronçon sont surfacées au soufre afin d'avoir deux surfaces parfaitement planes et parallèles. Les essais de compression simple sont réalisés selon la norme NF EN 13286-41 (AFNOR, 2003). Pour les essais de compression simple, on utilise la même presse que celle évoquée dans le chapitre II.

IV-5.2 Protocole de chargement N°2

Le deuxième protocole de chargement est réalisé en tenant compte de l'histoire du chargement *in situ*. En effet, par rapport au premier protocole de chargement présenté ci-avant, ce protocole de chargement se rapproche du cas réel. Dans le premier protocole de chargement, les 2 000 cycles de chargement sont appliqués en continu, alors que dans le deuxième protocole, le chargement cyclique est appliqué de façon répétée, ce qui représente le passage de trains successifs en fonction du temps. Les 2 000 cycles sont appliqués en dix séquences successives entrecoupées de pauses de 30 minutes. La suite de la procédure est identique au protocole N° 1.

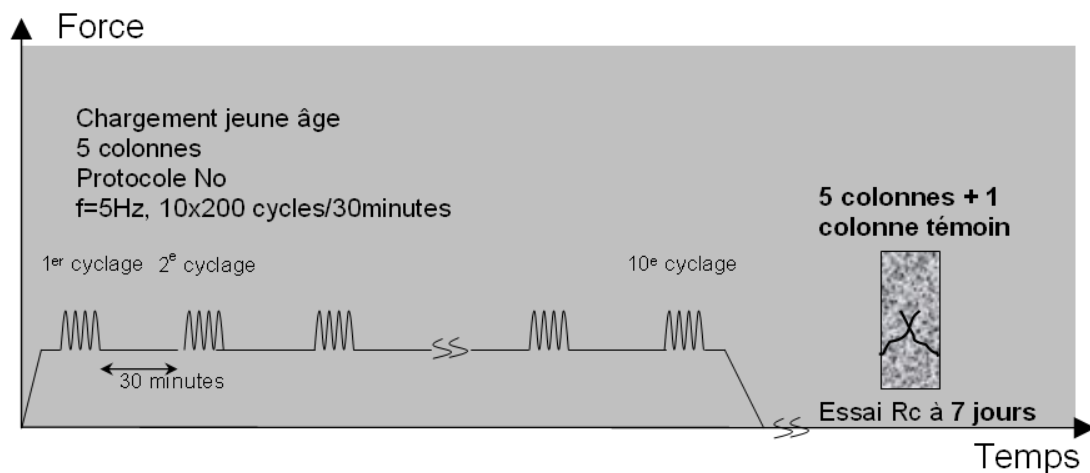


Figure IV-15 – Protocole de chargement pour les essais au jeune âge - protocole No 2

La Figure IV-16 présente un résultat typique obtenu pour la colonne C4 (24 h) dans le massif JA11. La Figure IV-16-a présente la contrainte appliquée en fonction du temps. La Figure IV-16-b présente les déplacements en fonction du temps. A la fin de la phase de chargement monotone, le déplacement en tête de colonne est très faible, de l'ordre de 0,18 mm. Ensuite, on peut constater que les 200 premiers cycles causent un déplacement irréversible d'environ 0,6 mm, alors que lors des 200 cycles suivants, le déplacement est quasiment stabilisé. On peut conclure que les premiers cycles jouent un rôle prépondérant dans les déplacements.

La Figure IV-16c présente la courbe contrainte appliquée en fonction du déplacement de la tête de la colonne.

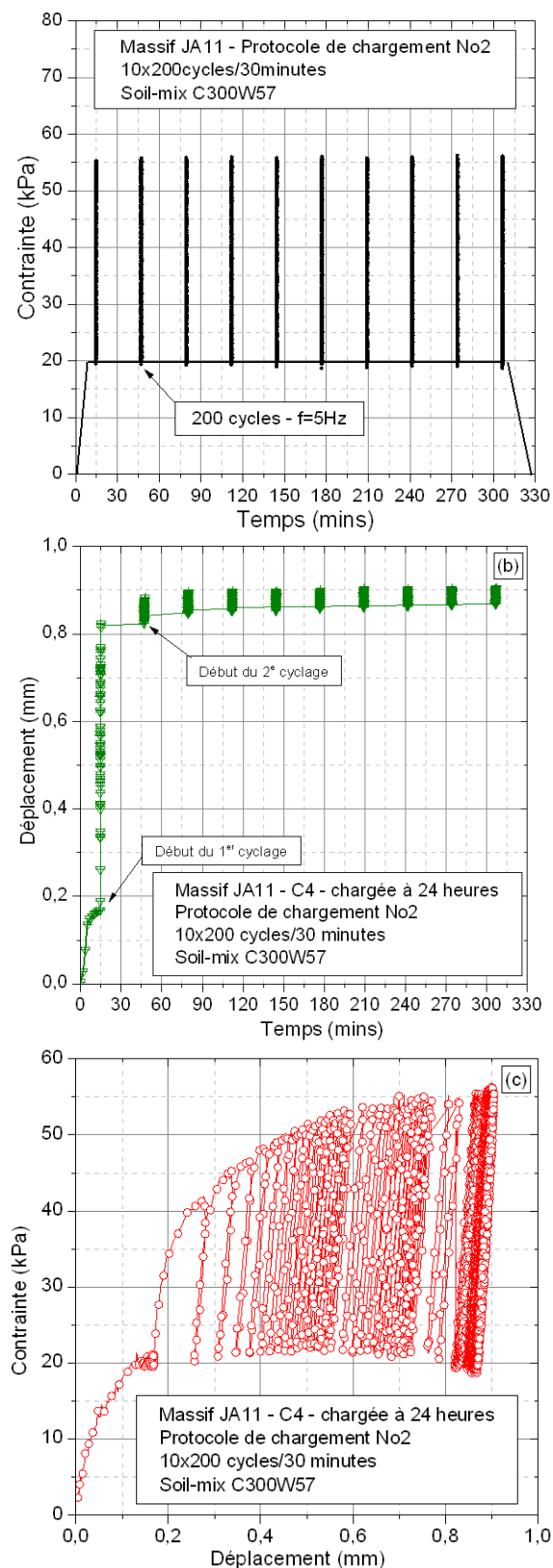


Figure IV-16 - Résultat typique d'un chargement au jeune âge d'une colonne en soil-mix – protocole N°2

La Figure IV-17 présente les déplacements instantanés et les déplacements irréversibles pour la colonne C4.

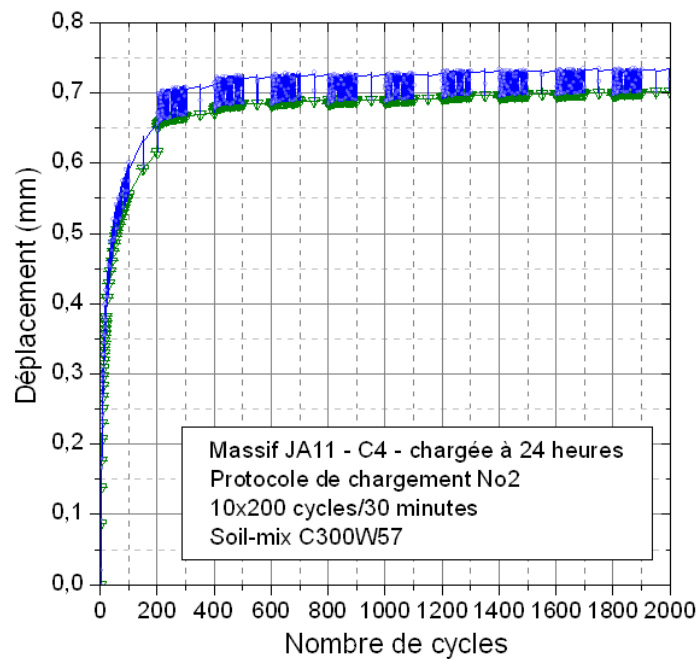


Figure IV-17 - Déplacements irréversibles sous chargement cyclique - protocole No2

IV-5.3 Protocole de chargement N°3

Le troisième protocole de chargement a été développé pour étudier l'effet du chargement au jeune âge sur la capacité portante globale des colonnes. Pour ce faire, on réalise des chargements cycliques identiques au jeune âge au protocole de chargement N° 1. Ensuite, à 7 jours, au lieu de récupérer les colonnes, on charge successivement les 6 colonnes à déplacement contrôlé jusqu'à la rupture (10 mm). On obtient finalement les courbes de capacité portante finale pour les 6 colonnes, y compris la colonne témoin.

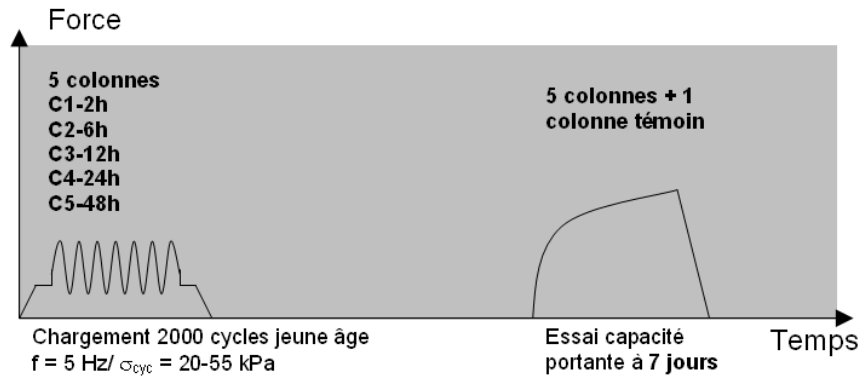


Figure IV-18 – Protocole de chargement pour les essais au jeune âge - protocole N°3

IV-6. SYNTHÈSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

IV-6.1 Rigidité du chargement monotone initial

Comme on l'a évoqué dans la partie IV-5.1, la rigidité initiale est définie comme la pente de la courbe contrainte-déplacement du chargement monotone initial. La

Figure IV-19 présente une synthèse pour tous les essais réalisés avec le protocole N° 1. Le résultat concerne les rigidités initiales pour les chargements monotones des 5 colonnes chargées aux différents moments au jeune âge. Le résultat montre que la rigidité initiale des colonnes augmente avec le temps de prise du ciment. Au bout de 48 heures de prise du ciment, la rigidité globale de la colonne k_{ja} est de l'ordre 1,8 kN/mm.

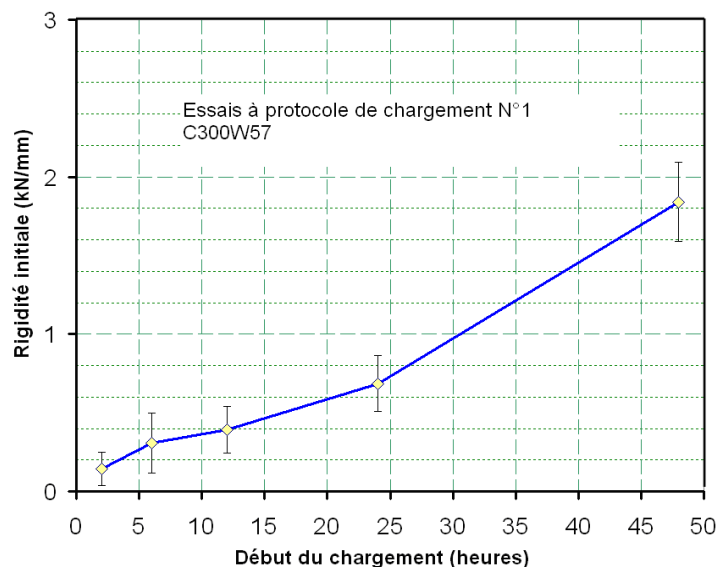


Figure IV-19 – Synthèse de la rigidité initiale k_{ja} des colonnes en soil-mix chargées au jeune âge

IV-6.2 Déplacements cycliques irréversibles au jeune âge des colonnes en soil-mix

IV-6.2.1 Protocole de chargement N°1

La Figure IV-20 présente une synthèse des résultats obtenus pour la phase de chargement cyclique sur la tête des colonnes au jeune âge selon le premier protocole de chargement. On peut observer l'évolution des déplacements cycliques des 5 colonnes en fonction du nombre de cycles. On présente sur la Figure IV-20 les déplacements instantanés mesurés en fonction du nombre de cycles, mais comme la composante du déplacement réversible est très faible, le déplacement présenté peut-être considéré, en première approximation, comme le déplacement irréversible. En terme de chargement cyclique, on peut observer également un déplacement important pour le matériau à 2 heures de prise du ciment. On peut remarquer également que les déplacements se développent principalement lors des 200 premiers cycles de chargement, puis ils se stabilisent.

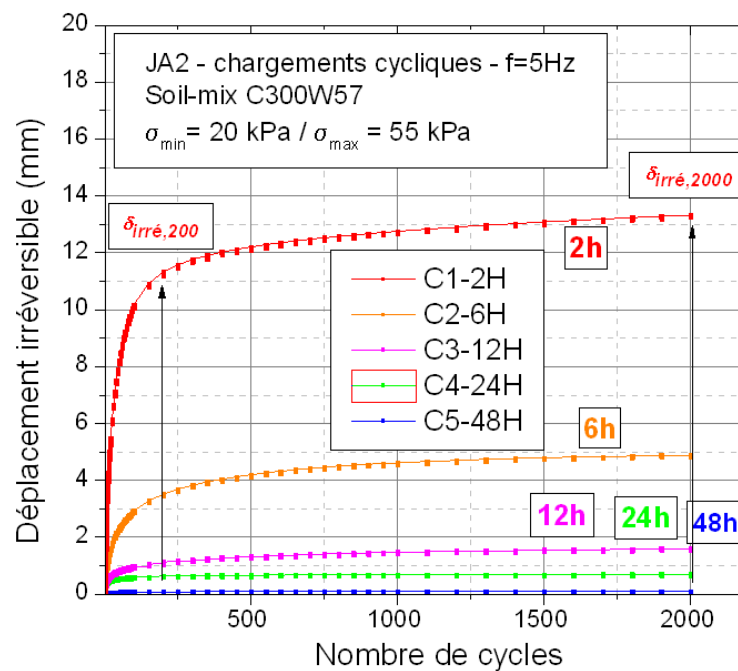


Figure IV-20 - Phase de chargement cyclique au jeune âge – protocole N°1

La Figure IV-21 présente les déplacements irréversibles après 2 000 cycles en fonction du temps de prise avant chargement (2 h, 6 h, 12 h, 24 h, et 48 heures). On peut constater que les

déplacements des colonnes avant 12 h de prise sont très importants. A partir de 12 heures de prise, une phase de stabilisation s’amorce.

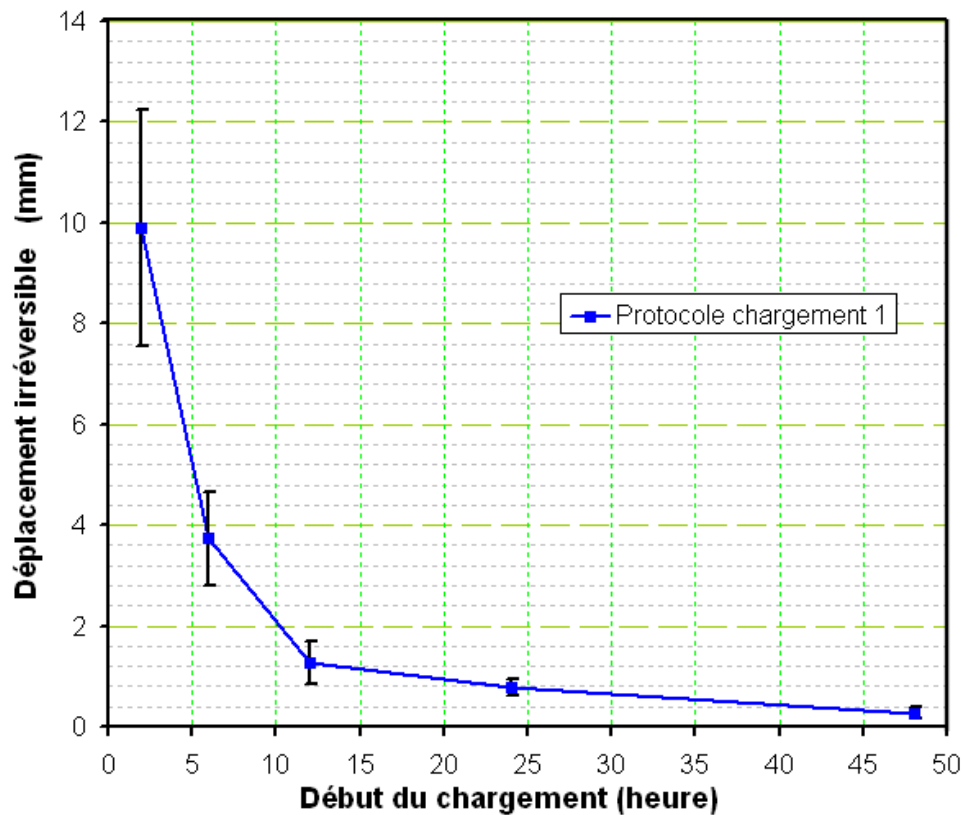


Figure IV-21 - Déplacements irréversibles des colonnes sous chargements cycliques au jeune âge

Néanmoins, il faut souligner que l’on est dans un cas extrême du chargement, le chargement est appliqué directement sur la section de la colonne. En réalité, il faut tenir compte de la résistance du sol environnant autour de la colonne et de la couche de sol située au-dessus de la colonne (couche intermédiaire) qui va jouer un rôle de transfert de charge comme pour le cas des inclusions rigides (matelas de transfert de charge).

IV-6.2.2 Protocole de chargement N°2

Comme on l’a vu précédemment, il s’agit d’un chargement cyclique qui se rapproche du cas réel. Les courbes de déplacement irréversible sont reportées sur la Figure IV-22.

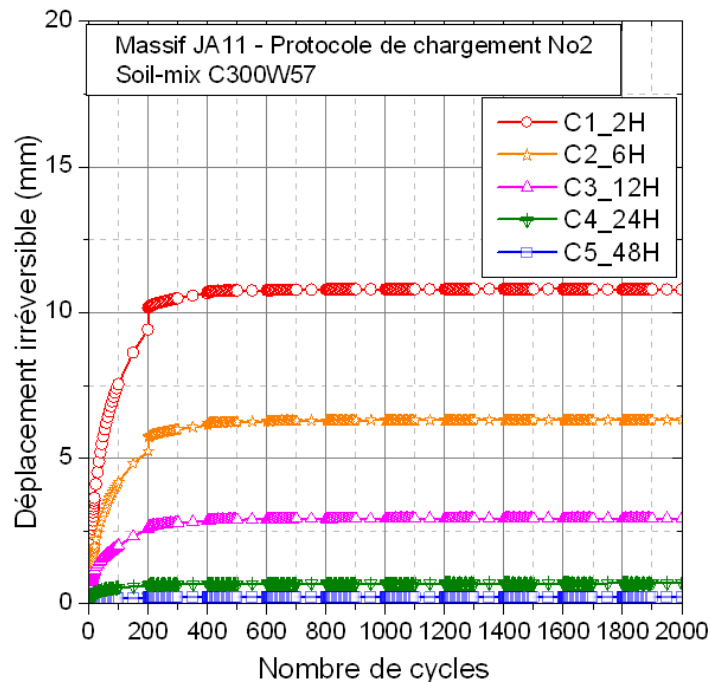


Figure IV-22 – Synthèse des déplacements irréversibles des colonnes chargées au jeune âge – protocole N°2

On peut faire les mêmes observations que pour le protocole 1, à savoir que plus la colonne est chargée tard et plus le déplacement irréversible diminue. On retrouve également le fait que c'est lors des 200 premiers cycles que l'on accumule la majeure partie du déplacement.

A titre de comparaison, dans le cas de chargement correspondant au 2^e protocole, les déplacements irréversibles sont proches de ceux observés pour le 1^{er} protocole de chargement. En effet, la Figure IV-23 présente une comparaison des déplacements irréversibles observés pour les deux protocoles de chargement. Les colonnes présentées sont les colonnes C4 des deux massifs différents correspondants aux deux protocoles de chargement. Les colonnes ont connu un même nombre de cycles de chargement qui est de 2 000 cycles, mais pour le massif JA2, la colonne est chargée selon le protocole N° 1, tandis que pour le massif JA11, la colonne est chargée selon le protocole N°2. Bien qu'il y ait une différence après les 200 premiers cycles, le déplacement irréversible à la fin de chargement, après 2 000 cycles, est similaire.

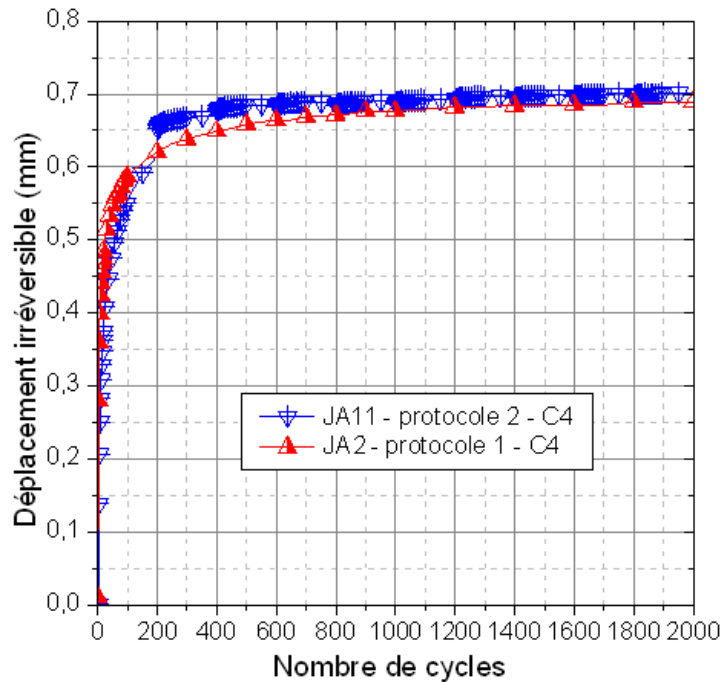


Figure IV-23 - Comparaison des déplacements irréversibles obtenus pour les deux protocoles de chargement N°1 et N°2

IV-6.3 Résistance à la compression simple du soil-mix à 7 jours

La Figure IV-24 présente les six courbes de chargement obtenues pour les essais de résistance à la compression simple. On peut constater que la colonne témoin (C6) a la résistance la plus faible, et que la colonne C1 (2 h) a la résistance la plus grande. Ce résultat montre qu'on n'a pas de dégradation du matériau soil-mix au jeune âge, mais plutôt une amélioration en terme de résistance.

La Figure IV-25 présente la synthèse des valeurs de résistance à la compression simple obtenues pour toutes les éprouvettes de soil-mix chargées au jeune âge pour les protocoles de chargement 1 et 2. On a comparé la résistance à la compression simple des éprouvettes de soil-mix déjà chargé par rapport à celle des colonnes témoins. On note également que la colonne chargée à 2 h est la plus résistante. Ce résultat indique qu'en cas de chargement ferroviaire d'amplitude cyclique 20-55 kPa, on n'a pas de dégradation du matériau soil-mix suite au chargement cyclique au jeune âge ; au contraire, on obtient une amélioration de la résistance à la compression simple.

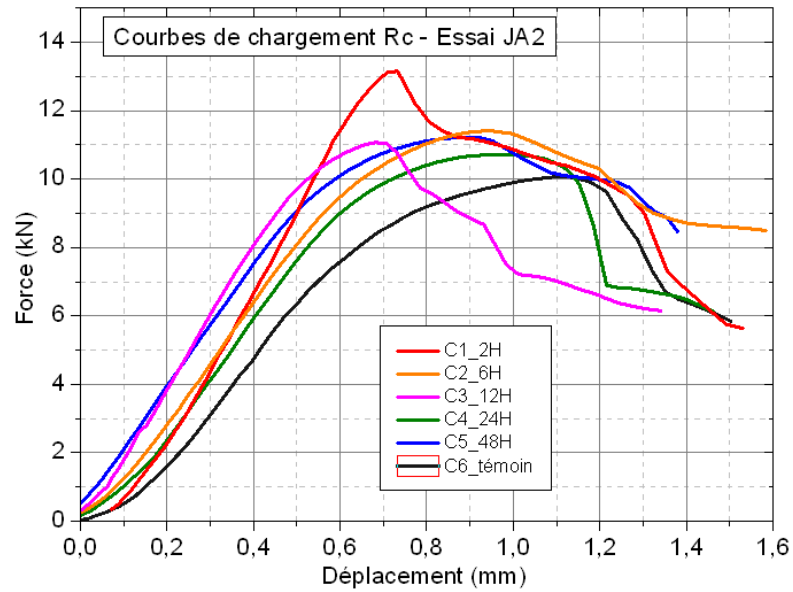


Figure IV-24 - Courbes de chargement pour les essais de résistance à la compression simple

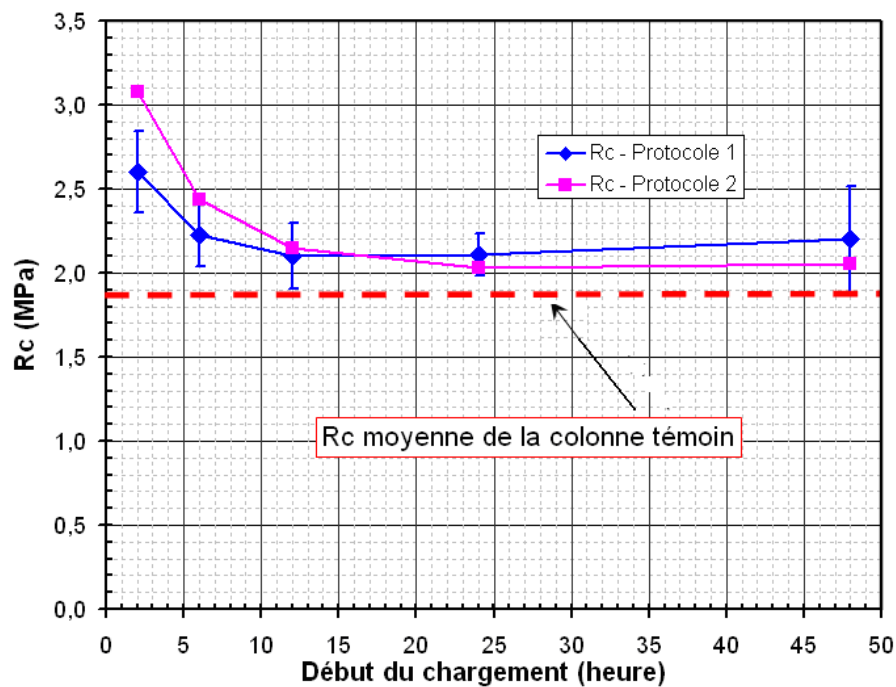


Figure IV-25 - Résultat des essais compression simple pour les éprouvettes chargées au jeune âge

IV-6.4 Résistance globale de la colonne – Essai de capacité portante

Dans un deuxième temps, on a réalisé une étude sur le comportement à la rupture des colonnes au jeune âge (protocole N° 3). Pour ce faire, les colonnes déjà sollicitées cycliquement sont laissées dans leur massif environnant jusqu'à 7 jours de prise du ciment, puis on réalise des

chargements à la rupture des colonnes dans le massif. Il s'agit d'un chargement à déplacement contrôlé, la vitesse de chargement est égale à 100µm/minute. Le déplacement maximal est de 10 mm (125 % du diamètre de la colonne).

Les courbes de chargement pour les essais de capacité portante (massif JA12) sont présentées sur la Figure IV-26. On peut remarquer que, en fonction de la chronologie des chargements, la colonne C1 qui est chargée à 2 heures présente la meilleure capacité portante. Si on suppose, en première approximation, que les résistances en pointe pour ces six colonnes sont identiques, la différence entre les courbes sur la Figure IV-26 est principalement liée au comportement en frottement de l'interface. Concernant les trois colonnes C1, C2, C3, on observe une rigidité plus importante dans la partie initiale de la courbe. Ces résultats confirment les résultats précédents, la rigidité est d'autant plus importante que la colonne est chargée rapidement après le coulage. En ce qui concerne la résistance, les courbes correspondant aux colonnes C3, C4 et C5 sont légèrement inférieures à la courbe de référence C6 à la fin de l'essai. Mais comme la colonne C6 est légèrement plus longue (voir le Tableau IV-3), on peut conclure que les comportements de ces trois colonnes sont très proches.

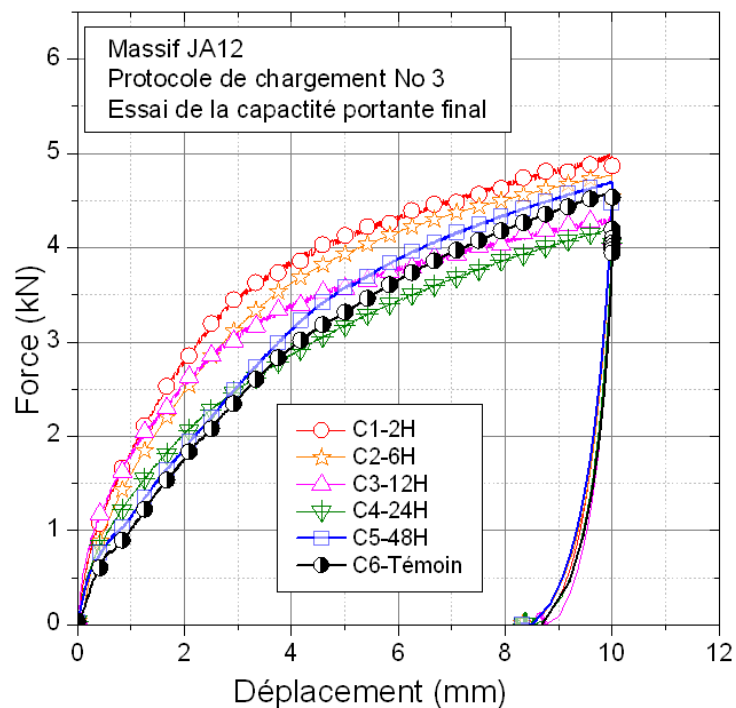


Figure IV-26 - Courbes de chargement des colonnes (capacité portante à 7 jours) - Massif JA12

Tableau IV-3 - Longueurs des colonnes mesurées après le démontage

Massif JA12 - Colonne	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Longueur des colonnes en fin d'essai (cm)	18	19,5	20,5	20	20	21

IV-6.5 Profil des colonnes en soil-mix après le chargement au jeune âge

A la fin des essais, les colonnes sont récupérées et on mesure le profil géométrique et le profil de densité des colonnes en fonction de leur longueur. En ce qui concerne la forme géométrique des colonnes (Figure IV-27), à la fin des essais, les périmètres des colonnes sont mesurés à quatre niveaux différents. On peut observer que le diamètre de toutes les colonnes est supérieur à 8 cm. En moyenne, le diamètre des colonnes a augmenté de l'ordre 8 %. Plus la colonne est chargée rapidement après le coulage et plus le diamètre de la partie supérieure augmente, en particulier pour les colonnes chargées à 2 heures et à 6 heures. On peut également noter que le diamètre de la colonne témoin est légèrement supérieur à la valeur théorique (4 cm) à cause des défauts induits lors du forage.

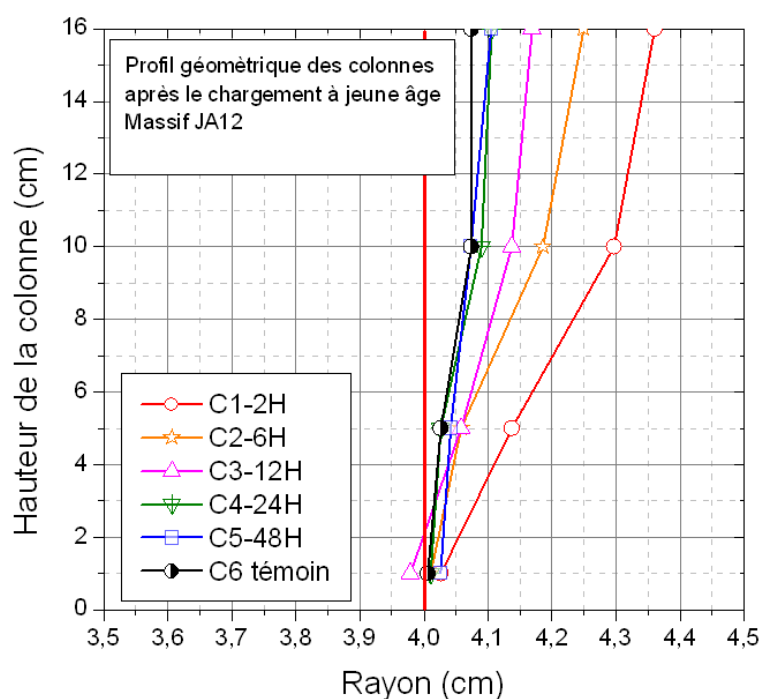


Figure IV-27 - Profils géométriques des colonnes à la fin de l'essai (massif JA12)

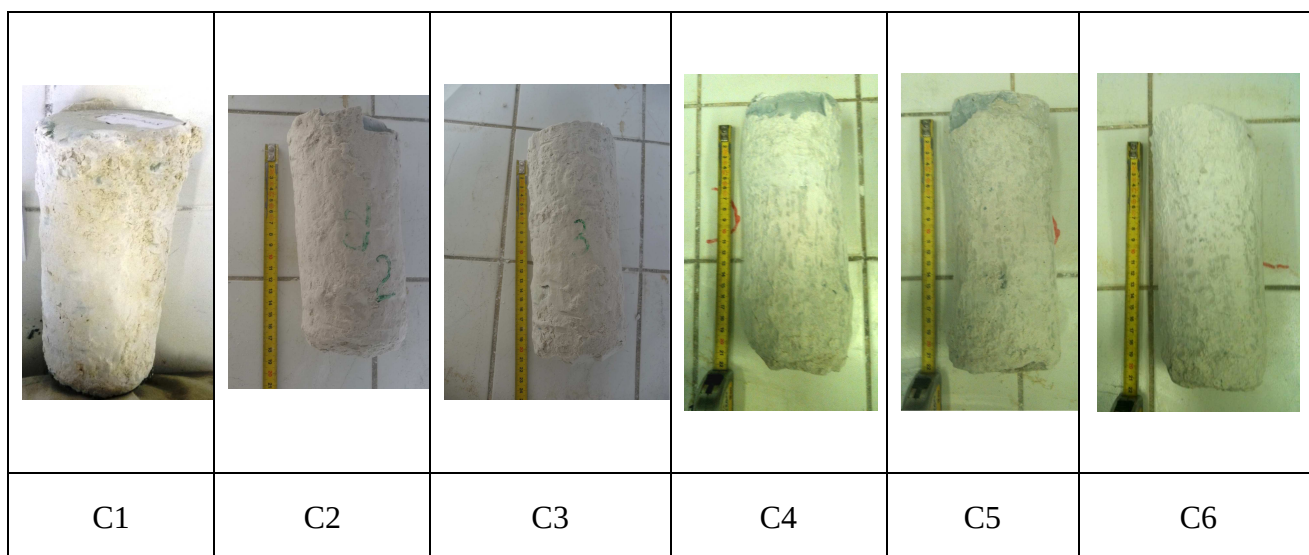


Figure IV-28 - Vues latérales des tronçons de colonnes pour l'étude jeune âge (massif JA12)

En ce qui concerne la masse volumique du matériau sol-mix, à la fin de chaque essai, on a mesuré la masse volumique sèche des colonnes à trois niveaux. Les mesures de la masse volumique sèche ont été faites en respectant la norme NF P 94-053. Le résultat montre que plus la colonne est chargée au jeune âge, et plus sa densité augmente, surtout dans la partie supérieure en contact avec le piston de chargement (Figure IV-29). Autrement dit, il y a un effet de densification sur la partie supérieure des colonnes chargées au jeune âge. A partir de 24 h, l'effet de densification devient négligeable.

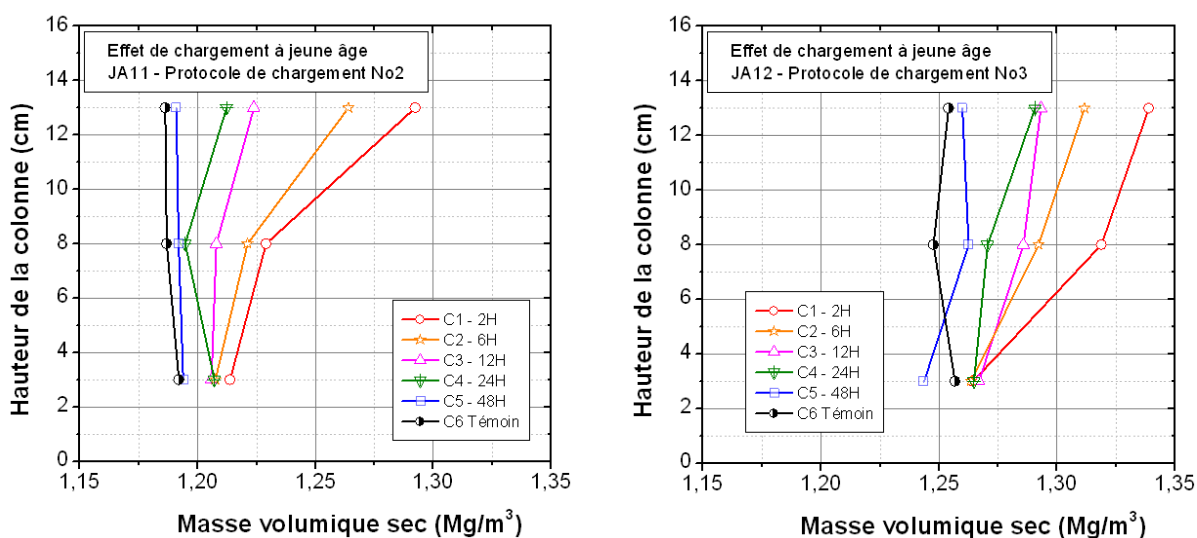


Figure IV-29 - Masse volumique sèche le long de la colonne après le chargement cyclique au jeune âge

Concernant l'influence des protocoles de chargement, le protocole N°3 (2000 cycles pour un seul chargement) affecte davantage le profil de la densité de la colonne que le protocole N° 2 (10 chargements de 200 cycles). En effet, on a constaté que lors du chargement de 2 000 cycles en continu, la zone de densification est plus grande que celle observée pour le chargement 10x200 cycles. Cela s'explique en partie par la durée de l'essai ; en effet pour le 2^e protocole, un chargement de 2 000 cycles en continu dure trente minutes, alors qu'un chargement réalisé selon le protocole N° 2 dure environ 5 heures.

CONCLUSION PARTIELLE

Dans ce chapitre, on a abordé l'effet d'un chargement cyclique appliqué au jeune âge sur le comportement de colonnes en soil-mix construites dans le massif de sol reconstitué. Les résultats présentés dans cette partie concernent le déplacement, la rigidité initiale des colonnes sous une charge équivalente aux charges ferroviaires *in situ*. Des premières conclusions en découlent :

- A 2 heures de prise du ciment, le matériau est encore mou, sous le chargement cyclique, le déplacement de la tête de la colonne est important. Par contre, sous l'effet des cycles de chargement, le matériau soil-mix présente une résistance à la compression simple plus importante que les colonnes chargées ultérieurement. Autrement dit, le matériau soil-mix n'est pas endommagé par le chargement cyclique.
- Concernant le profil des colonnes, il y a un effet de densification du soil-mix chargé au jeune âge : plus la colonne est chargée au jeune âge, et plus la densité de la partie en contact avec le chargement est élevée. La partie supérieure des colonnes qui est directement en contact avec l'embase de chargement est élargie, surtout pour les colonnes chargées à 2 heures et à 6 heures.
- A partir de 12h de prise du ciment, le déplacement en tête des colonnes est stabilisé.

Des protocoles de chargement ont été mis au point pour mieux comprendre le mécanisme de fonctionnement des colonnes au jeune âge. On obtient des déplacements similaires dans les deux cas de chargement cyclique au jeune âge, 2000 cycles par chargement (protocole N° 1) et 10x200 cycles par chargement (protocole N° 2). Concernant la configuration de chargement, il faut remarquer que le tassement mesuré dans le cas d'étude est extrêmement critique. On a mesuré le déplacement directement sur une colonne chargée sans tenir compte du travail de la zone de sol environnant. Car en réalité, les charges ferroviaires sont transférées à travers la couche de ballast et la couche de sol intermédiaire avant d'arriver sur la colonne. Au niveau de la stabilité globale, la résistance des couches superficielles est importante dans le travail d'ensemble de la plateforme pendant les premières heures après la mise en place des colonnes.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

L'objectif du travail présenté dans ce mémoire concernait l'étude du comportement sous chargements monotone et cyclique de l'interface d'un tronçon de colonne en soil-mix avec le sol environnant, ainsi que l'étude du comportement des colonnes en soil-mix au jeune âge, réalisées à partir d'une l'approche de type modélisation physique.

Une partie importante de ce travail a concerné le développement d'un modèle physique pour l'étude du comportement des colonnes en soil-mix dans deux cas :

- Etude du frottement latérale mobilisé autour d'un tronçon de colonne en soil-mix,
- Etude de l'effet d'un chargement cyclique sur le comportement du matériau soil-mix au jeune âge.

La première étape a consisté, en accord avec les partenaires du projet RUFEX, d'utiliser un sol de référence reconstitué pour remplacer le limon initialement choisi (Limon de Jossigny), car l'utilisation de ce dernier aurait nécessité des travaux complexes de préparation. On a donc défini un mélange modèle constitué de sable broyé et de kaolinite Speswhite. Ce dernier permet d'obtenir un sol de référence proche du limon de Jossigny en terme de classification.

Afin de répondre au premier objectif, concernant l'étude du frottement latéral, un modèle physique a été développé et mis en œuvre pour reconstituer un tronçon de colonne en soil-mix dans son massif de sol environnant. L'élément principal du modèle physique est le tronçon de colonne instrumentée, qui permet de mesurer le frottement latéral entre la colonne et le sol environnant. Des protocoles d'essais associés ont été proposés concernant le mélange du soil-mix, la réalisation d'un massif de sol environnant, la réalisation du tronçon de colonne instrumenté, la procédure d'application de la contrainte au massif et la réalisation des essais de chargement (monotone et cyclique).

Le programme d'essais présenté comprend 17 massifs. Les premiers essais ont permis, tout d'abord, de valider la faisabilité du protocole de réalisation de la colonne instrumentée dans un massif de sol représentatif.

Concernant le comportement monotone, la confrontation des résultats expérimentaux en laboratoire avec des mesures *in situ* (INNOTRACK) et des calculs issus des normes pour les fondations profondes (Fascicule 62 titre V) a montré une bonne cohérence. Quant aux chargements cycliques, une étude paramétrique a permis d'identifier l'effet des paramètres principaux tels que : l'amplitude cyclique, la contrainte verticale appliquée et le sens de chargement alterné et non-alterné. Les essais ont été interprétés en terme de coefficient d'évolution du frottement latéral introduit par Tali (2011). Les évolutions du coefficient d'évolution $C_{e,f}$ ont montré une bonne cohérence avec les allures observées dans la littérature pour les sols granulaires. Des phases de renforcement initial, de dégradation, de renforcement ou de dégradation à grand nombre de cycles ont pu être mises en évidence. Les phénomènes du comportement cyclique de l'interface pourraient être liés, dans la première phase, à la « dilatance cyclique », puis dans la deuxième phase, à la « contractance empêchée », suivie par la phase de dégradation finale (observée dans le cas de $\sigma_v = 200$ kPa).

En ce qui concerne l'influence de la contrainte verticale, pour un même niveau de l'amplitude cyclique, plus la contrainte augmente, et plus la dégradation est rapide. Pour une faible contrainte verticale, on a une phase de renforcement initiale, puis une phase de dégradation (dilatance cyclique) et finalement un renforcement à grand nombre de cycles (contractance empêchée). Pour une contrainte verticale importante, on a une phase de dégradation initiale, un renforcement et finalement une phase de dégradation à grand nombre de cycles.

Pour ce qui concerne le second objectif de la thèse : étude du soil-mix au jeune âge, la problématique était de déterminer l'effet des cycles de chargement causés par le passage des trains au bout des premières heures après la réalisation des colonnes *in situ*.

Une configuration expérimentale a été mise en œuvre avec six colonnes de soil-mix réalisées dans un massif de sol reconstitué.

Les résultats expérimentaux obtenus permettent de conclure que la circulation des trains au jeune âge du ciment n'endommage pas le matériau de soil-mix, au contraire, sous l'effet des cycles, le matériau devient plus dense et plus résistant. En effet, la résistance en compression simple des éprouvettes chargées cycliquement au jeune âge donne des valeurs plus élevées que le matériau témoin qui n'est pas chargé.

Cependant, on observe des déplacements importants pour les temps de cure les plus petits (2 et 6 heures). Une circulation au jeune âge peut donc causer des déplacements plus importants que ceux que l'on observerait sans colonnes. Pour cela, une réduction de vitesse des trains dans la zone des travaux pourra être envisagée lors des premières 24 heures pour réduire l'impact sur le confort du train ainsi que sur la stabilité globale de la structure ferroviaire.

Il est clair que ce travail, qui a demandé beaucoup de mise au point expérimentale, constitue une première étape dans l'étude du comportement des colonnes en soil-mix dans un contexte ferroviaire et offre des perspectives de poursuites intéressantes. On pourra en particulier s'intéresser aux points suivants pour poursuivre les recherches dans ce domaine :

- Concernant le frottement local, on pourrait étudier l'influence des conditions hydriques du massif. Le cas saturé étant le plus défavorable.
- Une étude globale étudiant le transfert de charge sur la colonne via une couche de matelas (sol intermédiaire).
- Des essais à force contrôlée pour l'étude de la stabilité des colonnes
- Etude de l'effet de la rugosité de l'interface de la colonne sur le frottement vu la spécificité de réalisation des colonnes *in situ*.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFNOR (1992b) NF P94-057 - Sols : Reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols- Méthode par sédimentation.
- AFNOR (1993a) NF P94-050 - Sols : Reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage.
- AFNOR (1993b) NF P94-051 - Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité de la coupelle et limite de plasticité au rouleau.
- AFNOR (1996b) NF P94-056 - Sols : Reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par tamisage à sec après lavage.
- AFNOR (1999) NF P94-093 - Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau.
- AFNOR (2003) NF EN 13286-41 Juillet 2003 Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques. .
- Ajorloo, A. M. (2010). Characterization of the Mechanical Behavior of Improved Loose Sand for Application in Soil-Cement Deep Mixing, Université de Lille 1. PhD Thesis.
- Al Tabbaa, A and Evans, CW (2003) *Deep soil mixing in the UK: geoenvironmental research and recent applications*. Land Contamination and Reclamation, 11. pp. 1-14. ISSN 0967-0513
- Alamgir, M., Miura, N., Poorooshab, H. B., and Madhav, M. R., (1996) Deformation Analysis of Soft Ground Reinforced by Columnar Inclusions, *Computers and Geotechnics*, 18, 267-290.
- Arulrajah, A., Abdullah, A., Bo, M.W. & Bouazza, A (2009) Ground improvement techniques for railway embankments, *Ground improvement*, 162, 3-14.
- Baker, S. (2000) Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay - Rapport 7, 203.
- Benamar, A. (1992) Etude expérimentale du frottement latéral argile - pieu en cours de battage. In *Ecole Centrale de Nantes*, Vol. Thèse de Doctorat,, p. 169. Université de Nantes.
- Baudouin, G., Thorel, L., Rault, G. & Garnier, J. (2007) Renforcement de sols compressibles par inclusions rigides. *25e Rencontre de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux*.
- Bekki, H. Canou, J. Tali, B. Dupla, J.C. Bouafia, A (2013) Evolution of local friction along a model pile shaft in a calibration chamber for a large number of loading cycles. *C. R. Mecanique* 341, 499–507
- Bergado, D.T., A. S. Balasubramaniam, Joseph C. H. Chai, M.C. Alfaro (1994) Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment, Chapter 4 : Lime/Cement deep mixing method., pp. 99-129.
- Bergado, D.T., Ruenkairergsa, T., Taesiri, Y. and Balasubramaniam, A.S. (1999) Deep soil mixing used to reduce embankment settlement, *Ground Improvement*, 3, 145-162.

- Bouasker, M., F. Grondin, P. Mounanga, A. Khelidj. (2006) Retrait chimique des mortiers au très jeune âge : influence des inclusions granulaires *XXIVèmes RUGC - Construire : les nouveaux défis*, 1&2 juin 2006, La Grande Motte.
- Boussaid, K. (2005) Sols intermédiaires pour la modélisation physique : Application aux fondations superficielles. Thèse de Doctorat, p. 299. LCPC Nantes.
- Broms, B.B. (2004) Chapter 8 Lime and lime/cement columns, *Ground Improvement - Edited by M.P. Moseley and K. Kirsch*, Taylor & Francis Group.
- Bruce, DA ; Bruce, MEC; DiMillio, AF (1998). Deep mixing methods: A global perspective. *Civil Engineering*, ASCE, 68(12), 38-41.
- Bruce, D. A. and DiMillio, A.F. (1999). Dry Mix Methods: A Brief Overview of International Practice. Dry Deep Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Proceedings of the International Conference on Dry Deep Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Ed. by H. Bredenberg, G. Holm, and B. Broms, Stockholm, Sweden, October 13-15, 15-25.
- Bruce, D.A. (1996) The return of deep soil-mixing, *Civil Engineering*, ASCE, 44-46.
- CDIT. (2002). The Deep Mixing Method – Principle, Design and Construction. The Netherlands: A.A. Balkema Publishers.
- Chai, J. and Pongsivasathit, S. (2010) A method for predicting consolidation settlements of floating column improved clayey subsoil, *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, Higher Education Press, China, 4, 241-251.
- Chai, J.C., N. Miura ; T. Kirekawa ; T. Hino (2010) Settlement prediction for soft ground improved by columns, *Ground improvement*, 163, 109-119.
- Chen, R.-P., Chen, Y.-M. and Xu, Z.Z. (2008) A theoretical solution for pile-supported embankment on soft soil under one-dimensional compression, *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 611-623.
- Chu, L.M. and Yin, J.H. (2005) Comparison of Interface Shear Strength of Soil Nails Measured by Both Direct Shear Box Tests and Pullout Tests, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131, 1097-1107.
- Chu, L.M. and Yin, J.H. (2007) Study on soil–cement grout interface shear strength of soil nailing by direct shear box testing method, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 1:4, 259-273.
- Chuang, J., W and Resse, L., C (1969) Studies of shearing resistance between cement mortar and soil. In Shafts, S.P.a.R.t.L.T.C.o.D. (ed), *Research Report Number 89-3*. Center for highway research the university of Texas at austin, pp. 74.
- Cui, Y.J., Delage, P. & Alzoghbi, P. (2003) Retention and transport of a hydrocarbon in a silt. *Géotechnique* III(1), 83-91.
- Delage, P., Audiguier, M. & Cui, Y.-J. (1996) Microstructure of a compacted silt. *Can. Geotech. J.* 33, 150-158.
- Dinh, A.Q. (2009) Etude sur modèle physique des mécanismes de transfert de charge dans les sols renforcés par inclusions rigides. Application au dimensionnement. In *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Vol. Docteur, p. 245. Champs sur marne: Paris-Est.

- Esveld, C. (2001) Modern railway track, *MRT-Productions, Zaltbommel*.
- EuroSoilStab (2002) Design guide Soft Soil Stabilisation. Ministry of Transport Public Works and Water Management, pp. 94.
- Guimond-Barrett, A (2013) Influence of mixing and curing conditions on the characteristics and durability of soils stabilised by deep mixing. Thèse de doctorat, Université du Havre.
- Gurpersaud, N., Vanapalli, S. and Sivathalayan, S. (2010) Influence of suction on the pullout capacity of grouted soil nails, 1748-1755.
- Haddad, O., *et al.* (2011), *XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil*, 298-308.
- Handy & Williams, (1967), Chemical stabilisation of an Active Landslide, Civil Engineering, Vol 37, No 8, P 62-65.
- Haouas, A., Lamour, V. and Moranville, M. (2006) Comportement au jeune âge des matériaux cimentaires - Modélisation chemo-hydro-mécanique du retrait, *Septième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton*, 113-121.
- Harnan, C.N. (1993) Colmix. The process and its applications. Lime Column Day '93, Stockholm, 5 pp.
- Harnan, C.N. and Iagolnitzer, Y. (1994) COLMIX: the process and its applications. Proc. Conf. on Grouting in the Ground, Thomas Telford, 511-524.
- Larsson, S. (2003) Mixing processe for Ground Improvement by Deep Mixing. *Division of soil and Rock mechanicsRoyal Institute of Technology*. Stockholm.
- Hernandez-Martinez, F.G., Osman, A.A.M. and Al-Tabbaa, A. (2007) Wet soil mix improvement of soft clays and organic soils : Laboratory investigation, 1329.
- Holm, G., Andréasson, B., Bengtsson, P-E., Bodare, A., Eriksson, H, (2002) Report 10 : Mitigation of Track and Ground Vibrations induced by High Speed Trains at Ledsgard, Sweden, *Swedish Geotechnical Institute, Go`teborg Sweden*, 1-44.
- Hong, C.Y. Yin J-H, Pei H-F, Zhou W-H (2013) Experimental study on the pullout resistance of pressure-grouted soil nails in the field, *Can. Geotech. J.*, 50, 693-704.
- Horpibulsuk, S., *et al.* (2012) Consolidation behavior of soil-cement column improved ground, *Computers and Geotechnics*, 43, 37-50.
- Hossain, A. and Yin, J.H. (2012) Influence of grouting pressure on the behavior of an Unsaturated soil-cement Interface, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Geology*, 138, 193-202.
- INNOTRACK (2009) Rapport du projet - D.2.2.5 - Subgrade reinforcement with columns Part 1 Vertical columns, Part 2 Inclined columns, *INNOTRACK D2.2.5*.
- Ishikura, R., *et al.* (2007) Estimation of the settlement of improved ground with floating-type cement-treated columns *Soft Soil Engineering - Chan & Law (eds)* 625-635.
- Jacobson, J.R., Filz, G.M. and Mitchell, J.K. (2003) Factors affecting strength gain in lime-cement columns and development of a laboratory testing procedure.
- Jain, V.K. and Keshav, K. (1999) Stress distribution in railway formation - A simulated study, *Pre-failure deformation characteristics of geomaterials - Is Torino/ Italy/1999*, 653-658.

- Jasperse & Ryan (1992), *In situ* stabilization and fixation of contaminated soils by soil-mixing. Environmental Geoengineering - Contaminate Mitigation and Treatment. ASCE Geotechnical Division Specialty Conference, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Louisiana.
- Kasali, G. and Taki, O. (2003). Design and Construction Aspects of Soil Cement Columns as Foundation Elements. Proceedings of 3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment, 540-551.
- Kosche, M. (2004) A laboratory model study on the transition zone and the boundary layer around lime-cement columns in kaolin clay - Arbetsrapport 31. *Swedish Deep Stabilization Research Centre*. Stockholm.
- Larsson, S. (2003) Report 12 Mixing Processes for Ground Improvement by Deep Mixing. *Division of Soil and Rock Mechanics*. Royal Institute of Technology, Stockholm, pp. 244.
- Larsson, S., Dahlström, M. and Nillsson, B. (2003) Rapport 27 A complementary field study on the uniformity of lime-cement columns – Field tests at Strängnäs.
- Larsson, S., Dahlström, M. and Nillsson, B. (2005) Uniformity of lime-cement columns for deep mixing: a field study, *Ground Improvement*, 9, 1-15.
- Larsson, S., Rothhämel, M. and Jacks, G. (2009) A laboratory study on strength loss in kaolin surrounding lime-cement columns, *Applied Clay Science*, 44, 116-126.
- Le Kouby, A. (2003) Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupe. *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Champs sur marne*, pp. 394.
- Le Kouby, A., Bourgeois, E. and Rocher-Lacoste, F. (2010) Subgrade Improvement Method for Existing Railway Lines – an Experimental and Numerical Study, *EJGE*, 15, 461-494.
- Le Kouby, A., S. Lambert F. Rocher-Lacoste (2008) Load tests on soil-cement columns : an alternative soil improvement method, *Proceedings of the Second BGA International Conference on Foundations, ICOF2008*. Brown M. J., Bransby M. F.,
- Le Runigo, B. (2008) Durabilité du limon de Jossigny traité à la chaux et soumis à différentes sollicitations hydriques : Comportements hydraulique, microstructural et mécanique. Vol. Doctorat, p. 193. Université de Nantes.
- Lehane, B.M., Schneider, J.A. and Xu, X. (2007) CPT-based design of displacement piles in siliceous sands. In, *Advances in Deep Foundations*. Taylor & Francis, pp. 69-86.
- Lorenzo, G.A. and Bergado, D.T. (2003) New consolidation equation for soil-cement pile improved ground, *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 265-275.
- Maisch, K., Mikulitsch, V. and Gudehus, G. (1997) "Soil Improvement by Powder Injection" Proc. of the 14 th. ICSMFE, Hamburg, Vol. 3, pp. 1625- 1627.
- Marzano, I.P., Al-Tabbaa, A. & Grisolia, M. (2009) Influence of curing temperature on the strength of cement-stabilised artificial clays. *Geotechnics of Soft Soils – Focus on Ground Improvement – Karstunen & Leoni (eds) © 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47591-4*, 257-262.
- Mbemba, E. (2009) Le comportement des bétons au très jeune âge. *Centre des Matériaux de Grande Diffusion*. Ecole Doctorale MTGC Centrale Nantes.

Références bibliographiques

- Messan, A. (2006) Contribution à l'étude du comportement au très jeune âge des structures minces en mortier. *Université Montpellier II Sciences et techniques du Languedoc* pp. 218.
- Mortara, G., Mangiola, A. and Ghionna, V.N. (2007) Cyclic shear stress degradation and post-cyclic behaviour from sand-steel interface direct shear tests, *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 739-752.
- Mounanga, P. (2003) Comportement des matrices cimentaires au jeune âge : relation entre évolution chimique et déformations chimique et endogène, *XXIEMES Rencontres universitaires de Génie Civil 2003*, 189-198.
- Miura *et al.*, (1998) Depositional environment and geotechnical properties of soft deposit in Saga Plain. *Indian Geotech.J.* 28(2), 121-146.
- Ministère de l'Équipement du logement et des Transports (M.E.L.T) 1993. Règles Techniques et de calcul des fondations et des ouvrages Génie Civil, Fascicule 62, Titre V, Ed. M.E.L.T France
- Morris, J.D. (1999) Physical and numerical modelling of grouted nails in clay. *Magdalen College*. University of Oxford.
- Nguyen, T.L. (2008) Étude expérimentale de la loi d'écoulement de matériaux anisotropes transversés. In *LCPC*, Vol. Thèse de doctorat, p. 193. Paris.
- Nonat, A. (2003) « Hydratation et prise des liants hydrauliques. Définition et Concept » Ecole thématique CNRS - ATILH "Matériaux Cimentaires" 19 – 24 Octobre 2003.
- Nozu, M. (2005). Regional Report: Asia. Proceeding of the International Conference on Deep Mixing-Best Practice and Recent Advances. Stockholm
- Oularbi, A., Levacher, D. and Mimouni, N. (2012) Approche de la modélisation d'une loi d'interaction limon-acier sous sollicitation dynamique à l'aide d'essais en laboratoire, *XIIèmes Journées Nationales Génie Côtier - Génie Civil - Cherbourg 12-14 juin 2012*, 765-772.
- Paviani & Pagotto (1991) New technological developments in soil consolidation by means of mechanical mixing, implemented in Italy for the ENEL power Plant at Pietrafitta, *Proceedings of the tenth European Conference on soil mechanics and foundation engineering*, Vol. 2, May 26-30, 1991, Florence Italy, pp 511-516.
- Porbaha (1998a) State of the art in deep mixing technology: Part I. Basic concepts and Overview. *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, 2(2), 81-92.
- Porbaha, A., Tanaka, H. and Kobayashi, M. (1998). State of the art in deep mixing technology: Part II. Applications. *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, 2, 125-139.
- Pradhan, B., Tham L. G., Yue Z. Q., Junaideen S. M., C. F. Lee C. F., (2006) Soil-Nail Pullout Interaction in Loose Fill Materials, *International Journal of Geomechanics*, 6, 238-247.
- Randolph, M.F., and Wroth, C. P., (1978) Analysis of vertical deformation of vertically loaded piles. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, 104(12), 1465--1488.
- Robert, J., A. Deniau and Y. N. R. Iagolnitzer (1994). Le COLMIX, amélioration de sol par colonnes traitées *in situ*. XIII ICSMFE, New Delhi, 1215-1218.
- SCDOT (2010) Chapter 19 Ground Improvement - Geotechnical Design Manual - June 2010.

Références bibliographiques

- Scheller, P. and Reitmeier, W. (2000) Combined Soil Stabilization with Vertical Columns (CSV): A New Method to Improve Soft Soils. *Soft Ground Technology*: pp. 123-155.
- Schwarz, W. and Raithel, M. (2005) Stabilization of soft organic soils with cement columns using the Mixed-in-Place technique (MIP) for a railway embankment.
- Selig, E.T. & Water, J.M. (1994) Track geotechnology and substructure management. Thomas Telford, London.
- Shen and Miura, 1999, Soil fracturing of the surrounding clay during deep mixing column installation. *Soils and Foundations JGS*, 39(5), 13-22.
- Shen, S.L, Miura, N., Han, J., Koga, H., (2003b) Evaluation of property changes in surrounding clays due to installation of deep mixing columns. *Grouting and Gound treatment ASCE*.
- Shen, S.L. (1998) Behaviour of deep mixing columns in composite clay ground. PhD Thesis Saga University, Japan.
- Shen, S.-L., HuangX.C, Du, S.J, Han, J. (2003a) Laboratory Studies on Property Changes in Surrounding Clays Due to Installation of Deep Mixing Columns, *Marine Georesources & Geotechnology*, 21, 15-35.
- Shen, S.-L., Miura, N. and Koga, H. (2003c) Interaction mechanism between deep mixing column and surrounding clay during installation, *Can. Geotech. J.*, 40, 293-307.
- Stefan, L. (2009) Évolution des propriétés des matériaux cimentaires au jeune âge XXVIIèmes *Rencontres de l'AUGC* 8.
- Su, L., Chan, C.F, Yin J.H, Shiu, I.K, Chiu, S.L, (2008) Influence of Overburden Pressure on Soil-Nail Pullout Resistance in a Compacted Fill, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134, 1339-1347.
- Szymkiewicz, F. (2011) Evaluation des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing. *Ecole des Ponts ParisTech*. Université Paris-Est, pp. 233.
- Tali, B. (2011) Comportement de l'interface sol-structure sous sollicitations cycliques. Application au calcul des fondations profondes. *Université Paris Est*. Champs-Sur-Marne, pp. 225.
- Topolnicki, M. (2004) *In situ* soil mixing. In, *Ground Improvement - 2nd edition*. pp. 322-426.
- Trinh, V.N. (2011) Comportement hydromécanique des matériaux constitutifs de plateformes ferroviaires anciennes., *Navier - Equipe Géotechnique - Thèse de Doctorat*. Ecole des Ponts ParisTech, pp. p 263.
- Yin, J. and Zhou, W. (2009) Influence of Grouting Pressure and Overburden Stress on the Interface Resistance of a Soil Nail, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135, 1198-1208.
- Yin, J.H. and Fang, Z. (2006) Physical modeling of consolidation behavior of a composite foundation consisting of a cement-mixed soil column and untreated soft marine clay, *Géotechnique*, 56, 63-68.
- Yin, J.H., Su, L-J, Cheung, R.W.M, Shiu, Y-K, Tang, C. (2009) The influence of grouting pressure on the pullout resistance of soil nails in compacted completely decomposed granite fill. *Géotechnique*.

Références bibliographiques

- Zhu, G. and Yin, J.H. (1999) Consolidation of double soil layers under depth-dependent ramp load, *Géotechnique*, 49, 415-421.
- Zhu, H., Yin, J-H, Yeung, A.T, Jin, W., (2011) Field Pullout Testing and Performance Evaluation of GFRP Soil Nails, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137, 633-642.

ANNEXES

Annexe 1 : Fiches techniques des matériaux et des capteurs (tronçon instrumenté)

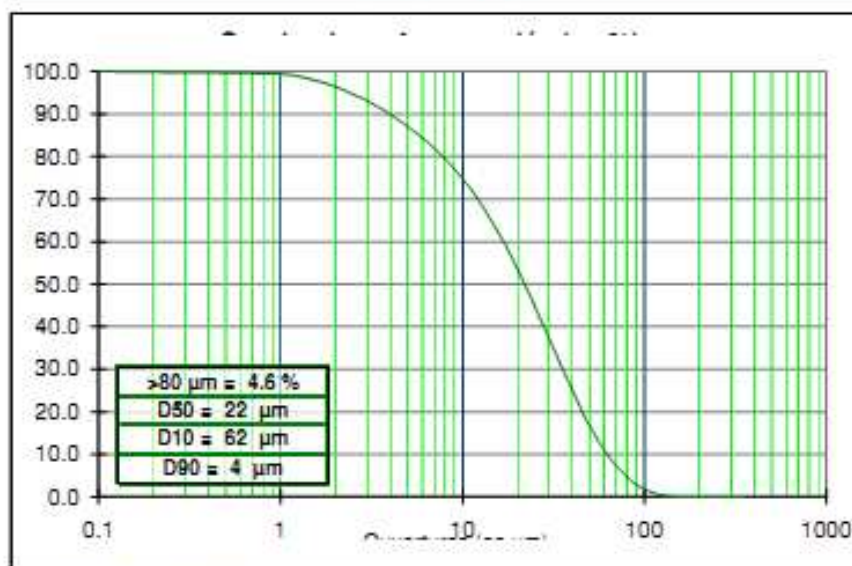
Millisil C10

Fiche Technique Type

Analyse chimique type		
SiO ₂	sup. à	98,6 %
Fe ₂ O ₃	inf. à	540 ppm
Al ₂ O ₃	inf. à	6330 ppm
TiO ₂	inf. à	254 ppm
CaO	inf. à	253 ppm
K ₂ O	inf. à	4494 ppm

Caractéristiques physiques type	
Densité réelle (Pycnomètres)	2,85
Dureté (Mohs)	7
Indice de réfraction	1,54 à 1,55
Densité	#1,00
Surface spécifique BLAINE (cm ² /g)	3860
Absorption d'huile (ISO 787:6-1980 en g/100 g)	#23
Humidité sortie usine (%)	maxi 0,1
Perte au feu (%)	0,13
pH	7 à 8,5
Couleur L*	90,52
Couleur a*	0,54
Couleur b*	3,22

Granulométrie moyenne statistique (valeurs indicatives)



D10 = 10% de la courbe > à µm
D90 = 90% de la courbe > à µm



SIBELCO
FRANCE



CENTRE DE PRODUCTION DE COMPIEGNE
2 Avenue Louis Barillon BP 10421
60204 Compiègne Cedex
Tel : +33 (0)3 44 38 82 00 Fax : +33 (0)3 44 40 11 68

SIÈGE SOCIAL ET DIRECTION COMMERCIALE
141 Avenue de DUCHY 75848 PARIS Cedex 17
Tel : +33 (0)1 53 76 82 00 Fax : +33 (0)1 42 25 32 23
site web : www.Sibelco.fr

Rev. 2001-1



CEM III/C 32,5 N CE PM-ES NF

Domaines d'application

Le ciment CEM III/C 32,5 N CE PM-ES NF est destiné aux travaux de Génie Civil au contact avec des eaux agressives (eau sulfatée, eau pure, eau de mer, ...).

Ce ciment est particulièrement bien adapté aux utilisations suivantes :

- Fondations profondes (pieux, parois moulées, voiles étanches...).
- Injections (sois, cavités, coulis d'étanchéité...).
- Béton de masse (barrages...).
- Ouvrages massifs.
- Travaux routiers (traitement de sois, craie, graves hydrauliques).
- Béton prêt à l'emploi : environnements - XS, XF4, XA1, XA2, XA3 - de la norme NF EN 206-1.



Alphonse Belfort

Composition chimique du ciment (Valeurs moyennes en %)

Usine de production	5% < clinker < 19%			SO ₂	S**	Na ₂ O Equivalent Actif
	C ₂ A	C ₂ S	C ₃ S			
Rombas	10,9	65,5	13,4	3	0,6	0,58
Valeurs garanties NF EN 197-1 marquage CE et marque NF				≤ 5		
NFP 15-317 marque NF					< 2	



Poids palette : 1,6 t

Nombre de sacs : 64



Speswhite™

Speswhite is a highly refined kaolin of ultrafine particle size and high brightness from deposits in the South West of England.

SPECIFICATION

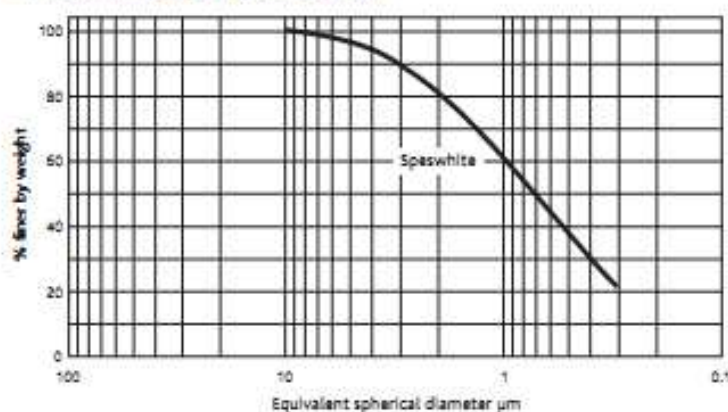
Brightness	(ISO R457)	85.5 ± 1.0
+ 300 mesh	(mass % max.)	0.02
+ 10 µm	(mass % max.)	0.5
- 2 µm	(mass %)	76 - 83
Moisture	(mass % max.)	1.5

TYPICAL PROPERTIES

Yellowness		4.7
Specific gravity		2.6
pH		5.5
Surface area	(BET; m ² /g)	14
Oil absorption	(g/100g)	42
Aerated powder density	(kg/m ³)	360
Tapped powder density	(kg/m ³)	620
Water soluble salt content	(mass %)	0.20
Chemical analysis by X-ray fluorescence		
SiO ₂	(mass %)	47
Al ₂ O ₃	(mass %)	38

CAS No. 1332-58-7

TYPICAL PARTICLE SIZE DISTRIBUTION



IMERY'S PERFORMANCE & FILTRATION MINERALS
Par Moor Centre,
Par Moor Road, Par
Cornwall, PL24 2SQ • UK
Tel: +44 1726 818000
Fax: +44 1726 811200



ISO 9001
FM 14752

Kaolin does not appear in EINECS as an individual entry but is classified as "naturally Occurring Substance" with the EINECS No. 310-127-6.

The data quoted are determined by the use of IMERY'S Minerals Ltd Standard Test Methods, copies of which will be supplied on request. Every precaution is taken to ensure the products conform to our published data, but since the products are based on naturally occurring raw materials, we reserve the right to change these data should it become necessary. Sales are in accordance with our 'Conditions of Sale', copies of which will be supplied on request.



DAT002K
March 2008 - Eighth Edition
This data sheet supersedes the data sheet dated January 2007.

L'accélérateur de durcissement

X-SEED® 100

– notre nouvel accélérateur de durcissement

Le concept

Le concept CRYSTAL SPEED HARDENING™ permet une production durable du béton grâce à la technologie unique en son genre du nouvel accélérateur de durcissement X-SEED® 100 de la nouvelle série de produits X-SEED®. Une accélération sans précédent du processus de durcissement est obtenue dès les premières phases (4 – 12 heures) dans toutes les plages de température, grâce au fort seeding de la formulation, ce qui améliore également la qualité finale du béton.

Le concept CRYSTAL SPEED HARDENING™ surpasse toutes les solutions existantes dans l'industrie du béton et est compatible avec toutes les technologies des adjuvants BASF pour béton, avec par ex. ZERO ENERGY SYSTEM™.

L'industrie peut ainsi optimiser les processus, améliorer la qualité du béton et l'efficacité énergétique, tout en réalisant des économies de temps et de coût et en réduisant les émissions de CO₂.

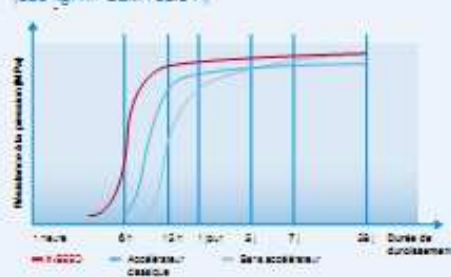
L'élément-clé du concept CRYSTAL SPEED HARDENING™ est X-SEED®. Il est composé de nanoparticules de synthèse sous forme liquide et renforce la capacité de durcissement du mélange de béton.

Le mode d'action

Dans le cas de l'hydratation traditionnelle du ciment, les phases principales du clinker C₂S et C₃S réagissent à l'eau et forment des cristaux d'hydrates de silicate de calcium (CSH) et de l'hydroxyde de calcium. La formation de germes cristallins de CSH est une réaction exothermique qui se produit à la surface des grains de ciment et qui doit surmonter certaines barrières de réaction pour poursuivre sa croissance.



Par rapport aux méthodes classiques d'accélération, telles que l'apport de chaleur ou les accélérateurs traditionnels qui ont un effet sur le coût et la stabilité du béton, X-SEED® accélère le durcissement du béton et soutient en même temps son hydratation naturelle, ainsi que ses propriétés fonctionnelles à long terme, tout en aidant à diminuer les coûts.

Le développement de la résistance – l'effet de l'accélérateur (380 kg/m³ CEM I 52,5 R)

Avec X-SEED®, il est possible de dissoudre les très fins cristaux de CSH de synthèse dans une suspension d'adjuvants prête à l'emploi et de les utiliser comme matériau de seeding dans la solution poreuse entre les grains de ciment. Les cristaux actifs de CSH peuvent croître pratiquement sans barrière d'énergie. Cette méthode est appelée «Crystal Seeding».

CRYSTAL SPEED HARDENING™, UNE TECHNOLOGIE UNIQUE EN SON GENRE, QUI SOUTIENT UNE PRODUCTION DURABLE DU BÉTON:

- Obtention de meilleures résistances à jeune âge
- Accroissement de la productivité
- Amélioration de l'efficacité énergétique

BASF Construction Chemicals Europe SA
Division Admixture Systems Suisse
Vulkanstrasse 110
CH-8048 Zurich
Tél. +41 58 958 22 11
Fax +41 58 958 32 55
www.basf-admixtures.ch

Adding Value to Concrete

BASF
The Chemical Company

Fiche technique des capteurs de force utilisés pour l'instrumentation du tronçon de colonne de soil-mix



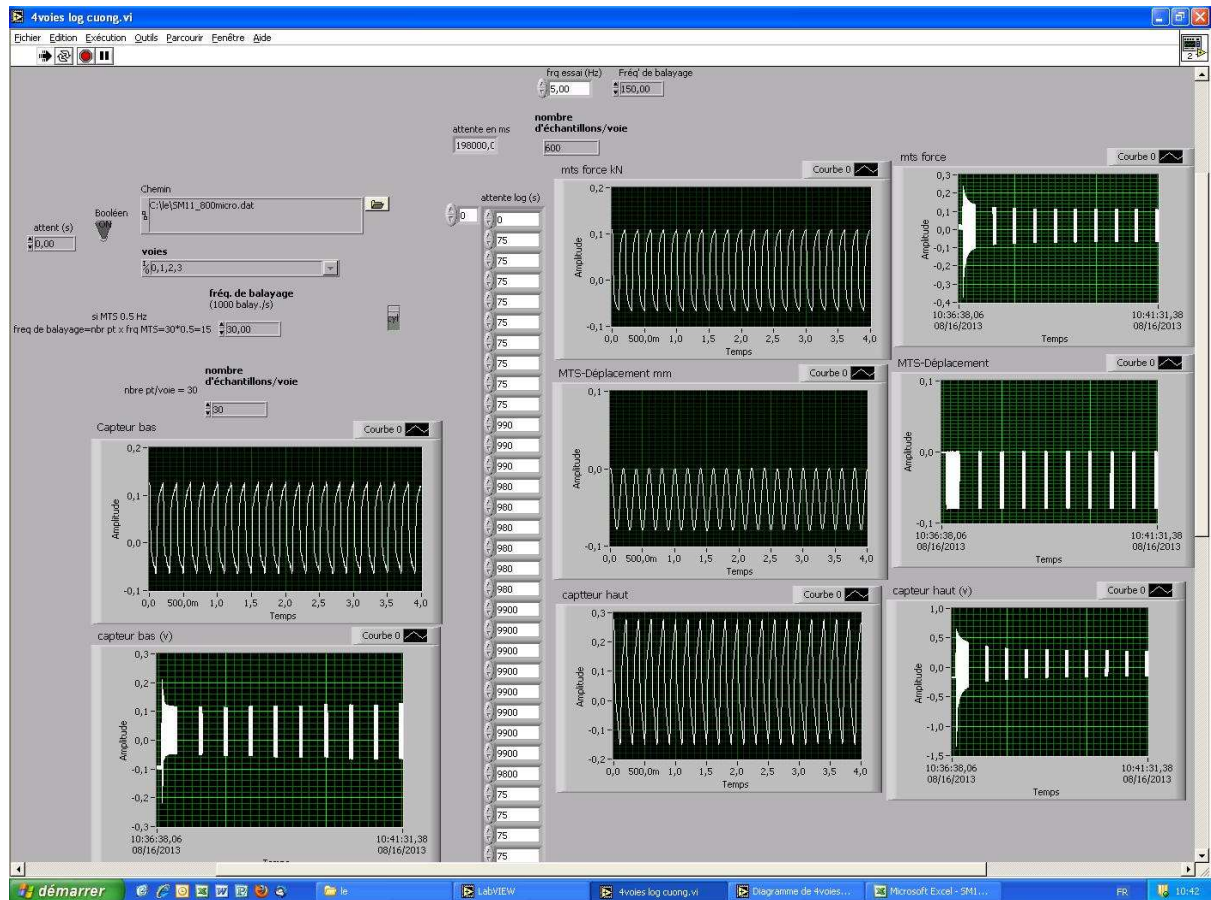
FICHE TECHNIQUE TECHNICAL DATA SHEET

MEAS France SO : FS120917A

Mesurande : <i>Measurand :</i>	Force (Load)	
Caractéristiques/Characteristics	Capteur / Sensor	Electronique / Electronics
Spécifications : <i>Specifications :</i>	FN2821-2-20KN_Rev B	M210_RevA (2011-06-22)
Modèle : <i>Model :</i>	FN2821-2-20KN_Rev B	M210-STD/ABS
N° de série : <i>Serial number :</i>	X120EY	X120CK
Voie : <i>Channel :</i>	-	-
Etendue de mesure (EM) : <i>Range :</i>	20 kN	-
Alimentation : <i>Excitation :</i>	+10 Vdc	230 Vac, 50Hz
Déséquilibre initial (typique) : <i>Offset (typ) :</i>	+/- 1 mV	-
Valeurs mesurées / Measured values		
Signal pour l'EM : <i>FSO :</i>	-21.160 mV	± 19.83 kN / ± 9.919 V
Impédance d'entrée / consommation <i>Input impedance / Current consumption :</i>	704 Ohm	-
Impédance de sortie : <i>Output impedance :</i>	704 Ohm	-
Cran de calibration : <i>Shunt cal :</i>	-	16.19 kN / 8.095 V
Résistance de calibration : <i>Calibration resistor :</i>	-	-
Entre les bornes : <i>Connected between :</i>	-	-
Connectique / Connections		
+ Alimentation : <i>+ Excitation :</i>	1	1
- Alimentation : <i>- Excitation :</i>	3	3
+ Mesure : <i>+ Signal :</i>	4	4
- Mesure : <i>- Signal :</i>	2	2
Blindage : <i>Shield :</i>	7	Non connecté (Not connected)

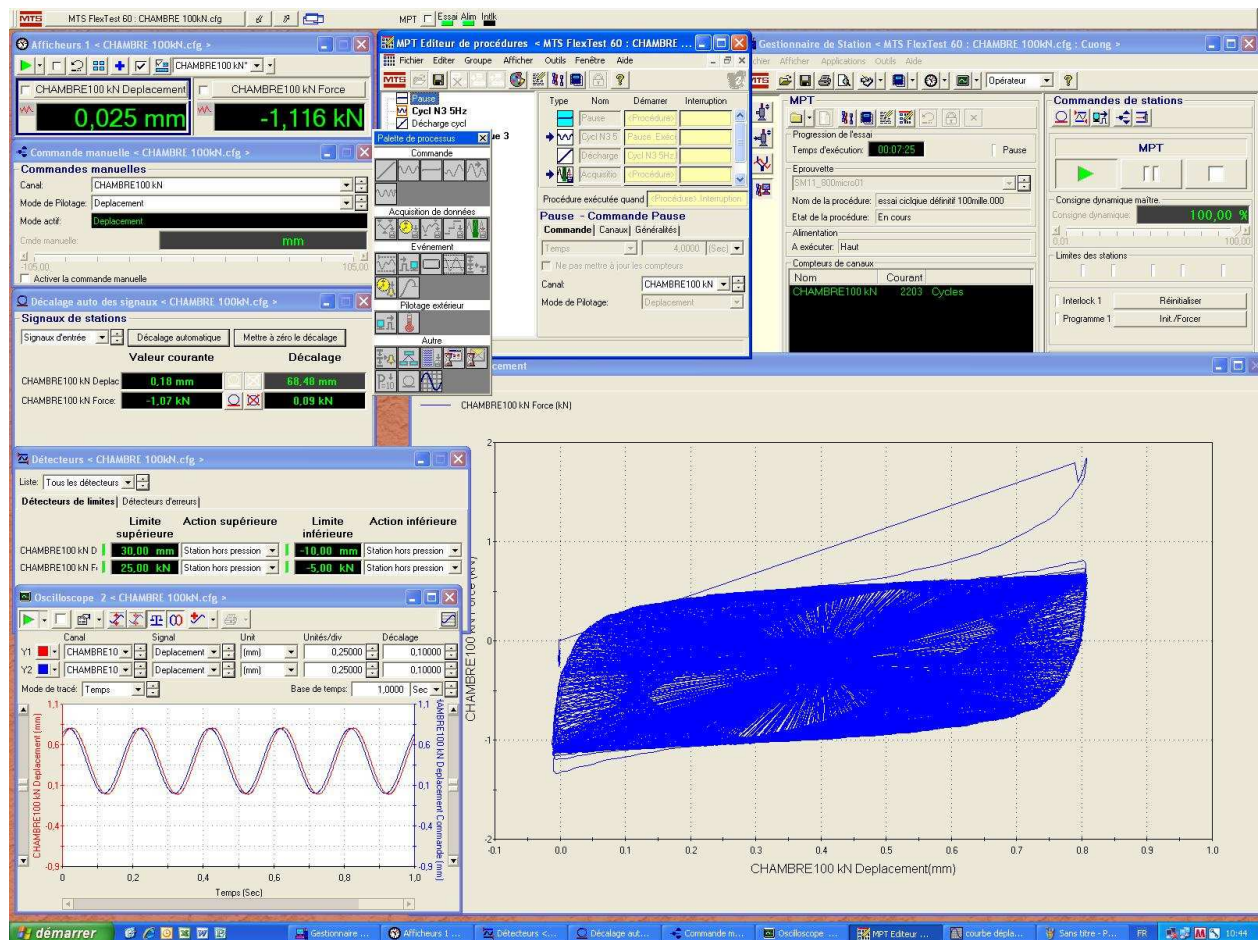
Annexe 2 : Logiciel d'acquisition sous Labview et d'asservissement MTS

Ecran du logiciel d'acquisition sous Labview (Massif SM11)

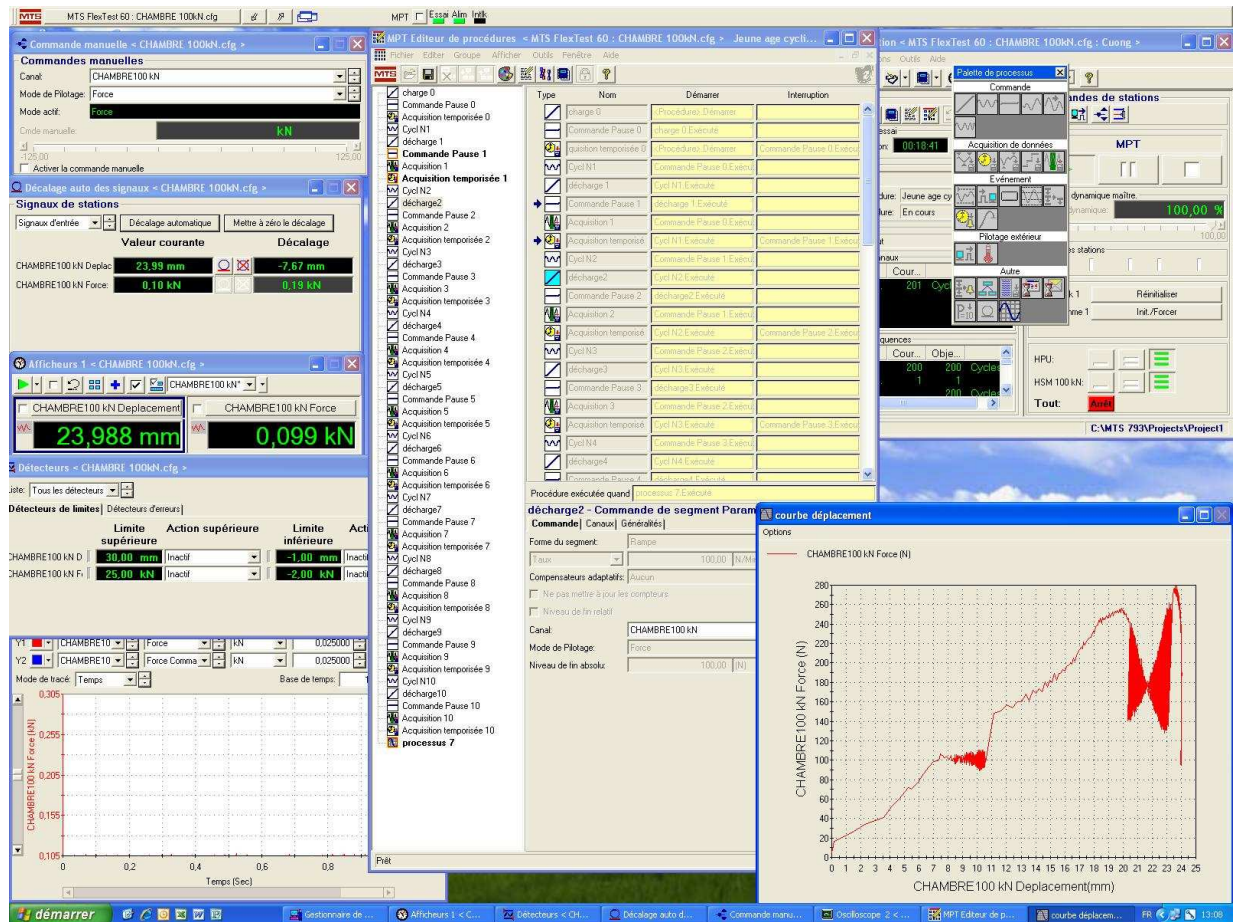


Annexes

Ecran du logiciel d'asservissement MTS (Massif SM11)



Ecran du logiciel d'asservissement MTS (Massif JA11 – 10x200 cycles/30 minutes)



Annexe 3 : Calcul de la quantité des mélanges du sol reconstitué et du soil-mix

Fiche de calcul du mélange du sol reconstitué (quantité pour un mélange dans le grand malaxeur)

Matériaux	Dosage	Quantité à mélanger (kg)
Sable Milisil C10	70 %	17,52
Kaolinite Speswhite	30 %	7,49
Sol reconstitué sec		25,01
Eau	16 %	4
Total		29,01

Fiche de calcul du soil-mix C300W48

Données	Teneur en eau %	48	%
	Dosage de ciment par m ³	300	kg/m ³
	C/E	0,36	
Calcul de la quantité de chaque composant pour une colonne D=80 mm, H=200 mm			
V	Volume de soil-mix d'une colonne	0,001005	m ³
C	Masse de ciment	0,302	kg
E	Masse d'eau	0,838	kg
SOL	Masse de sol reconstitué C10Kao sec	1,444	kg
	Sable C10 Milisil 70 %	1,011	kg
	Kaolinite Speswhite 30 %	0,433	kg

Fiche de calcul du soil-mix C300W57

Données	Teneur en eau %	57	%
	Dosage de ciment par m ³	300	kg/m ³
	C/E	0,3	
Calcul de la quantité de chaque composant pour une colonne D=80 mm, H=200 mm			
V	Volume de soil-mix d'une colonne	0,001005	m ³
C	Masse de ciment	0,302	Kg
E	Masse d'eau	1.005	Kg
SOL	Masse de sol reconstitué C10Kao sec	1,462	Kg
	Sable C10 Milisil 70 %	1,023	Kg
	Kaolinite Speswhite 30 %	0,439	Kg

Annexe 4 : Limites d'Atterberg

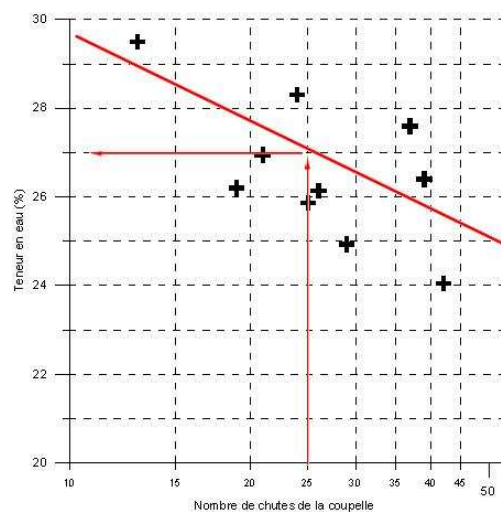
Les essais de détermination des limites d'Atterberg du sol reconstitué ont été réalisés selon la Norme NF P94-051.

Limite de plasticité :

No de l'échantillon	Masse totale humide (g)	Masse totale sèche (g)	Masse de la tare (g)	Masse de l'eau (g)	Masse du sol sec (g)	Teneur en eau (%)
P1	33,08	32,51	29,35	0,57	3,16	18,04
P2	70,31	69,96	67,59	0,35	2,37	14,77
P3	70,02	69,72	67,69	0,3	2,03	14,78
P4	71,2	70,7	67,47	0,5	3,23	15,48
P5	68,83	68,43	65,74	0,4	2,69	14,87
P6	54,29	53,79	50,7	0,5	3,09	16,18
P7	71,35	70,78	67,58	0,57	3,2	17,81
Moyenne						16,0

La limite de plasticité retenue est donc $W_p = 16 \%$

Limites de liquidité



Limites de liquidité déterminée est $W_L = 27 \%$



Annexe 5 : Essai de détermination de la masse volumique du soil-mix

Les essais pour déterminer les masses volumiques sèches des soil-mix ont été réalisés selon la Norme NF P94-053.



Les tronçons de colonne en soil-mix ont été coupés en morceaux après l'essai de chargement. On mesure la masse volumique de trois zones différentes (haut, milieu et bas). Pour chaque position, on prépare deux morceaux, le premier pour la mesure de la teneur en eau, et le second morceau pour la détermination de la masse volumique. Pour mesurer la masse volumique du soil-mix, on utilise la méthode l'immersion dans l'huile (liquide non mouillant). A partir de la masse volumique humide et de la teneur en eau mesurée, on peut déterminer la masse volumique sèche du soil-mix.

$$\rho_h = \frac{m_{sm}}{V}$$

$$\rho_d = \frac{\rho_h}{(1+W)}$$

Avec :

$$V = \frac{m_{sm} - m_{sm,d\acute{e}j}}{\rho_{huile}}$$

$$\rho_{huile} = 0,769 Mg / m^3$$

m_{sm} : masse du soil-mix

$m_{sm,d\acute{e}j}$: masse du soil-mix déjàugée dans l'huile

ρ_h : masse volumique humide du matériau

ρ_d : masse volumique sèche du matériau

Annexe 6 : Fiche d'essai

RUFEX – Soil-Mixing		Rufex – Feuille d'essai
FEUILLE D'ESSAI		NAVIER – Equipe géotechnique
Date	16/8/2013	
Code d'essai	SM 11	Fichier informatique SM 12
Opérateur	LE Van-Guon	
1. Caractéristiques générales de l'essai		Cyclique / Mode 2
Matériau utilisé :	KaOC10	
Instrumentation :	Oui + 2 capteur de force	
Type de chargement :	$\delta_c = 800 \mu m$ / non alterné / déplacement constant	
Etat de contrainte initiale :	$\sigma_v = 100 \text{ kPa}$	
2. Mise en place du massif		
Mode de mise en place :	Compactage Manuel / relâsse = 9,5 cm	
Teneur en eau :	16%	
Masse totale du massif :	44 x 7	
Masse par couche :	7	
Masse volumique (kg/m^3) :	$\rho = 1,6 \text{ Mg/m}^3$	
Géométrie du massif :		
- Hauteur	20 cm	
- Diamètre	55 cm	
- Volume du massif :		
3. Mise en place de l'éprouvette :		
Mode de mise en place :	pompée par la main $\phi 80$	
Caractéristiques de l'éprouvette	C300 U48	
Géométrie de l'éprouvette :		
- Hauteur	20 cm	
- Diamètre	8 cm	
- Volume de l'éprouvette :		
4. Consolidation du massif		
Niveau de contrainte initiale (kPa) :	$\sigma_v = 100 \text{ kPa}$ (immédiate)	
Niveau de chargement sur l'éprouvette :	$\sigma_c = 800 \mu m$ après coulage	
Fréquence cyclique f (Hz) :	5 Hz	
5. Déroulement de l'essai :		
- 10h 16/8 → charger $\sigma_c = 800 \mu m$		
- 100.000 cycles		
- Monotone final		