



HAL
open science

Évaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment

Fabien Szymkiewicz

► **To cite this version:**

Fabien Szymkiewicz. Évaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment. Autre. Université Paris-Est, 2011. Français. NNT : 2011PEST1120 . tel-00808139

HAL Id: tel-00808139

<https://theses.hal.science/tel-00808139v1>

Submitted on 5 Apr 2013

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.



THESE DE DOCTORAT
En vue de l'obtention du titre de
DOCTEUR
DE
L'UNIVERSITE PARIS-EST

Spécialité: **Géotechnique**

Présentée et soutenue publiquement par

Fabien SZYMKIEWICZ

le 4 octobre 2011

Sujet de la thèse

Evaluation des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing

Devant le jury composé de :

Fabrice EMERIAULT	INP Grenoble	Rapporteur
Hussein MROUEH	UST Lille	Rapporteur
Helen AHNBERG	SGI	Examinatrice
Antonio Gomes CORREIA	Universidade do Minho	Examineur
Serge BOREL	Soletanche-Bachy	Examineur
Alain LE KOUBY	IFSTTAR	Examineur
Philippe REIFFSTECK	IFSTTAR	Directeur de thèse

Laboratoire d'accueil : **Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux**, 58 Boulevard Lefebvre, 75015 Paris

Remerciements

Je tiens à adresser mes plus vifs et sincères remerciements à toutes les personnes qui de près ou de loin ont par leur présence, leurs compétences et leur commentaires, contribué à l'élaboration et à la bonne conduite de cette thèse.

En premier lieu, je tiens à remercier M. Philippe REIFFSTECK, le directeur de cette thèse, pour m'avoir proposé un sujet ambitieux et motivant et pour son appui constant et ses conseils depuis mon stage de Master 1.

J'exprime ma plus grande reconnaissance à M. Serge BOREL, pour m'avoir fait confiance tout au long de ce projet et pour son encadrement bienveillant, ainsi que l'entreprise Soletanche-Bachy pour avoir financé ce travail.

J'adresse également toute ma gratitude à M. Alain Le KOUBY qui a bien voulu m'encadrer au jour le jour : je le remercie pour sa disponibilité et sa patience.

J'exprime aussi ma profonde reconnaissance à Mme Sabine DARSON-BALLEUR et M. Stéphane GUERINEAU, qui m'ont accueilli et encadré au sein de Soletanche-Bachy et m'ont permis d'étendre mon étude du laboratoire aux chantiers dans les meilleures conditions.

Merci aussi à Mme Sabrina PERLO, pour son regard extérieur bienvenu, et pour l'opportunité qu'elle m'a donnée de participer à l'enseignement de mécanique des sols à l'Ecole Spéciale des Travaux Publics et à Mme Sylvine GUEDON pour sa disponibilité et ses encouragements.

Je remercie également tous les membres du jury, et en particulier les rapporteurs pour leur lecture attentive et leurs conseils avisés.

Ce travail a été réalisé au sein du de la section CSOG du LCPC puis du groupe GER2 de l'Ifsttar : je remercie toute l'équipe, et en particulier Mlle Sonia FANELLI, Mme Françoise DUDOUYT et M. Jean-Louis TACITA, ainsi que Mlles Lamis MAKKI, Alice SAAD et Cristina VULPE, qui quittent en même temps que moi le laboratoire, et avec qui j'ai pu partager les moments de doutes et de joie intenses que m'ont procurés ces trois courtes années.

Enfin, je n'oublie pas Milles Sidonie LAVILLE, Ahdyeh « Noosha » MOSADEGH et Friede Stéphanie TAMGA, et MM. Amara AMMI, Matthieu BERCHE, Jean-François BRUCHON, et Armel Costel EBLOHOUÉ, qui ont tous accepté (avec entrain j'espère) d'être mes souffre-douleurs le temps de leur stage, et qui m'ont aidé à réaliser mes essais et les analyses correspondantes.

Merci à tous !

Résumé

Le Soil-Mixing consiste à traiter le sol avec un liant hydraulique en le mélangeant mécaniquement en place pour améliorer ses propriétés mécaniques. Son côté économique ainsi que son faible impact environnemental ont fait de cette méthode jusqu'à présent une alternative attrayante aux méthodes traditionnelles de renforcements des sols, de soutènements (temporaires voire définitifs), de fondations et de travaux d'étanchéités. Mais avec cette augmentation de la demande, les exigences nouvelles concernant la méthode et le matériau sont apparues.

De nombreuses études permettent d'apporter des éléments de réponses. Cependant, il n'existe pas d'étude paramétrique globale étudiant à la fois l'impact du type de sol et de la quantité d'eau sur la caractérisation du matériau Soil-Mixing et qui permettrait d'améliorer les méthodes de dosage ainsi que les méthodes de dimensionnement des ouvrages en Soil-Mixing.

Un mélange sol-ciment est composé majoritairement de sol. Le ciment ne représentera au maximum que 30% du mélange. L'approche adoptée est donc plutôt celle du domaine de la géotechnique que des bétons hydrauliques.

Nous avons pris le parti de baser notre travail sur une étude de laboratoire, en réalisant des mélanges dits "de référence". Trois sables et cinq sols fins ont été traités en faisant varier à chaque fois les quantités de ciment et d'eau, afin d'observer l'influence de la granulométrie, de l'argilosité et de la quantité d'eau présente dans le mélange sur la résistance, la rigidité et la déformation à la rupture du matériau. Par ailleurs, des sols reconstitués à base de sable et de sol fin ont été traités afin d'étudier l'impact des fines et de leur nature sur la résistance du matériau.

En parallèle, le suivi de différents chantiers nous a permis d'étudier la mise en œuvre de la méthode, l'homogénéité du matériau réalisé in situ, et de comparer les résultats obtenus avec ceux de l'étude paramétrique.

Les retombées de ce travail sont la création d'abaques reliant la résistance au dosage en ciment et au rapport C/E, ainsi qu'un tableau de synthèse de données expérimentales des différentes propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing (en fonction de la nature du sol rencontré), et des formules permettant pour les sols grenus de prédire la résistance à 7 et 28 jours en fonction du pourcentage de fines dans le sol et du dosage en ciment.

Mots clés : Soil-Mixing, sols, ciment, résistance, géotechnique, traitement des sols

Abstract

The Soil-Mixing consists in mixing a hydraulic binder into the soil mechanically in order to improve its mechanical properties. Because of its economical as well as its sustainable advantages, this method so far confined to the improvement of compressible or high organic content soils has become an attractive alternative to traditional methods for soil reinforcement, retaining walls (temporary or final), foundations and cutoff walls. But these new applications imply new requirements on the method as well as on the material.

Many studies on the subject provide some answers. However, there is no comprehensive parametric study examining both the impact of soil type and the amount of water on the characterization of the Soil-Mixing material and would improve the testing methods and methods for design of structures in Soil-Mixing.

Soil-cement mixtures are predominantly composed of soil. The cement will represent at most 30% of the mixture. That is why we have chosen to follow a geotechnical approach rather than the concrete approach for this project.

We followed an experimental program based on a laboratory study, realizing mixes called "reference" mixes. Three sand soil and five fine soils were treated by varying each time the quantities of cement and water to observe the influence of particle size, clay content and the amount of water present in the mixes on the resistance of the material, stiffness and failure strain. In addition, soils made from sand and fine soils were reconstituted and treated to study the impact of fines and their nature on the strength of the material.

In parallel, monitoring of various projects has enabled us to study the implementation of the method, the homogeneity of the material produced in situ, and to compare the results with those of the parametric study.

The results of this work are the creation of abaci connecting the resistance to the cement content and C/E ratio, and a summary table of experimental data of different mechanical properties of the Soil-Mixing material (depending on the nature of the soil), and formulas for granular soils predicting the strength after 7 and 28 days of curing depending on the percentage of fines in the soil and on cement content.

Keywords: Soil-Mixing, cement, strength; geotechnics, soil stabilization

SYMBOLES USUELS

Notation	Unité	Dénomination
a	mm	Sensibilité à l'eau
a	-	paramètre de courbure dans la relation liant R_C à C
C	% ou kg/m^3	Dosage en ciment
β	-	w_i / w_f
b	-	Exposant dans la relation liant R_C à C
b_7	-	Exposant dans la relation liant R_{C7} à C
C_{63}	%	Pourcentage de passant à 63 μm (en masse)
c_u	kPa	Cohésion non drainée du sol
C_u	-	Coefficient d'uniformité
C_c	-	Coefficient de courbure
C/E	-	Rapport ciment sur eau (en masse)
d	mm	diamètre de l'éprouvette
d_{10}	mm	Diamètre auquel est inférieur 10 % de la masse des particules
d_{30}	mm	Diamètre auquel est inférieur 30 % de la masse des particules
d_{50}	mm	Diamètre auquel est inférieur 50 % de la masse des particules
d_{60}	mm	Diamètre auquel est inférieur 60 % de la masse des particules
E	m^3	Quantité d'eau dans le mélange
E_{50}	MPa	Module d'Young tangent à 50 %
ε	%	Déformation
ε_A	%	Déformation au point A
ε_f	%	Déformation à la rupture
E_{max}	MPa	Module d'Young maximum
F	kN	Force appliquée lors d'un essai de compression ou de traction

F_{\max}	kN	Force maximale développée pendant un essai
G	GPa	Module dynamique hauteur de l'éprouvette
h	mm	
I_p ou PI	%	indice de plasticité
k	%	teneur en eau évaporable
ρ_{sol}	t/m ³	masse volumique sèche du sol
Q	m ³ /h	Débit d'eau machine
q_c	MPa	Résistance de pointe au pénétromètre dynamique
q_d	MPa	Résistance de pointe au pénétromètre dynamique
R^2	-	Carré du coefficient de détermination sous Excel. Le coefficient de détermination peut être interprété comme la proportion de la variance de y imputable à la variance de x
$R_C, q_u,$ UCS	MPa	Résistance à la compression simple
R_{Cj}	MPa	Résistance à la compression simple après j jours de cure
R_T	MPa	Résistance à la traction par fendage
σ	MPa	Contrainte
S	m ²	Surface de l'éprouvette
t	h	temps
V_A	m/h	Vitesse d'avancement machine
V_p	m/s	Vitesse de propagation des ondes
VBS	-	Valeur de bleur de méthylène
w	%	Teneur en eau
w_f	%	Teneur en eau finale
w_i	%	Teneur en eau initiale
W_L ou LL	%	Limite de liquidité
w_{nat} ou w_n	%	Teneur en eau naturelle

w_p ou PL	%	Limite de plasticité
W_{Sol}	m^3	Quantité d'eau dans le sol
$W_{machine}$	m^3	Quantité d'eau introduite dans le mélange lors de la réalisation

Sommaire

<i>Introduction</i>	1
<i>Chapitre 1. Bibliographie</i>	5
1 <i>Introduction</i>	5
2 <i>Les méthodes et techniques de Soil-Mixing</i>	6
2.1 Soil-Mixing de surface	8
2.2 Soil-Mixing profond	8
2.2.1 Les techniques à malaxage global	10
2.2.2 Les techniques à malaxage localisé	13
2.2.3 Techniques de suivi de la qualité du malaxage	16
3 <i>Constituants du matériau Soil-Mixing</i>	17
3.1 Sols	17
3.1.1 Argilosité du sol	18
3.1.2 Influence de la granulométrie	20
3.1.3 Masse volumique du sol	23
3.1.4 Minéralogie	24
3.1.5 Teneur en eau naturelle	24
3.1.6 Les sols organiques	25
3.2 Liants utilisés	26
4 <i>Réactions Eau-Sol-Liant</i>	28
4.1 La chaux vive	29
4.2 Le ciment	30
5 <i>Paramètres de réalisation influençant la résistance du matériau</i>	31
5.1 Préparation du sol	34
5.2 Malaxage	34
5.2.1 Temps de malaxage	34
5.2.2 Energie de malaxage	36
5.3 Temps d'attente avant moulage	36
5.4 Méthodes de moulage	37
5.5 Conditions de cure	40
5.5.1 Influence de la température	40
5.5.2 Influence des conditions hydriques lors de la cure	41
5.6 Synthèse	43
5.7 Comparaisons chantier – laboratoire des résultats	43
6 <i>Paramètres de nature et propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing</i>	46
6.1 Floculation et teneur en eau	46
6.2 Evolution de la sensibilité à l'eau	47
6.3 Comportement à long terme	48
7 <i>Conclusions</i>	53
<i>Chapitre 2. Techniques expérimentales</i>	54

1	<i>Introduction</i>	54
2	<i>Démarche</i>	54
3	<i>Matériaux</i>	57
3.1	Choix des sols	57
3.2	Sols	59
3.2.1	Sables	59
3.2.2	Limons	60
3.2.3	Argiles	62
3.2.4	Sols mixtes	64
3.3	Liant utilisé	66
3.4	Choix des dosages	67
4	<i>Programme expérimental</i>	69
4.1	Influence des caractéristiques géotechniques du sol, du dosage en ciment et de la quantité d'eau	69
4.2	Impact de la méthode de préparation du sol mixte	72
4.3	Impact de la méthode de malaxage	72
4.4	Influence des conditions de cure	72
4.5	Etude de l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing	73
4.6	Essais de répétitivité et de répétabilité	75
5	<i>Protocoles expérimentaux</i>	75
5.1	Préparation des mélanges pour essais sur matériau induré	75
5.1.1	Préparation du sol	75
5.1.2	Réalisation du mélange	75
5.2	Moulage du mélange	78
5.2.1	Préparation des moules à éprouvettes	78
5.2.2	Moulage	79
5.3	Conservation des éprouvettes	79
5.4	Essais de compression simple	80
5.4.1	Préparation des éprouvettes	81
5.4.2	Matériel	81
5.4.3	Essais de compression	82
5.4.4	Résultats des essais	82
5.5	Essais d'ouvrabilité	86
5.5.1	Préparation des sols	86
5.5.2	Réalisation du mélange	86
5.5.3	Essai de pénétration au cône	87
6	<i>Conclusions</i>	87
	<i>Chapitre 3. Etude de la mise en œuvre du Soil-Mixing</i>	89
1	<i>Introduction</i>	89
2	<i>Retours d'expérience chantiers</i>	90
2.1	Chantier de Vémars	90
2.1.1	But du chantier et technique de mise en œuvre	90
2.1.2	Situation géographique et types de sol rencontrés	92
2.1.3	Paramètres de chantier	93

2.1.4	Dosage en ciment	95
2.1.5	Essais d'affaissement et teneurs en eau	96
2.1.6	Paramètres machine	98
2.1.7	Essais de pénétration statique et dynamique	104
2.1.8	Etude du matériau chantier en laboratoire	106
2.2	Chantier de Fréjus	114
2.2.1	Présentation du chantier	114
2.2.2	Etude de sol	114
2.2.3	Réalisation des colonnes	116
2.2.4	Echantillonnage et programme d'essai	117
2.2.5	Résultats et observations	118
2.3	Conclusions	124
3	<i>Ouvrabilité du matériau Soil-Mixing</i>	125
3.1	Objectifs et démarche	125
3.2	Sols vierges et ciment pur	127
3.3	Mélanges sol naturel-ciment	131
3.3.1	Influence du dosage en ciment sur la limite de liquidité	131
3.3.2	Influence du dosage en ciment sur la sensibilité à l'eau	133
3.4	Mélanges sable-argile : influence de la fraction argileuse sur la limite d'ouvrabilité	134
3.5	Application au chantier	137
3.6	Conclusions	139
4	<i>Etude de l'impact de la préparation du sol, de la méthode de malaxage et des conditions de cure</i>	141
4.1	Objectifs et démarche	141
4.2	Influence de la méthode préparation du sol	142
4.2.1	Préparation du sol et réalisation des mélanges	142
4.2.2	Résultats et analyses	143
4.3	Influence du malaxage	145
4.4	Influence des conditions de cure	148
4.5	Conclusions	149
5	<i>Conclusions générales</i>	150
	<i>Chapitre 4. Etude Paramétrique</i>	153
1	<i>Introduction</i>	153
2	<i>Sols grenus</i>	154
2.1	Résultats typiques	154
2.2	Répétitivité, répétabilité, reproductibilité et représentativité des résultats	157
2.3	Elasticité du matériau	159
2.4	Déformation à la rupture	162
2.5	Influence du dosage en ciment sur la résistance	163
2.6	Influence de la granulométrie sur la résistance et son développement	169
2.6.1	Cas des sables purs	169
2.6.2	Cas des mélanges à base de Silica Flour	173
2.7	Prédiction de la résistance à 28 jours d'un sol granulaire traité au ciment	175

2.8	Conclusions	177
3	<i>Sols argileux</i>	179
3.1	Résultats typiques	179
3.2	Représentativité et répétitivité des essais	182
3.3	Elasticité du matériau	183
3.4	Déformation à la rupture	185
3.5	Influence du dosage en ciment	186
3.6	Influence de l'eau	190
3.7	Conclusions	191
4	<i>Mélanges sable-argile</i>	193
4.1	Résultats typiques et influence de la quantité de fines	194
4.2	Influence du dosage en ciment sur la résistance	197
4.3	Elasticité du matériau	197
4.4	Déformation à la rupture	198
4.5	Conclusions	199
5	<i>Synthèse des résultats</i>	201
5.1	Elasticité du matériau	201
5.2	Déformation à la rupture	204
5.3	Influence des fines et de leur nature sur la résistance du matériau Soil-Mixing	206
5.3.1	Mélanges sable – Silica Flour et mélanges sable - kaolinite	206
5.3.2	Un mélange naturel : le limon	207
5.4	Dosage en ciment	208
5.5	Influence de l'eau	210
5.6	Abaques	210
	<i>Conclusions et perspectives</i>	217
	<i>Références bibliographiques</i>	224

Introduction

Enjeux et objectifs

Le traitement du sol au liant hydraulique est communément appelé Soil-Mixing et consiste à mélanger mécaniquement et en place le sol avec un liant pour améliorer ses propriétés mécaniques. L'évolution du contexte économique et l'essor du développement durable ont élargi en quelques années l'intérêt de la méthode Soil-Mixing, aussi bien du point de vue des entreprises que de celui des contractants. Son côté économique (mise en œuvre rapide, moins de moyens nécessaires) ainsi que son côté "eco-friendly" (peu de matériau mis en décharge car peu de déblai) ont fait de cette méthode jusque là cantonnée à l'amélioration de sols compressibles ou a forte teneur en matière organique une alternative attrayante aux méthodes traditionnelles de renforcements des sols, de soutènements (temporaires voire définitifs), de fondations et de travaux d'étanchéités.

Mais avec cette augmentation de la demande, les exigences nouvelles concernant la méthode et le matériau se sont accumulées : augmentation de la résistance, de la rigidité, imperméabilité, homogénéité, vieillissement, durabilité, prédiction de la résistance en fonction du type de sol, etc.

De nombreuses études sur la méthode par voie sèche ainsi que quelques-unes sur la méthode par voie humide permettent d'apporter des éléments de réponses. Cependant, il n'existe pas d'étude paramétrique globale étudiant à la fois l'impact du type de sol et de la quantité d'eau sur la caractérisation du matériau Soil-Mixing. De même, l'ouvrabilité du matériau n'a pour l'instant pas été étudiée. L'influence de la partie argileuse ainsi que celle de la granulométrie sur le sol sont des questions qui font également partie des plus pertinentes. L'impact des conditions de cure n'a pas non plus été quantifié alors que le vieillissement du matériau et sa durabilité en dépendent.

Les réponses à ces questions permettront d'améliorer les méthodes de dosage ainsi que les méthodes de dimensionnement des ouvrages en Soil-Mixing. De même, la détermination du domaine d'ouvrabilité du matériau pour une utilisation en méthode humide est capitale pour son homogénéité et la continuité des ouvrages. Le panel de sols potentiellement traitables (pour l'une ou l'autre des applications) pourra aussi être élargi au fur et à mesure que des réponses seront apportées.

Notre projet de recherche a pour but de répondre à ces enjeux, d'une part en réalisant une étude paramétrique sur le matériau Soil-Mixing, et d'autre part en comparant les résultats issus du chantier et du laboratoire.

Démarche

L'objectif principal de notre travail est donc de caractériser mécaniquement (à l'aide d'essais de compression simple avec mesure de la déformation principalement) en laboratoire sur des mélanges idéaux le matériau Soil-Mixing réalisé par voie humide, en prenant en compte le type de sol, sa granulométrie, le dosage en ciment et la quantité d'eau contenue dans le mélange.

De même, nous avons suivi des chantiers qui nous ont permis de comparer les résultats in situ et de laboratoire, en prenant en compte toutes les causes pouvant induire une différence de résultats.

Un mélange sol-ciment est composé majoritairement de sol. Le ciment ne représentera au maximum que 30% du mélange. Il semble donc judicieux de considérer ce nouveau matériau comme un sol plus que comme un béton. C'est l'approche géotechnique que nous avons choisie de suivre tout au long de ce travail de thèse.

Pour répondre aux attentes des professionnels, nous avons réalisé des abaques reliant la résistance, en fonction du type de sol rencontré, au dosage en ciment, au rapport ciment sur eau C/E, etc.

Nous avons pris le parti de baser notre travail sur une étude de laboratoire, en réalisant des mélanges dits "de référence". Trois sables et cinq sols fins ont été traités en faisant varier à chaque fois les quantités de ciment et d'eau, afin d'observer l'influence de la granulométrie, de l'argilosité et de la quantité d'eau présente dans le mélange sur la résistance, la rigidité et la déformation à la rupture du matériau. Par ailleurs, des sols reconstitués à base de sable et de sol fin ont été traités afin d'étudier l'impact des fines et de leur nature sur la résistance du matériau.

Autour de cette étude centrale se sont articulées des études complémentaires :

- ouvrabilité du matériau Soil-Mixing (basée sur l'étude de sols fins),
- comparaison des résultats chantier et laboratoire,

- influence du mode de malaxage sur le comportement mécanique du matériau,
- impact des conditions de cure sur le comportement mécanique du matériau.

Il faut insister sur le fait que notre étude a porté aussi bien sur des matériaux naturels que sur des matériaux de laboratoire afin de couvrir une gamme aussi large que possible incluant des sols aux particularités pénalisantes. Ces sols ne sont pas forcément représentatifs d'un sol naturel mais complètent donc l'étude en donnant des points extrêmes. De même, l'outil que nous avons le plus rencontré sur chantier est le Trenchmix de Solétanche-Bachy. Ceci est lié au financement de cette thèse par la société. D'autres outils existent, avec des cinématiques de malaxage différentes, avec tout ce que cela peut impliquer.

Plan du mémoire

Ce mémoire de thèse est constitué de quatre chapitres :

Le premier chapitre est une étude bibliographique sur la méthode Soil-Mixing en général et le matériau Soil-Mixing en particulier. Les constituants du matériau sont ensuite présentés, avec leurs propriétés les plus importantes. Les résultats les plus significatifs des études antérieures à la nôtre sont présentés, couvrant les différents points que nous abordons dans les chapitres suivants.

Le deuxième chapitre regroupe les présentations des matériaux (et matériels) utilisés tout au long de ce projet, notre démarche scientifique ainsi que le programme expérimental et les protocoles développés et suivis.

Le troisième chapitre porte sur la mise en œuvre du Soil-Mixing : il est composé d'une étude des résultats obtenus sur chantier et comparés à ceux obtenus en laboratoire, d'une étude de l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing et d'une étude portant sur l'influence de la préparation du sol, de la méthode de malaxage et des conditions de cure sur la résistance et le comportement mécanique du matériau.

Dans le quatrième chapitre, nous nous concentrons sur les matériaux de référence réalisés en laboratoire et étudions l'influence de la granulométrie et du dosage en ciment sur les propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing en comparant des mélanges sable – ciment réalisés à partir de différents sols grenus, puis nous étudions les matériaux à bases d'argiles, et

enfin les matériaux mixtes sablo-argileux. Une dernière partie de synthèse vient conclure ce chapitre.

Une dernière partie vient apporter des conclusions générales et quelques perspectives de travail.

Chapitre 1. Bibliographie

1 Introduction

La méthode du Soil-Mixing est de plus en plus employée pour la réalisation d'éléments de structure géotechnique. C'est aussi le but avoué du développement de différentes techniques de Deep Soil Mixing par Solétanche-Bachy. Ces nouvelles applications impliquent une augmentation de la quantité de ciment ajouté par rapport à celle ajoutée dans le cadre de travaux d'amélioration de sol.

Il faut noter que le dosage en ciment dans tout ce projet sera calculé selon la formule donnée par (Consoli et al. 2010) :

$$C = \frac{M_c}{M_s}$$

Avec C le dosage en ciment en %, M_c la masse de ciment en kg et M_s la masse de sol sec en kg.

Nous avons rédigé ce chapitre bibliographique en suivant comme fil conducteur la réalisation et le durcissement du matériau Soil-Mixing et en présentant les principaux points qui nous ont semblés importants pour pouvoir ensuite mener notre étude.

Dans un premier temps nous présentons la méthode du Soil-Mixing, son essor et les avantages de son utilisation.

Nous présentons ensuite les techniques les plus couramment utilisées en voie humide, en détaillant plus celle que nous avons rencontrées sur chantier.

Nous détaillons ensuite les principales caractéristiques des constituants du matériau, à savoir le sol et le liant, qui peuvent avoir une influence sur sa prise et sa résistance. Nous présentons aussi les interactions sol-liant-eau.

Nous nous intéressons après à l'influence du protocole de réalisation et de conservation des mélanges sur les résultats, aussi bien en laboratoire que sur chantier (où l'on parlera plutôt de méthode et de technique). C'est un point vital à prendre en compte pour la réalisation d'une

étude paramétrique qui se veut représentative, et qu'il faut aborder pour pouvoir comparer avec un certain recul des résultats provenant d'études ou de chantiers différents.

Enfin, nous présentons l'évolution des paramètres de nature ainsi que les tendances observées à long terme sur les propriétés mécaniques du matériau.

Il faut noter que dans le cadre de cette thèse, du fait de l'application visée par Solétanche-Bachy, seule la méthode par voie humide a été étudiée : cela veut dire que le liant est incorporé au sol sous forme de coulis, ou bien parallèlement à un ajout d'eau. Cependant, nous présentons dans la partie bibliographique des résultats obtenus selon toutes les techniques de la méthode Soil-Mixing, puisque ces résultats sont transposables d'une technique à une autre dans la plupart des cas.

De même, un seul liant hydraulique (un ciment CEM III/C 32,5 PM-ES) a été utilisé. Nous présenterons cependant de manière générale les réactions liant-sol. Enfin, les sols rencontrés en France ne sont majoritairement pas organiques, mais il n'est pas possible de ne pas citer ce type de sol et leur performance vis-à-vis du traitement aux liants.

2 Les méthodes et techniques de Soil-Mixing

De manière générale, le Soil-Mixing consiste à mélanger mécaniquement de quelque manière que ce soit le sol en place avec un liant hydraulique à l'aide d'un outil (Porbaha et al. 2000; Terashi 2003; Larsson 2005; Gerressen et al. 2009). Les premières traces de stabilisation des sols par ajout de liant hydraulique datent d'environ 250 avant J-C pour la construction de la « Grande muraille » de Chine où le sol était compacté avec de la chaux. Mais c'est seulement à partir de la seconde moitié du 20^{ème} siècle que les pays scandinaves et le Japon ont débuté des recherches sur le traitement des sols mous (Holm 2000). C'est une méthode en plein essor depuis le début des années 90 comme on peut le voir sur la Figure 1 qui montre l'évolution des volumes de sols traités par la méthode Soil-Mixing en Suède et au Japon.

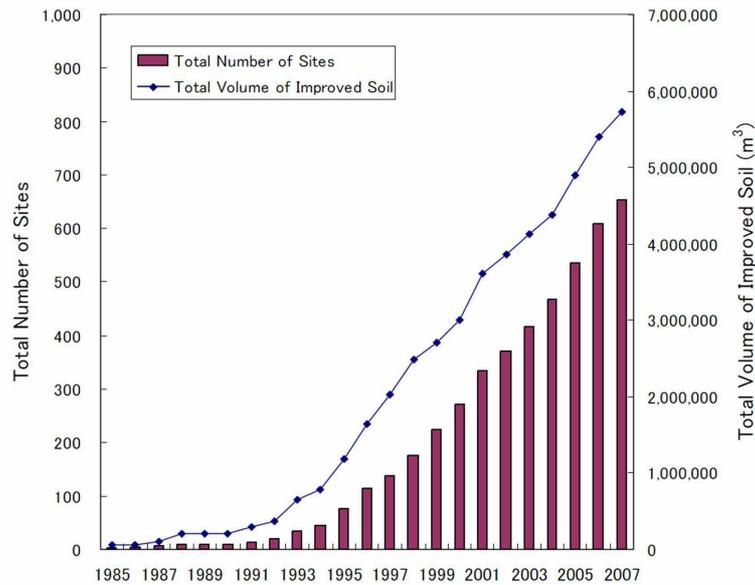


Figure 1 Evolution du volume de sol stabilisé au Japon par la méthode du CDM-LODIC (Kamimura et al. 2009) depuis 25 ans

Ses avantages, lorsqu'on la compare aux méthodes dites traditionnelles, sont nombreux. C'est une méthode :

- Economique

En effet, sa mise en œuvre ne requiert pas de mise en décharge (Robert et al. 1994), et donc moins de transport.

- Ecologique

Pour les mêmes raisons, c'est une méthode qui respecte l'environnement, en limitant les transports de sols excavés et les mises en décharge. De plus, elle s'inscrit dans la mouvance actuelle de développement durable, en valorisant le terrain en place ainsi que des sous produits de l'industrie (qui sont intégrés dans la composition des liants) (Ahnberg et al. 2003; Ahnberg et al. 2005; Bujulu et al. 2009; Jegandan et al. 2010).

- Polyvalente

Le Soil-Mixing peut être utilisé pour de multiples types de projets. On peut citer l'usage du Soil-Mixing pour : la stabilisation des pentes, l'amélioration de sol, la réalisation de parois étanches, le confinement de zones polluées (par inertage en masse ou par réalisation de parois) (Figure 2a), la réalisation de soutènements et de fondations (provisoires ou définitifs) (Figure 2b).

On retrouve aussi cette polyvalence en ce qui concerne les machines Soil-Mixing qui pourront pour la plupart permettre à l'entreprise de réaliser les travaux que nous venons de citer, en faisant uniquement varier le dosage en ciment.



Figure 2 Exemples d'applications du Soil-Mixing : confinement de pollution (a) et soutènement (b)

Il existe différentes méthodes de Soil-Mixing, et au cœur de ces méthodes, on observe aussi de nombreuses techniques plus ou moins adaptées selon la finalité du projet (Porbaha et al. 2000).

L'amélioration de sol par ajout de liant peut être, de façon générale, divisée entre le Soil-Mixing dit « de surface » et le Soil-Mixing dit « profond ».

2.1 Soil-Mixing de surface

Le Soil-Mixing de surface (Shallow Soil-Mixing), qui consiste en la réalisation de couche de forme pour les routes et les aéroports, s'effectue normalement à teneur en eau faible, proche de l'optimum Proctor, pour faciliter le compactage par les engins de terrassements (SETRA-LCPC 2000). Le liant le plus souvent utilisé est la chaux ou un mélange de chaux et liants hydrauliques tel que les laitiers ou les cendres volantes (SETRA-LCPC 1983), qui en s'hydratant provoque la floculation des particules d'argile et diminue la plasticité du sol. Nous ne nous intéresserons pas à ces techniques.

2.2 Soil-Mixing profond

Le Soil-Mixing profond (Deep Soil-Mixing) est au contraire une méthode qui n'implique aucun compactage après réalisation : le matériau est supposé autoplaçant. Elle nécessite donc la plupart du temps une grande quantité d'eau pour atteindre la fluidité nécessaire à l'obtention de la qualité autoplaçante du mélange sol – ciment. (Bergado et al. 2005) affirme

qu'il faut que la teneur en eau finale du mélange soit au moins égale à la limite de liquidité w_L du sol vierge. Deux cas de figures se présentent donc, comme on peut le voir sur la Figure 3 qui présente une classification des méthodes de Soil-Mixing selon (Topolnicki 2004) : soit la teneur en eau naturelle du sol w_{nat} est supérieure à w_L et le ciment peut être ajouté sous forme de poudre entraînée par de l'air comprimé (sans apport d'eau) : c'est ce qu'on appelle la méthode par voie sèche (Dry Mixing), soit w_{nat} est inférieure à w_L et le ciment est injecté sous forme de coulis (voie humide ou Wet Mixing) ou sous forme de poudre avec un apport d'eau en simultané (voie sèche modifiée ou Modified Dry Mixing (Gunther et al. 2004)).

La Figure 3 illustre l'inventivité et la concurrence des entreprises, avec plus de 25 techniques différentes citées. D'autres techniques existent et ne sont pas listées sur celle-ci.

On peut remarquer aussi sur cette figure les pays qui sont les acteurs principaux du Soil-Mixing, à savoir le Japon, les pays scandinaves et les Etats-Unis.

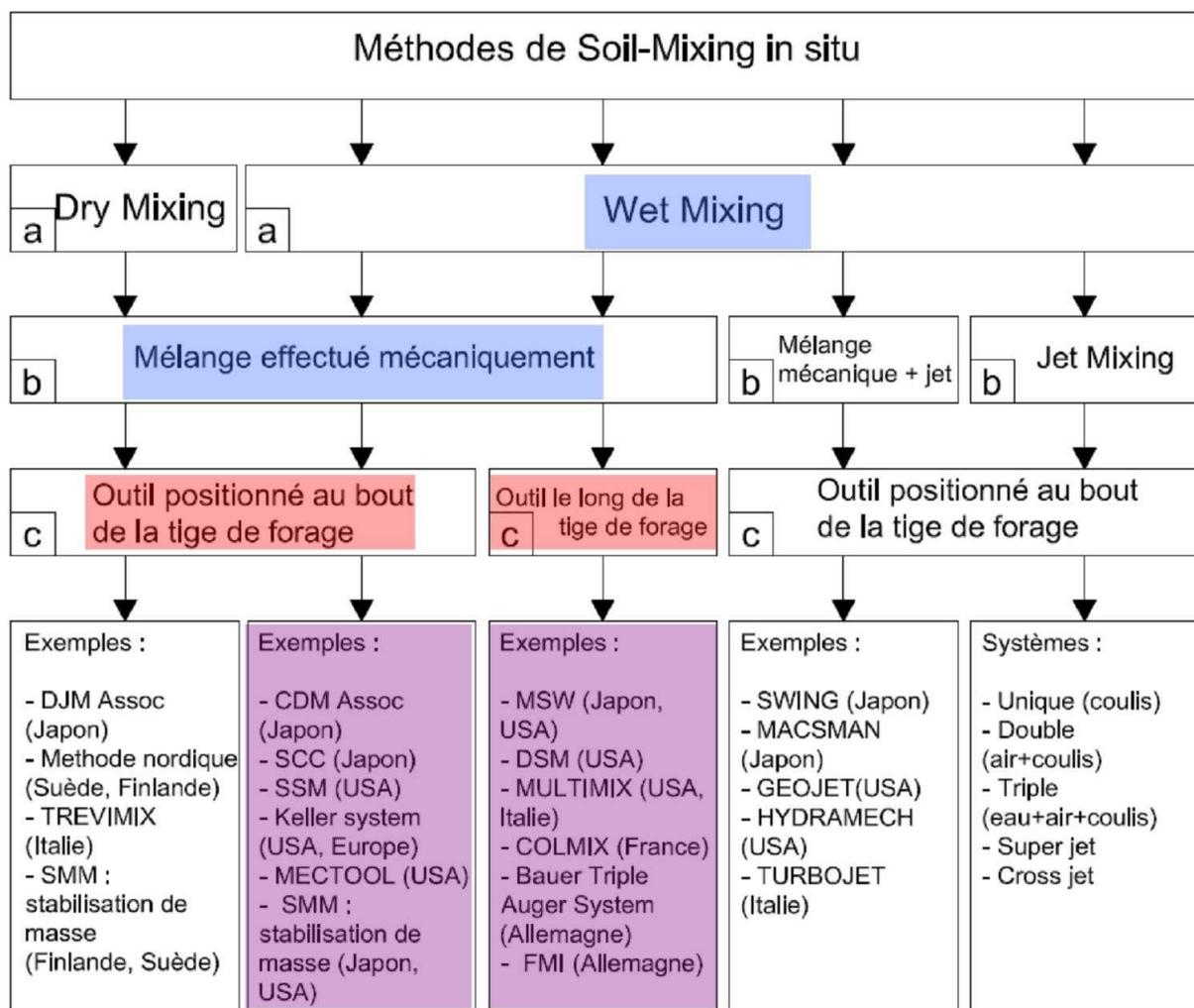


Figure 3 Classification des méthodes et techniques de Soil-Mixing d'après (Topolnicki 2004)

Nous n'allons présenter dans ce mémoire que les techniques correspondant à la voie humide (ou à la voie sèche modifiée) impliquant un malaxage mécanique. Elles peuvent se répartir en deux grand groupes : les techniques pour lesquelles le malaxage est effectué sur tout le long de la tige de forage (malaxage global) et celles pour lesquelles l'outil de malaxage est positionné au bout du train de tige de forage (malaxage localisé).

2.2.1 Les techniques à malaxage global

Comme nous venons de le dire, pour ces techniques, le malaxage est effectué sur tout le long de la tige de forage, c'est-à-dire qu'à chaque instant, toute la hauteur pénétrée par l'outil est malaxée, et qu'à tout instant après que la profondeur totale de traitement soit atteinte, le volume global de sol traité est malaxé.

Ceci peut impliquer des transferts entre les couches et une plus grande homogénéisation du mélange sur la profondeur, même s'il est difficile de croire que dans le cas d'un traitement à 20 mètres de profondeurs à travers trois sols différents, on obtiendra un seul matériau, homogène et identique sur toute sa profondeur.

2.2.1.1 Les colonnes à la tarière

C'est la technique la plus ancienne : deux tarières au moins (comme pour le Colmix, développé par Bachy), à spires hélicoïdales imbriquées, à pas opposés (Cartier et al. 1986) ou non (Stocker et al. 2005), descendent dans le sol en le déstructurant et en injectant un coulis par des orifices situés en bas de la tarière puis remontent en faisant des va-et-vient et en changeant de sens de rotation, afin d'homogénéiser le mélange (Figure 4). Le changement de sens de rotation entre la phase de descente et celle de remontée sert à compacter le matériau (Robert et al. 1994) et donc à obtenir une plus grande résistance. Les diamètres vont de 0,2 m à 1,5 m, et le nombre de colonnes réalisées par passe va de 1 à 8, même si les outils les plus généralement utilisés se limitent à 2 ou 3 tarières.

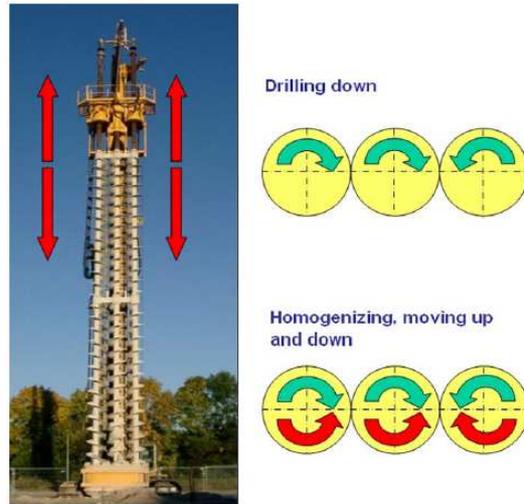


Figure 4 Triple tarière Bauer et principe de malaxage (Stocker et Seidel 2005)

Ces techniques peuvent aussi bien être utilisées ponctuellement, pour améliorer la portance d'un sol, que sur un grand linéaire, pour réaliser des parois étanches ou des ouvrages de soutènement.

La réalisation des ouvrages de grand linéaire se fait généralement en deux séquences : les éléments primaires, puis les éléments secondaires, qui viennent remordre dans les éléments primaires déjà indurés, afin d'assurer une bonne continuité et surtout une étanchéité optimale (Figure 5).

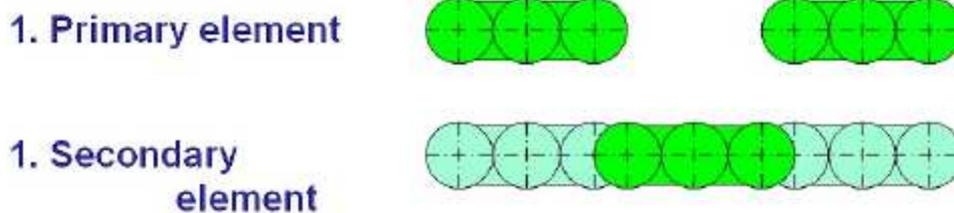


Figure 5 Phasage de la réalisation des éléments primaires et secondaires (Stocker et Seidel 2005)

Généralement, des profilés métalliques arment ces parois si elles ont un rôle de soutènement.

2.2.1.2 Le Trenchmix

Le Trenchmix, développé par Solétanche-Bachy et utilisé sous d'autres noms ailleurs dans le monde, peut être comparé à une tronçonneuse géante, avec une lame pouvant aller de 3m jusqu'à 57m de profondeur (Garbin et al. 2009; Hashimoto et al. 2009), découpant le sol en copeaux et le mélangeant avec un coulis de ciment injecté en milieu de lame (Figure 6a).

La lame est enfoncée jusqu'à la profondeur de traitement désirée, puis l'engin se déplace horizontalement, créant une paroi à l'avancement (Borel 2007), dont la largeur finale est généralement comprise entre 0,4 et 0,85m.



Figure 6 Vue de face de la trancheuse Solétanche-Bachy en attente avant début des travaux

Les techniques dépassant les 10 m de profondeur nécessitent une mise en place différente et plus étudiée (Figure 7). La lame est enfoncée en plusieurs étapes, morceaux par morceaux, et chaque tronçon est ensuite reconnecté au précédent. Lorsque la lame atteint finalement la longueur souhaitée, le traitement peut commencer.

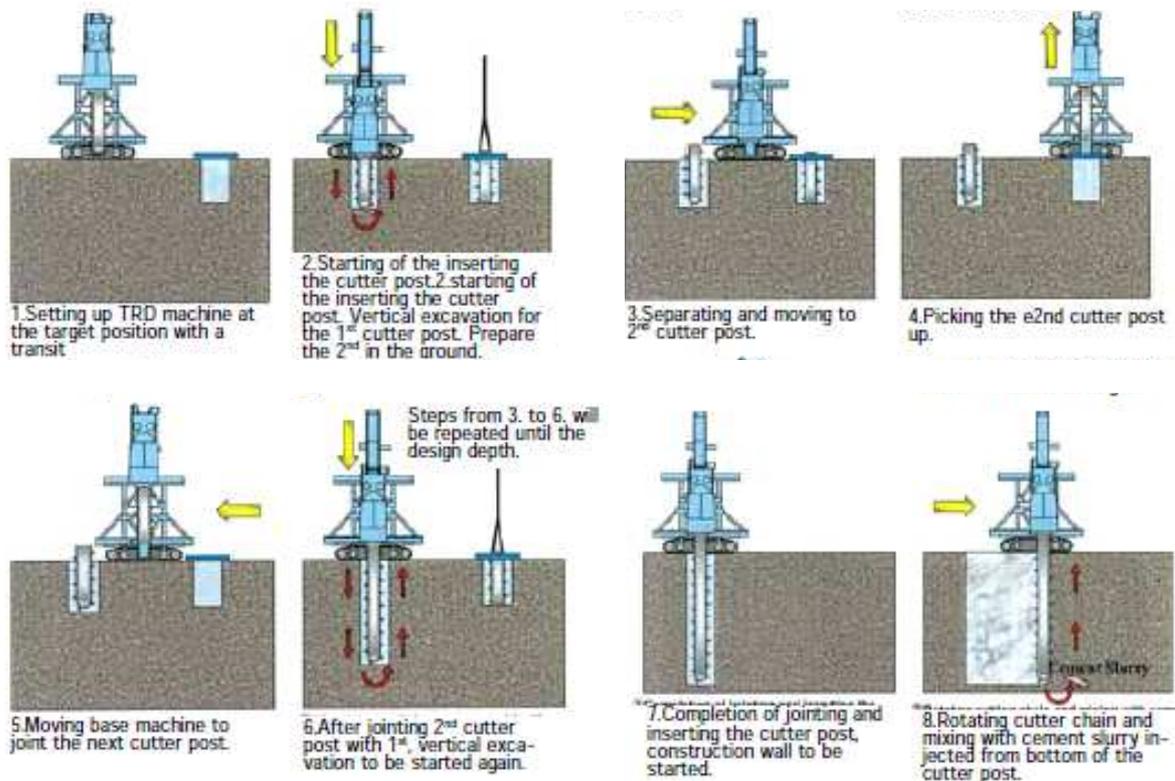


Figure 7 Phasage de la mise en place d'une trancheuse pour de grande profondeur (Garbin et al. 2009)

Cette technique peut aussi bien être utilisée en voie humide qu'en voie sèche modifiée (Modified Dry Mixing) (définie par (Gunther et al. 2004)) qui consiste à injecter du ciment sous forme de poudre parallèlement à l'eau.

2.2.2 Les techniques à malaxage localisé

Ces techniques de réalisation du Soil-Mixing concentrent l'effort de malaxage sur le bout de la tige de forage : à l'inverse des techniques décrites précédemment, le volume total du mélange n'est jamais malaxé dans sa totalité, mais plutôt mètre par mètre.

Ceci peut avoir comme conséquence de garder séparées les couches de sols, et donc de créer plusieurs matériaux Soil-Mixing avec différentes caractéristiques.

2.2.2.1 Les outils de rotation

C'est la seconde technique la plus répandue : basée sur le même type de machines que celles utilisées avec les tarières, elle diffère de cette technique de par son outil de malaxage, qui ne malaxe pas sur toute la profondeur (Figure 8). Ces techniques peuvent elles aussi être employées en voie sèche modifiée, et le nombre de colonnes faites par passe varie, comme pour les tarières.

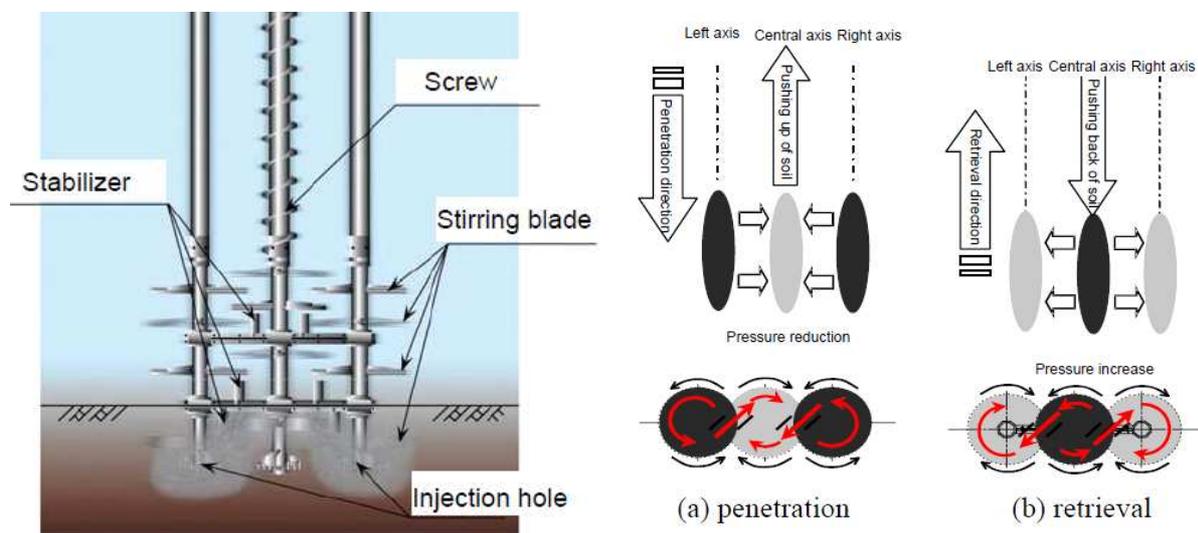


Figure 8 Exemple d'outil de rotation et principe de malaxage (Kamimura et al. 2009)b

Comme nous l'avons déjà dit, le Deep Soil Mixing est censé être réalisé avec un matériau qui contient une grande quantité d'eau (la teneur en eau doit être supérieure à la limite de liquidité du sol). Ainsi, le matériau à mixer est soit une pâte, soit un liquide plus ou moins visqueux, avec d'éventuels agglomérats de particules selon la nature du sol à traiter. (Larsson 2003)

nous apprend que ces agglomérats peuvent être brisés en appliquant une contrainte de cisaillement au fluide ou bien par impact. Les géométries les plus couramment utilisées pour mélanger un liquide plus ou moins visqueux sont les paddles (qui ont un faible champs d'action et sont limité aux faibles viscosités), les turbines (qui n'ont pas de limite en terme de viscosité du liquide du moment qu'un régime turbulent est atteint) et les hélices (généralement utilisées pour des liquides peu visqueux). Une combinaison des différents flux créés par ces outils (respectivement les flux tangentiels, radiaux et axiaux (Figure 9)) permet d'améliorer le malaxage et l'homogénéité du mélange (Kamimura et al. 2009)b. En tête d'outil, on peut souvent retrouver ce qu'on appelle une ancre, qui est un agitateur spécialement adapté pour créer des mouvements de circulation d'ensemble dans des milieux très consistants, ou un tricône, qui sert à déstructurer.

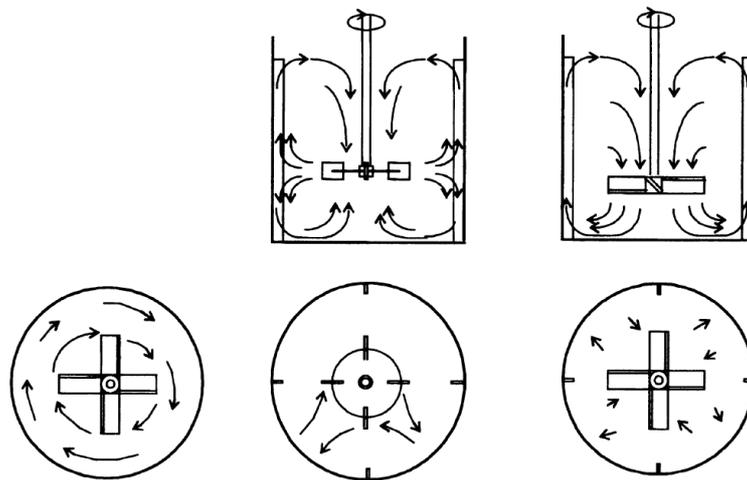


Figure 9 Flux tangentiel, radial et axial d'après (Larsson 2003)

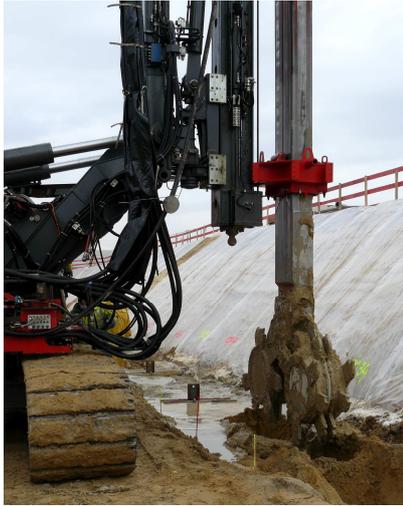
Il existe une très grande diversité de géométrie en ce qui concerne ces outils de rotation, comme on peut le voir sur la Figure 10 : cet outil est composé d'un tricône en tête, puis d'une hélice désintégratrice, d'une hélice servant simplement à malaxer, et enfin d'une hélice présentant des paddles verticaux.



Figure 10 Outil ABI utilisé sur le chantier de Fréjus

2.2.2.2 Le Cutter Soil Mixing (CSM)

Le CSM est une technique assez récente et qui mélange le sol et le coulis de ciment au moyen de deux roues tournant sur des axes horizontaux (Fiorotto et al. 2005; Mathieu et al. 2006; Gerressen et al. 2009) créant ainsi des panneaux rectangulaires d'une longueur comprise entre 2m et 2,8m et d'une largeur comprise entre 0,55m et 0,85m (Figure 11a et b). La profondeur atteignable est en moyenne de 35 mètres. Une partie du coulis (0 à 30%) remonte à la surface durant la réalisation de l'ouvrage (Ganne et al. 2010). En France, l'outil développé par Soletanche-Bachy est basé sur la technologie Hydrofraise (Mathieu et al. 2006) et la technique est appelée Geomix. Elle permet de travailler avec des panneaux primaires et secondaires, comme pour les tarières, et la possibilité de venir créer les panneaux secondaires juste après la réalisation des primaires existents, comme celle de venir remordre dans des panneaux déjà indurés.



a



b

Figure 11 Geomix (Soletanche-Bachy)

Toutes ces techniques diffèrent par leur cinématique de malaxage : le malaxage est localisé sur une zone assez petite pour une technique comme le CSM tandis qu'il se fait sur toute la profondeur pour le Trenchmix. De même, la géométrie de l'outil d'un fabricant à un autre peut varier : dans le cas du CSM de Bauer les roues dentées sont partiellement enfermées par une sorte de caisson métallique, tandis que chez Solétanche-Bachy elles ne sont nullement confinées, comme on peut le voir sur la Figure 11a. On peut donc penser que le matériau est malaxé plus longtemps avec le modèle Solétanche-Bachy qu'avec le modèle Bauer, ce qui donnerait de meilleurs résultats en terme d'homogénéité.

2.2.3 Techniques de suivi de la qualité du malaxage

Des systèmes embarqués de contrôles de la production sont maintenant installés sur la plupart des machines. La verticalité de l'outil est vérifiée en continu. C'est un point extrêmement important dans le cas où l'ouvrage à réaliser est une paroi étanche, et qu'il faut réaliser des panneaux primaires et secondaires parfaitement jointifs, par exemple. Le couple, la vitesse de rotation de l'outil, la vitesse d'avancement (ou de pénétration) sont aussi enregistrés afin de s'assurer d'une part que la machine ne force pas trop, mais aussi afin de pouvoir estimer la qualité du mélange. Des indices de malaxage, propres à chaque entreprise et souvent confidentiel, sont donc mis au point à partir de ces paramètres. C'est à partir de ces indices de malaxage (dont la valeur varie en fonction du type de sol rencontré) que les consignes de réalisation sont établies. Enfin, le débit de coulis de ciment ou ceux de ciment sec et d'eau sont enregistrés, afin de contrôler le dosage et la teneur en eau totale du mélange. Cela permet aussi de déterminer le rapport ciment sur eau C/E du mélange, défini de la manière suivante :

$$\frac{C}{E} = \frac{C}{W_{Sol} + W_{machine}}$$

Avec C la masse de ciment introduite, soit en poudre soit dans le coulis, W_{Sol} la masse d'eau contenue dans le sol, et $W_{machine}$ la masse d'eau introduite en parallèle ou grâce au coulis. On raisonne toujours bien sûr par mètre cube de sol en place.

3 Constituants du matériau Soil-Mixing

Le matériau Soil-Mixing peut être considéré comme un béton dont les granulats seraient en fait les particules solides du sol. Ce type de matériau était jusqu'au milieu du XXe siècle appelé un béton de sol. Sa résistance est supérieure à celle d'un sol, inférieure à celle d'un béton (Figure 12), mais les constituants sont les mêmes.

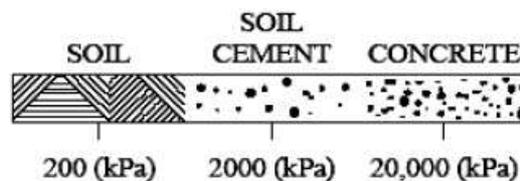


Figure 12 Résistances typiques du sol, du Soil-Mixing et du ciment (Ajourloo 2010)

Généralement, un béton utilisé en construction est constitué de ciment, d'eau et de granulats. Ces derniers sont inertes (c'est-à-dire non réactifs à l'eau et au ciment), et ne sont présents que pour être agglomérés par le ciment et ainsi former une pierre artificielle (Baroghel-Bouny, 1994). Le sol, lui, n'est pas forcément inerte, et surtout, sa qualité n'est pas contrôlée mais au contraire imposée. Il est de plus hétérogène.

3.1 Sols

Les sols sont constitués de trois phases distinctes : solide, liquide et gazeuse (dans le cas d'un sol non saturé).

C'est la plus grande inconnue du trio eau-liant-sol : il est en effet hétérogène (dans les trois directions principales) sur un même site, aussi petit soit-il, de nature différente d'un chantier à un autre, et a subi une histoire qui lui est propre et jamais comparable à celle d'un autre sol. En effet, son histoire comprend aussi bien son état de consolidation que sa teneur en eau naturelle, et la quantité de polluants qu'il contient, par exemple.

C'est pourquoi, comme le préconise la norme NF EN 14679, relative aux colonnes de sol traité (AFNOR 2005), le sol doit faire l'objet d'une étude approfondie sur les différents points ci-dessous :

- la sensibilité à l'eau,
- la nature,
- la granulométrie,
- l'organisation de la fraction granulaire.

3.1.1 Argilosité du sol

L'argilosité d'un sol est un des points déterminants qui joue sur son aptitude à être traité. Conventionnellement, on peut l'évaluer de deux façons par des essais géotechniques: soit en déterminant les limites d'Atterberg, soit en déterminant sa valeur au bleu de méthylène (VBS).

Les limites d'Atterberg sont des paramètres servant à identifier un sol en déterminant les teneurs en eau aux transitions définies conventionnellement entre état solide, plastique et liquide (Figure 13). En particulier, Casagrande définit la limite de liquidité comme la teneur en eau à laquelle un sol possède une résistance au cisaillement de 25 g/cm², c'est-à-dire 2,5 kPa. En France, la limite de plasticité est déterminée selon la méthode du rouleau, et la limite de liquidité est déterminée soit à la coupelle soit avec le cône de pénétration (AFNOR 1993, 1995).

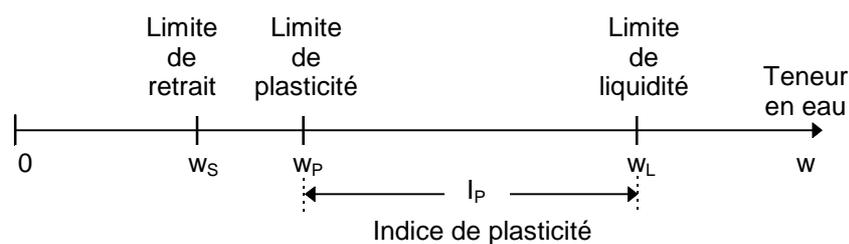


Figure 13 Schéma descriptif des limites d'Atterberg

La valeur de bleu de méthylène VBS représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules de sol (Lautrin 1987). Etant donné que dans un sol, c'est avant tout la surface spécifique des particules argileuses qui détermine sa surface spécifique totale, on peut considérer que la VBS exprime globalement la quantité d'argile contenue dans ce sol. L'essai se pratique selon la norme (AFNOR 1998). La

connaissance de la VBS du sol vierge est importante dans le cas du traitement des sols puisqu'elle nous informe sur l'argilosité du sol.

En effet, (Verdeyen et al. 1956; Boussaid et al. 2003) ont montré, en travaillant sur des mélanges sable-argile en laboratoire, que ces paramètres évoluent linéairement avec le pourcentage d'argile contenu dans ces mélange (Figure 14).

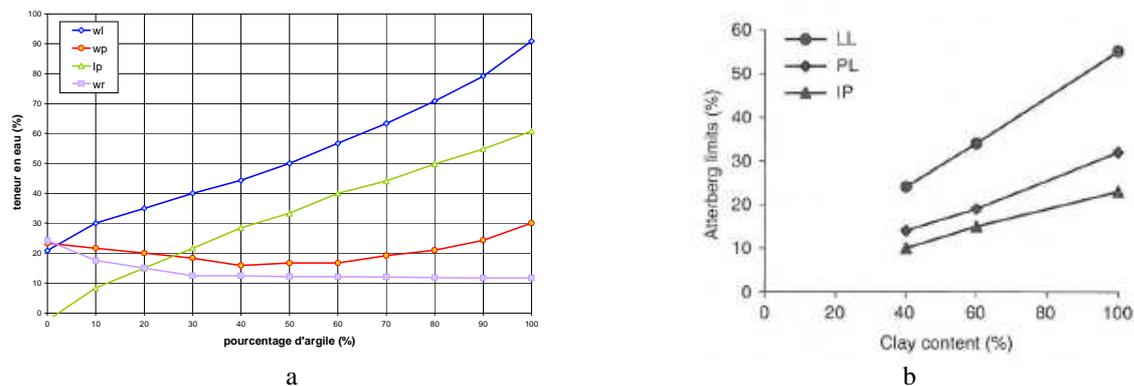


Figure 14 Evolution des limites d'Atterberg d'après (Verdeyen et Roisin 1956) (a) et (Boussaid et al. 2003) (b)

Les limites d'Atterberg, et principalement la limite de liquidité w_L , sont des facteurs déterminant car la technique du Deep Mixing nécessite de travailler au-dessus de la limite de liquidité du sol à traiter (Bergado et al. 2005). Plus la limite de liquidité w_L est élevée, plus le rapport C/E final maximal est faible. Or, (Jacobson et al. 2005; Modmoltin et Voottipruex 2008) entre autres ont montré que la résistance d'un matériau du matériau Soil-Mixing dépend de ce rapport C/E, toutes choses étant égales par ailleurs.

La limite de plasticité w_P joue elle aussi certainement un rôle en ce qui concerne le potentiel à être traité avec un liant hydraulique, même si cela n'est pas cité dans la littérature. Les données collectées lors d'une étude bibliographique effectuée au cours de ce projet (Bruchon 2010) ont permis de montrer que plus w_P est élevée, plus la résistance du sol après traitement est grande (Figure 15). Une explication peut être proposée en prenant en compte les conditions de malaxage. En effet, un sol très argileux est difficile à "casser" pour le rendre homogène en vue de l'incorporation du liant. Par conséquent, le liant n'est pas réparti de façon homogène dans la microstructure du matériau. Ainsi un résultat possible du mélange serait l'obtention d'une couche de ciment qui recouvre des "boulettes" d'argile, qui n'auraient pas été réduites à cause de contraintes de cisaillement trop faibles lors du mélange, par exemple (cf. paragraphe sur les techniques de Soil-Mixing). La continuité mécanique de cette

matrice apporte un gain de résistance, alors que pour des mélanges homogènes, cette continuité n'est pas forcément assurée surtout pour des faibles quantités de ciment.

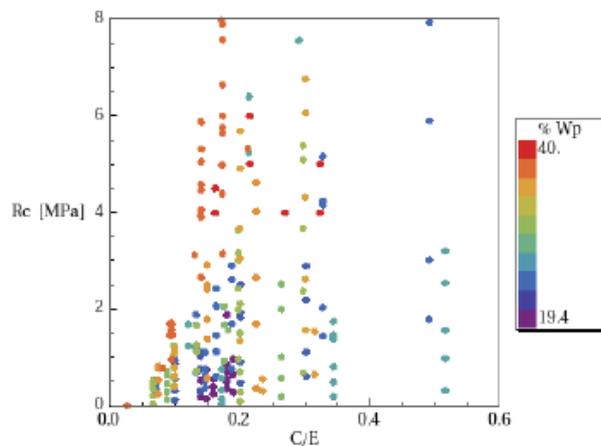


Figure 15 Evolution de la résistance du matériau en fonction du C/E et de la limite de plasticité du sol (Bruchon 2010)

Au regard de ces observations, il est donc logique que l'argilosité du sol (que ce soit la classification LCPC ou la classification selon la norme NF P11-300 traitant de la classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières (AFNOR 1992)) joue un rôle sur l'aptitude au traitement du matériau.

3.1.2 Influence de la granulométrie

La courbe granulométrique est importante : elle conditionne la compacité du squelette granulaire. Un sol dont le squelette granulaire permet un indice des vides minimal sera plus compact, et offrira une résistance plus grande, grâce à l'imbriquement des particules solides. Plus la courbe se rapprochera du modèle de Fuller (Figure 16), qui est la courbe idéale de compacité, plus celle-ci sera bonne (Lade et al. 1998; Reiffsteck et al. 2007). Cette courbe correspond à un sol composé d'une fraction grossière mélangé à 30 % de la fraction fine. La résistance obtenue sera donc proche de l'optimum. Autour de cette courbe granulométrique idéale existe ce qu'on appelle un fuseau de compacité optimale.

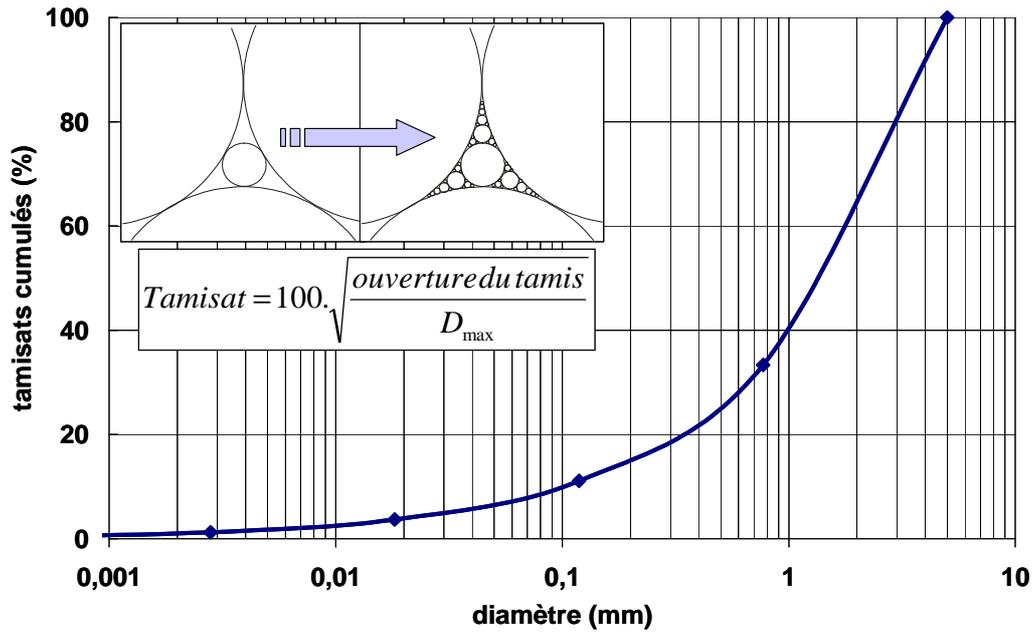


Figure 16 Courbe de compacité maximale dite de Fuller

Il est aussi important de noter que ce rapport de 70 % de particules grossières et 30 % de particule fines est celui qui permet d'obtenir l'arrangement granulaire le plus compact, dans le cas de deux familles de particules de taille bien différentes (Reiffsteck et al. 2007), comme on peut le voir sur la Figure 17 qui montre l'effet de l'ajout de fines sur un assemblage de sphères.

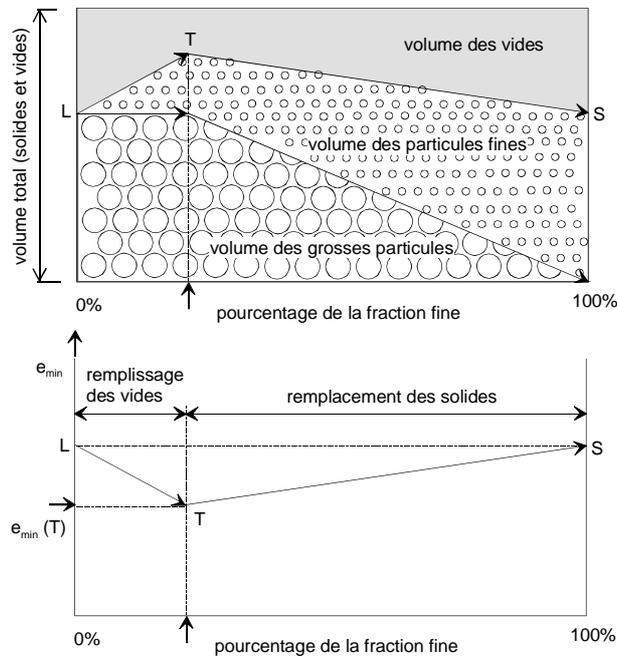
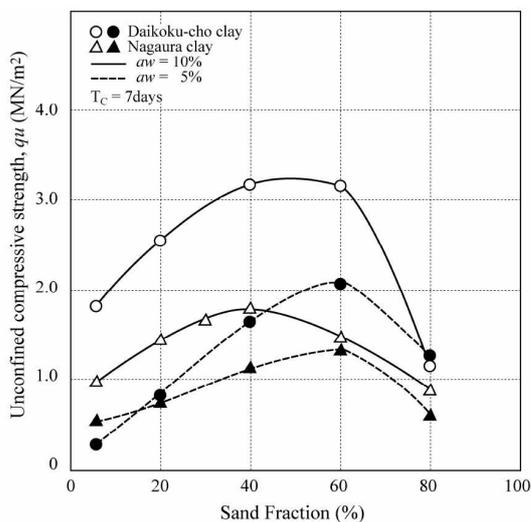
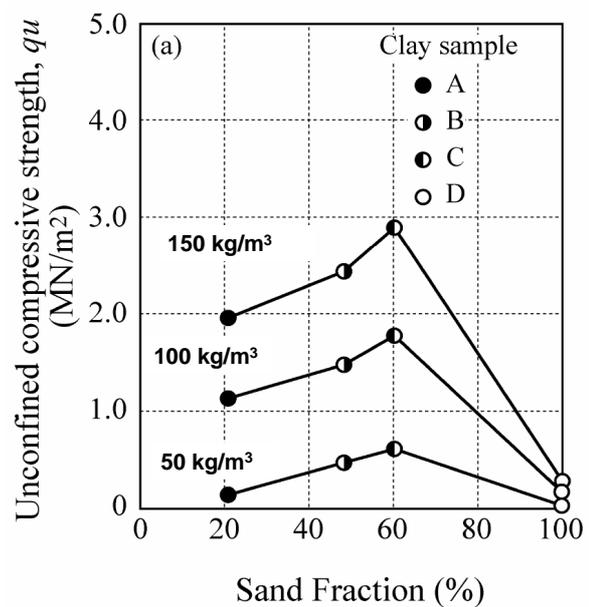


Figure 17 Effet des fines sur la compacité du matériau d'après (Reiffsteck et al. 2007)

(Terashi et al. 1977) et (Niina et al. 1977) ont montré, en stabilisant des mélanges sable-argile, que la résistance (notée q_u sur les figures) d'un matériau sol-ciment dépendait de la fraction sableuse (Figure 18a et b), et que le maximum est atteint pour 60 % de sable environ. (Le Roux et al. 1969) ont obtenus des résultats assez similaires (optimum de résistance obtenus pour 40% de sable) et les expliquent de la manière suivante : au fur et à mesure que la quantité de sable augmente dans le mélange, l'argile est de plus en plus diluée, et le dosage en chaux ou ciment par rapport à l'argile augmente. L'attaque de l'argile par la chaux est donc plus grande. Cependant, à partir d'un optimum de 40 % environ, le potentiel de réaction du sol avec la chaux diminue. Il est intéressant de noter que ce pourcentage de particules grossières correspond aussi à celui pour lequel la compacité maximale d'un mélange dans le cas de deux familles de particules de taille bien différentes, comme nous venons de le dire.



A



b

Figure 18 Evolution de la résistance d'un sol-ciment en fonction de la quantité de sable contenu dans le sol d'origine d'après (Terashi et al. 1977) (a) et (Kawasaki et al. 1981) (b)

Il faut toutefois noter que ces résultats sont obtenus à 7 jours : le sable est attaqué beaucoup plus lentement que l'argile par la chaux et le ciment, ce qui au cours du temps, aura pour conséquence de déplacer l'optimum vers un plus grand pourcentage de sable, sans toutefois arriver à 100 %.

(Unikowski 1982) quant à lui a montré en réalisant des mélanges sable de Leucate - argile que même une petite pollution des granulats d'un mortier (5 %) par des particules d'argiles peut être très pénalisante ou au contraire bénéfique en ce qui concerne la résistance à 28 jours R_{C28} (Figure 19).

De manière générale, une pollution des granulats par de l'argile entraîne une diminution de la résistance, avec toutefois des différences importantes selon le type d'argile à l'origine de la pollution. 4 % de kaolinite, d'illite et d'attapulgite dans le mélange entraîne indifféremment une chute de la résistance de 9 % environ, tandis que si les fines sont de la montmorillonite, la chute de résistance est de l'ordre de 20 %. Il faut noter que pour des quantités d'argile inférieures à 4 %, aucune différence n'est clairement visible.

Pour les fines siliceuses et calcaires, en revanche, on observe une augmentation de la résistance de 10 et 15 % respectivement, et ce dès 4 %. La résistance semble rester stable pour des quantités de fines comprises entre 4 et 10 %.

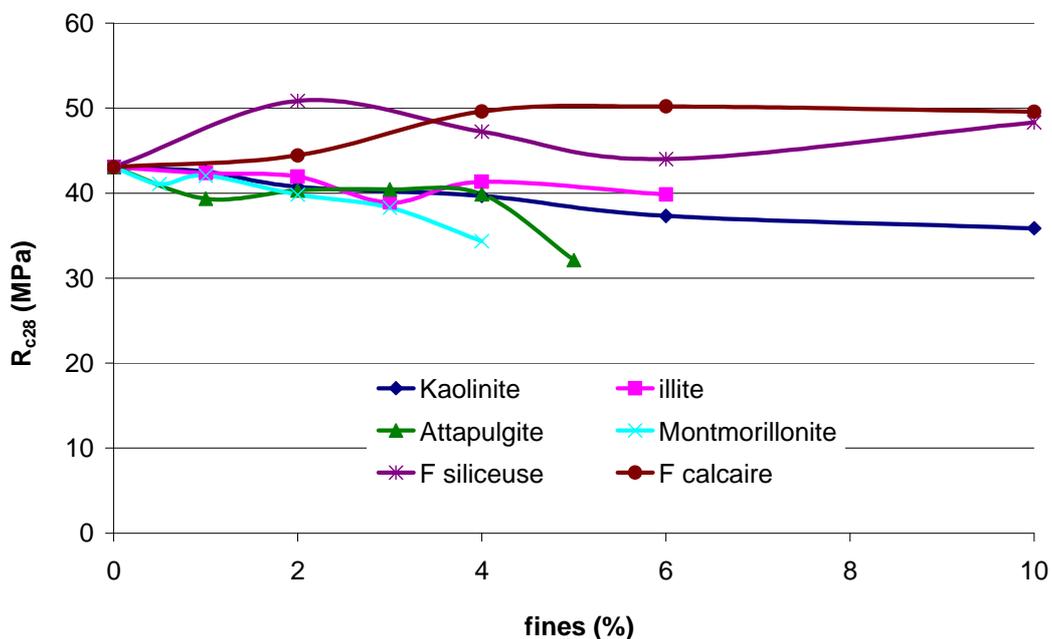


Figure 19 Influence de la présence de fines sur la résistance d'un mortier d'après (Unikowski 1982)

3.1.3 Masse volumique du sol

La densité sèche du sol ρ_d est un paramètre qu'il est nécessaire de connaître afin de déterminer le dosage utilisé puisque nous avons vu que le dosage en ciment dépend de la masse de sol en place.

De plus, une faible densité sèche implique le plus souvent une forte teneur en eau : cela doit être pris en compte pour le dosage en ciment, afin d'obtenir un mélange avec un rapport C/E convenable.

3.1.4 Minéralogie

La minéralogie d'un sol peut être un atout pour sa stabilisation. Les minéraux siliceux et alumineux présents dans un sol peuvent, à un pH supérieur à 12,4 et une température adéquate, réagir avec la chaux grasse libérée lors de l'hydratation du ciment : cela entraîne une réaction pouzzolanique qui va permettre un gain de résistance à long terme (CDIT 2002). De même, (Modmoltin et Voottipruex 2008) ont montré qu'une bentonite traitée au ciment est plus résistante qu'une kaolinite traitée pareillement et (Thompson 1966) a montré qu'une kaolinite ou une montmorillonite étaient plus réactives à la chaux qu'une illite ou une chlorite. (Croft 1967; Stavridakis 2005) montrent qu'au contraire, pour un traitement au ciment, la montmorillonite ne développe qu'une faible résistance, tandis que la kaolinite et l'illite présentent de meilleurs résultats. On se souviendra qu'au précédent paragraphe nous avons montré qu'(Unikowski 1982) a obtenu les plus faibles résistances sur des mélanges contenant de la montmorillonite. (Le Roux et Rivière 1969) montrent quant à eux que la pyrite, même en petite quantité (teneur inférieure à 3%) annihile les effets bénéfiques du traitement à la chaux.

Les connaissances sur l'influence de la nature de l'argile sont encore trop faibles (et les résultats obtenus lors des études présentées ci-dessus trop différents) pour pouvoir conclure de manière définitive sur l'influence de la nature de l'argile sur la résistance.

L'eau peut aussi poser problème, de par les minéraux qu'elle peut contenir (Rollings et al. 1999) : le sulfate contenu dans l'eau mixée avec le sol et le ciment peut réagir avec le calcium et l'aluminium du ciment ou du sol et ainsi former une ettringite gonflante, qui viendra endommager l'ouvrage. De même, les sels contenus dans le sol ou dans l'eau peuvent agir sur la résistance du mélange (Modmoltin et Voottipruex 2008).

Il est donc nécessaire de réaliser une analyse minéralogie du sol et de l'eau de la nappe (et celle ajoutée, si celle-ci ne provient pas du réseau) avant travaux afin de déterminer le type de liant qui devra être employé, par exemple.

3.1.5 Teneur en eau naturelle

La teneur en eau du sol avant travaux w_{nat} joue un rôle important : c'est elle (ainsi que la limite de liquidité que l'on a citée précédemment) qui conditionne la quantité minimale d'eau à ajouter dans le mélange pour pouvoir travailler.

3.1.6 Les sols organiques

Les sols organiques comme la tourbe et le gyttja (qui sont les produits de fossilisation de débris végétaux et d'animaux respectivement) sont certainement les sols présentant le plus de problèmes. Ils présentent toujours au moins un des désavantages suivants : une teneur en matière organique élevée, un pH faible, et une quantité de matière sèche par m³ faible. Il faut noter que ces sols ne se rencontrent pas en France : les tourbes se trouvent principalement en Irlande et en Ecosse, et dans les pays scandinaves, et les gyttja uniquement dans les pays scandinaves.

Une teneur en matière organique élevée (notée Oc sur la Figure 20a) est défavorable au développement de la résistance et à la stabilisation du sol, comme l'a montré (Thompson 1966) et (Bruchon 2010) (Figure 20a). Ceci peut s'expliquer par le fait que la limite de liquidité augmente avec la teneur en matière organique. La matière organique interfère aussi lors de l'hydratation du ciment (Hernandez-Martinez et al. 2007) : elle retarde, voire empêche, le déclenchement des réactions pouzzolaniques en retenant les ions calcium libérés durant l'hydrolyse du ciment (Thompson 1966; Hebib et al. 2003) ; de même, l'acide humique vient s'adsorber sur les particules cimentaires, ce qui diminue la résistance du mélange très fortement (Figure 20b).

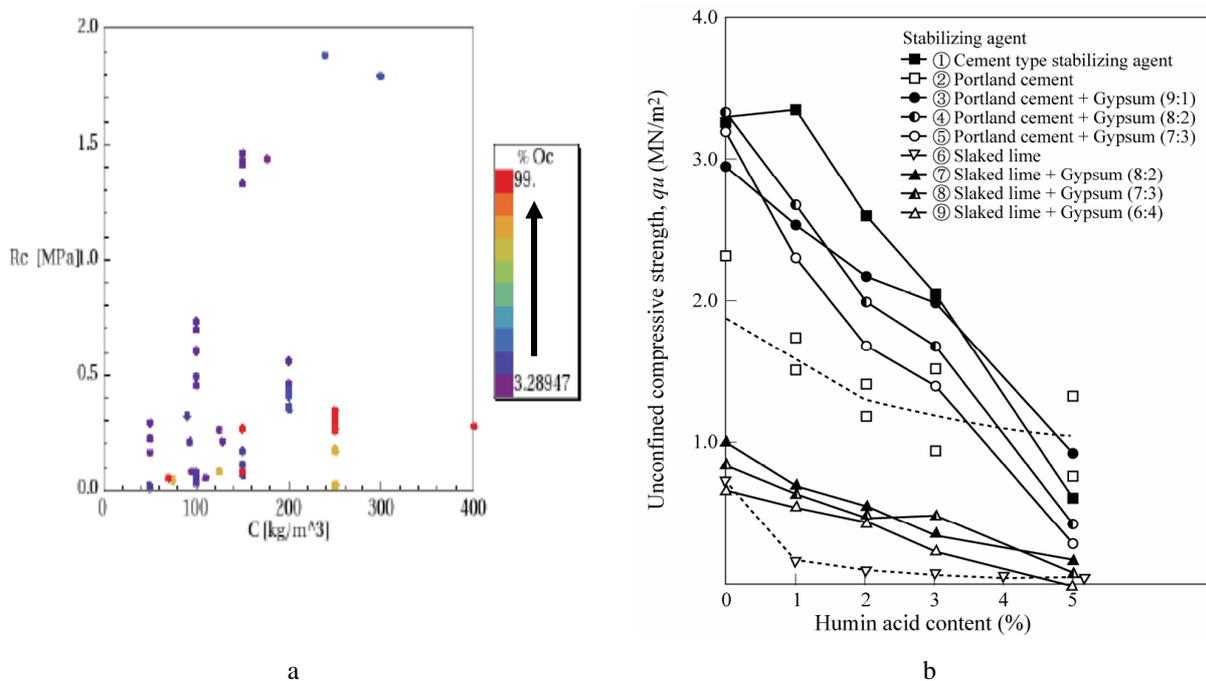


Figure 20 Influence de la quantité de matière organique (Bruchon 2010) (a) et d'acide humique (Kitazume 2005) (b) sur la résistance du matériau

Le pH du sol est aussi une propriété importante à prendre en compte : non seulement un pH faible peut sous-entendre la présence de matière organique, mais en plus, les réactions pouzzolaniques, qui ne se déclenchent qu'à 12,4 de pH, peuvent ne pas avoir lieu à cause du trop faible pH (CDIT 2002), même après hydratation du sol (Figure 21). On observe sur la Figure 21 que la « lime-reactivity » (qui est en fait un essai de compression simple effectué sur un mélange chaux-liant pouzzolanique-sable après huit jours de cure) diminue lorsque le pH initial du mélange initial diminue.

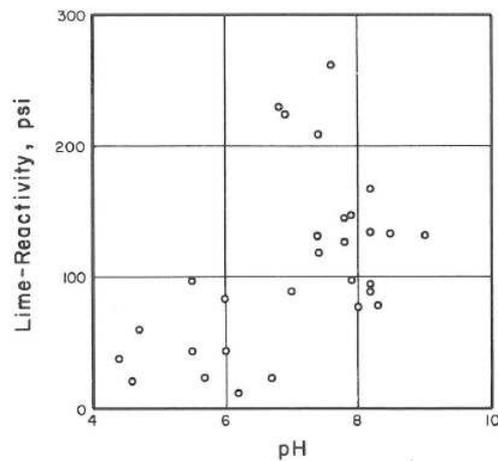


Figure 21 Résistance d'un matériau en fonction du pH du sol d'origine (Thompson 1966)

La faible quantité de matière sèche dans un sol organique est aussi préjudiciable : les particules sont très écartées les unes des autres, et une grande quantité de liant est nécessaire pour « cimenter » le tout (Hashimoto et al. 2009).

3.2 Liants utilisés

Les liants les plus utilisés pour traiter les sols et plus particulièrement en Soil-Mixing sont la chaux et le ciment. La combinaison de ces différents liants est aussi très courante (Swedish Ministry of Transport 2002).

La norme NF EN 197-1 portant sur la composition et les spécifications et critères de conformité des ciments courants (AFNOR 2001) classent les différents ciments suivant leur teneur en clinker et constituants secondaires (Figure 22). Nous avons surligné en rouge le ciment utilisé au cours de notre étude paramétrique.

Principaux types	Notation des 27 produits (types de ciment courant)		Composition (pourcentage en masse) ^{a)}										Constituants secondaires		
			Constituants principaux												
			Clinker K	Laitier de haut fourneau S	Fumée de silice D ^{b)}	Pouzzolanes		Cendres volantes		Schiste calciné T	Calcaire				
Naturelle P	Naturelle calcinée Q	Silicieuse V				Calcaire W	L	LL							
CEM I	Ciment Portland	CEM I	95-100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
	Ciment Portland au laitier	CEM I/A-S	80-94	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/B-S	65-79	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la fumée de silice	CEM I/A-D	90-94	—	6-10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la pouzzolane	CEM I/A-P	80-94	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/B-P	65-79	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/A-Q	80-94	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM I/B-Q	65-79	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM II	Ciment Portland aux cendres volantes	CEM II/A-V	80-94	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-V	65-79	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/A-W	80-94	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-W	65-79	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au schiste calciné	CEM II/A-T	80-94	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	0-5
		CEM II/B-T	65-79	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au calcaire	CEM II/A-L	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	0-5
		CEM II/B-L	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	0-5
	Ciment Portland composé ^{c)}	CEM II/A-M	80-94	← 6-20 →						—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-M	65-79	← 21-35 →						—	—	—	—	—	0-5
CEM III	Ciment de haut fourneau	CEM III/A	35-64	36-65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/C	5-13	91-95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM IV	Ciment pouzzolanique ^{c)}	CEM IV/A	65-89	—	← 11-35 →				—	—	—	—	—	0-5	
		CEM IV/B	45-64	—	← 36-55 →				—	—	—	—	—	0-5	
CEM V	Ciment composé ^{c)}	CEM V/A	40-64	18-30	—	← 18-30 →		—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM V/B	20-38	31-50	—	← 31-50 →		—	—	—	—	—	—	—	0-5

a) Les valeurs indiquées se réfèrent à la somme des constituants principaux et secondaires.
b) La proportion de fumées de silice est limitée à 10 %.
c) Dans le cas des ciments Portland composés CEM II/A-M et CEM II/B-M, des ciments pouzzolaniques CEM IV/A et CEM IV/B et des ciments composés CEM V/A et CEM V/B, les constituants principaux, autres que le clinker, doivent être déclarés dans la désignation du ciment (voir un exemple à l'article 8).

Figure 22 Classification des ciments en fonction de leur composition (AFNOR 2001)

D'autres liants, souvent des produits industriels tels que les cendres volantes ou le laitier de haut fourneau, sont aussi utilisés à cause de leur propension à favoriser une réaction pouzzolanique (Kitazume 2005). Ces liants sont le plus souvent utilisés mélangés avec du ciment, et sont parfois mis au point spécifiquement pour le traitement des sols (CDIT 2002; Kitazume 2005), voire même d'un sol en particulier. En effet, suivant le type de terrain rencontré un liant sera plus efficace qu'un autre (Figure 23). Par exemple, sur la Figure 23a, on peut voir les résultats obtenus pour des mélanges réalisés avec un ciment Portland ordinaire et un ciment au laitier sur un sol japonais provenant de la baie de Tokyo, tandis que sur la Figure 23b on peut voir des résultats obtenus avec les mêmes ciments qui ont servi à traiter un sol provenant de l'île de Kyushu. On observe clairement que dans un cas c'est le

ciment Portland ordinaire qui est le plus efficace, tandis que dans l'autre, c'est le ciment au laitier.

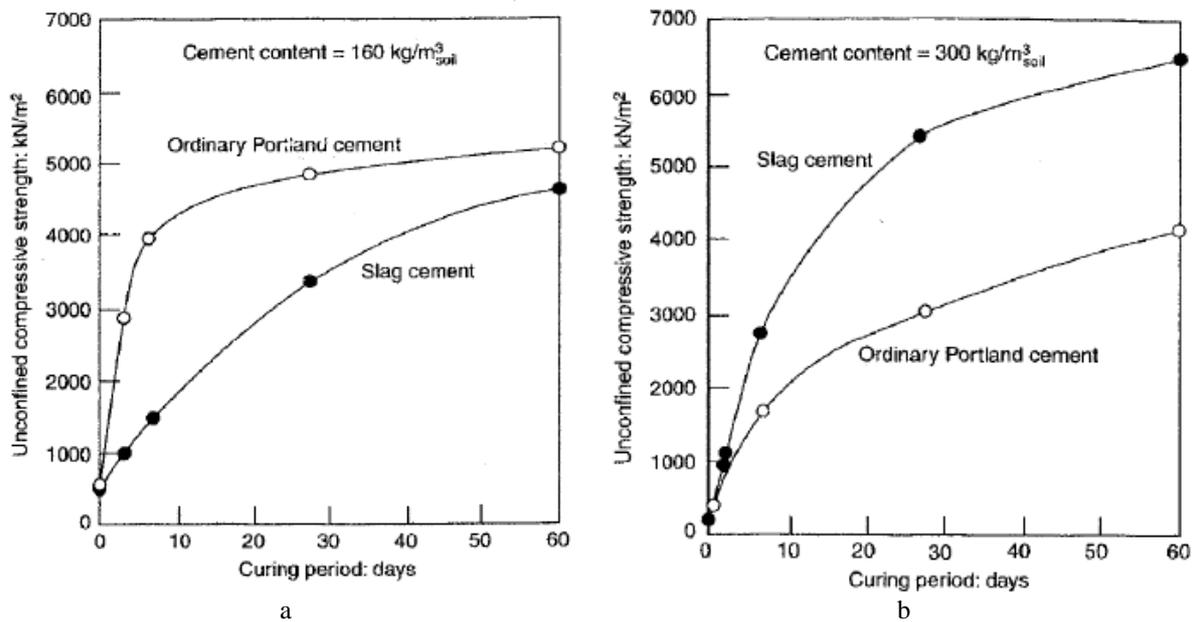


Figure 23 influence du type de ciment sur la résistance en fonction du sol rencontré (Kawasaki et al. 1981)

Nous présentons dans le paragraphe suivant les réactions eau-liant-sol.

4 Réactions Eau-Sol-Liant

Lorsque l'on parle des réactions chimiques ayant lieu lors de l'hydratation d'un liant, il est d'usage d'utiliser des abréviations pour désigner les différents composants. Le Tableau I présente ces abréviations.

Tableau I

Abréviation	Formule chimique	Nom
C	CaO	Oxyde de Calcium
H	H ₂ O	monoxyde de dihydrogène (eau)
A	Al ₂ O ₃	Oxyde d'aluminium
S	SiO ₂	Oxyde de silice
F	Fe ₂ O ₃	Oxyde de fer
AFm,t	AF mono et tri phases (ettringite)	-

Les réactions chimiques entre ces liants, l'eau et le sol ont été présentées en détails par (Porbaha et al. 2000; Bruce 2001; Axelsson et al. 2002; Ahnberg et Johanson 2005).

La Figure 24 récapitule les réactions que nous allons décrire plus en détails.

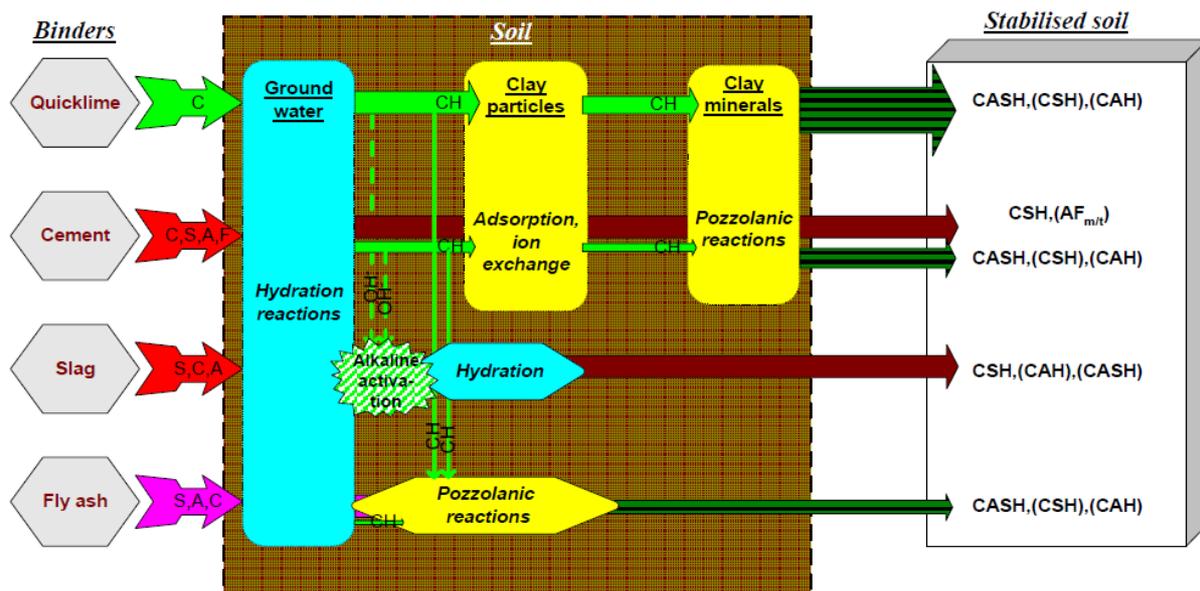


Figure 24 Réactions chimiques entre les liants et le sol (Ahnberg et Johanson 2005)

4.1 La chaux vive

Au contact du sol, la chaux vive absorbe l'humidité du sol et devient de la chaux éteinte (hydratée) (Babasaki et al. 1996). L'hydratation est rapide, génère une grande quantité de chaleur (155 kcal/kg de CaO) et entraîne la formation d'hydroxyde de calcium (Kitazume 2005). Au fur et à mesure de cette formation, une partie du CH va se dissoudre dans l'eau interstitielle et va être adsorbée par les particules de sol. Des échanges ioniques, en particulier le remplacement dans le sol des ions sodium et potassium par des ions calcium et magnésium, vont avoir lieu, ce qui va entraîner une réduction de l'indice de plasticité du sol, et une modification structurale du sol, le rendant plus granuleux et sec, notamment grâce à la floculation des particules d'argile. L'ajout de chaux provoque une augmentation du pH du sol, ce qui augmente la capacité d'échange ionique de celui-ci, en permettant la dissolution des ions silice (S) et alumine (A) présents dans le sol et leur réaction avec le calcium (CDIT 2002). Ces réactions sont appelées pouzzolaniques. Elles sont lentes (Figure 25) et produisent des CSH, CASH et CAH.

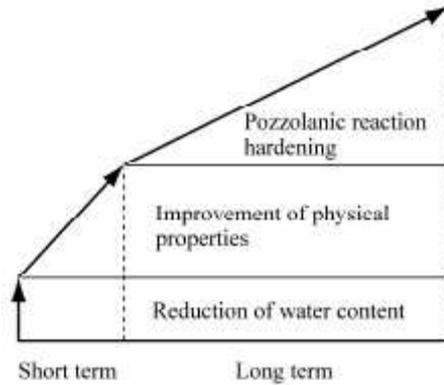


Figure 25 Processus de stabilisation à la chaux : représentation temporelle (CDIT 2002)

L'augmentation de la résistance des sols traités à la chaux dépend seulement des réactions entre l'argile et la chaux. Ainsi, une meilleure homogénéisation du mélange améliorera la capacité d'échange et la cimentation (Kitazume 2005), même si les ions calcium vont se disperser durant l'échange, et ainsi améliorer l'homogénéité du sol traité (Swedish Ministry of Transport 2002) (ceci est valable aussi pour les autres liants).

4.2 Le ciment

Les ciments utilisés pour la stabilisation des sols sont des ciments Portland ou des Portland au laitier de haut-fourneau. La fabrication du ciment Portland est issue du mélange du clinker Portland avec environ 5% de gypse pour retarder la prise. Ce matériau possède généralement une granulométrie comprise entre 1 et 100 μm . Le ciment contient comme la chaux du C, mais aussi une très grande quantité de S, ce qui, lors de l'hydratation va permettre la création de CSH et de CAH. Un gain de résistance important a lieu à jeune âge (Figure 26). Une certaine quantité de chaux hydratée est aussi produite. Une réaction pouzzolanique entre la chaux hydratée et les S et A du sol (Cokca 2001), dissous par la forte basicité inhérente à l'hydratation du ciment, va entraîner un gain de résistance à long terme, par la formation de CSH et de CAH supplémentaires (CDIT 2002). Des réactions secondaires peuvent entraîner la formation d'AFt et d'AFm, avec pour conséquence une augmentation de la résistance, toutefois sensiblement plus faible.

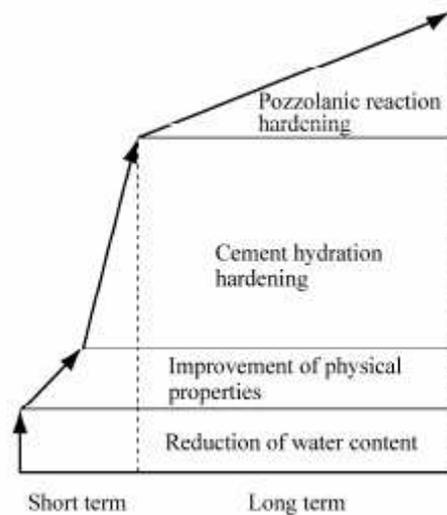


Figure 26 Processus de stabilisation au ciment : représentation temporelle (CDIT 2002)

Le laitier de haut fourneau est un sous-produit de l'industrie métallurgique. Il ne réagit pas à l'eau, au contraire du ciment, mais peut induire des réactions pouzzolaniques s'il est activé par un alcalin et est donc utilisé en combinaison avec un autre liant tel que le ciment afin d'être activé par le CH produit par celui-ci. Les réactions de ce liant sont lentes, mais sa combinaison avec un ciment donne à long terme une résistance plus élevée que pour un ciment pur (Figure 26).

5 Paramètres de réalisation influençant la résistance du matériau

Il n'est pas possible de reproduire exactement une technique de malaxage in situ ou une autre en laboratoire (Terashi 1997; Bruce et al. 1998; Larsson 2005). La cinématique de malaxage et les conditions de cure sont en effet très difficiles à simuler, et reproduire les deux en même temps en laboratoire serait trop coûteux, surtout qu'il existe de nombreuses techniques et outils différents. Cependant, il est primordial de réaliser avant travaux une étude permettant de déterminer la quantité et le type de liant à ajouter qui assureront l'obtention des propriétés mécaniques souhaitées. Les essais de laboratoire permettent aussi de déterminer l'influence de certains de ces paramètres.

Pour le laboratoire, ces paramètres sont :

- la préparation du sol,
- le malaxage,
- le temps d'attente avant moulage,

- la méthode de moulage,
- les conditions de cure.

Pour le chantier, les paramètres sont moins nombreux mais plus difficilement contrôlables. Ce sont :

- la méthode de désagrégation (de malaxage),
- les conditions environnementales (conditions de cure).

La connaissance de l'influence de ces paramètres est d'une importance capitale d'une part pour la réalisation des études paramétriques préliminaires en laboratoire et d'autre part pour le suivi des résultats in situ. En effet en laboratoire, il est nécessaire de fixer un protocole expérimental invariant, sous peine d'obtenir des résultats qui ne seront pas comparables, même avec un même type et une quantité égale de liant (Edstam et al. 1999). Sur chantier le malaxage et la cure ne sont pas aussi (voire pas) contrôlés. Le temps de malaxage est cependant le paramètre le plus facile à suivre, tandis que les conditions de cure in situ sont incontrôlables.

Depuis quelques années, des études se sont focalisées sur ces points, afin d'harmoniser les recherches, puisque aucun règlement international n'existe (Kitazume and Nishimura. 2009).

(Kitazume et al. 2009) ont recensé les différentes procédures existantes de par le monde.

Au Japon, la société japonaise de géotechnique (Japanese Geotechnical Society 2000) a publié un protocole qui est largement suivi dans ce pays et qui permet la comparaison des résultats. En Suède, les essais sont effectués sur des éprouvettes préparées selon les recommandations de la société suédoise de géotechnique (Ahnberg et Johanson 2005; Westerberg et al. 2009). Pour l'Europe en général, c'est le projet EuroSoilStab (Swedish Ministry of Transport 2002) qui préconise le protocole à suivre pour la préparation des corps d'épreuve. Nous présentons ici les principaux résultats des études menées sur le sujet.

Nous présentons dans le Tableau II les points qui nous semblent les plus importants tirés de la synthèse de (Kitazume et al. 2009) et que nous allons étudier.

Tableau II Récapitulatif des protocoles de réalisation et de conservations des mélanges en laboratoire utilisés de par le monde d'après (Kitazume et al. 2009)

	Japon	Suède (SGI)	Eurosoilstab	Finland	Virginia Tech		Raito	Cambridge
Application	Deep Mixing	Deep Mixing	Deep Mixing et Stabilisation de masse	-	colonne par voie sèche	Deep Mixing par voie humide	-	-
Outil de malaxage	-	Mixer de cuisine	Mixer de cuisine	Mixer de cuisine	Mixer de cuisine		Malaxeur Hobart	Mixer de cuisine
Préparation du sol	Teneur en eau naturelle, Homogénéisé, Tamisé à 9,5mm	Homogénéisé avec précaution pour éviter la destruction des fibres	Homogénéisé avec précaution pour éviter la destruction des fibres	Homogénéisé pendant 6 minutes	Homogénéisé pendant 3-4 minutes		Teneur en eau naturelle, Grosses particules éliminées, Homogénéisé	Teneur en eau naturelle, Homogénéisé
Malaxage	10 minutes avec intervention de l'opérateur recommandée	5 minutes avec intervention de l'opérateur recommandée	5 minutes avec possible intervention de l'opérateur	2-6 minutes avec possible intervention de l'opérateur	3-5 minutes	10 minutes	7-10 minutes	-
Réalisation des éprouvettes	3 couches, vibrées, secouées, etc.	En couches de 30 mm avec compactage, ou sans compactage si tourbe	En couche avec compactage, ou seulement coulage si liquide	Coulage dans le moule et mise en place par tapping, compactage si solide	En couches avec compactage et piquage si solide, sinon coulage et mise en place par tapping	Tapping et piquage en 3 couches	en couches avec compactage si solide, sinon coulage et mise en place par tapping	En couches, avec piquage
Moulage	le plus rapidement possible	dans les 30 minutes suivant l'ajout de liant	dans les 30 minutes suivant l'ajout de liant	dans les 30 minutes suivant l'ajout de liant	dans les 30 minutes suivant la fin du malaxage	dans les 30 minutes suivant la fin du malaxage	dans les 45 minutes suivant l'ajout de liant	-
Cure	Température 17-23°C, humidité relative du milieu élevée	Température 7°C, Fermé hermétiquement	Température 18-22°C, fermé hermétiquement	La température varie en fonction du temps, H.R. > 95%	Température 20°C, H.R. 100 %		Température 21-25°C H.R. 95 %	Température 20-21°C H.R. 98 %

5.1 Préparation du sol

La préparation du sol est importante pour certains types de sol, comme l'a montré (Jacobson et al. 2005). En effet, un sol organique séché à l'étuve, ou même à l'air, présente des résistances (notées Unconfined Compression Strength ici, ou UCS) une fois traité qui sont bien inférieures (on observe un rapport de 2 à 4 environ à ceux d'un sol qui n'a jamais été séché (Figure 27). Cela est dû au fait que la matière organique devient plus soluble en séchant, ce qui augmente sa capacité à inhiber la prise du ciment. On observe par ailleurs que l'indice de plasticité (noté PI pour plasticity index sur la figure) diminue avec le séchage du sol. Ce paramètre n'intervient que pour les mélanges réalisés en laboratoire.

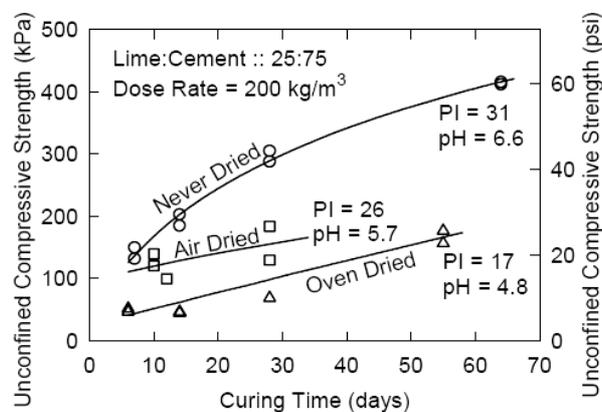


Figure 27 Influence du séchage d'un sol organique sur la résistance du matériau (Jacobson et al. 2005)

5.2 Malaxage

Des études sur l'influence du malaxage ont été réalisées pour essayer d'établir des relations entre le temps de malaxage, l'énergie de malaxage et la résistance du matériau Soil-Mixing (ainsi que son homogénéité). Dans ces études, le critère utilisé pour comparer les résultats est la résistance à la compression simple, en faisant l'hypothèse qu'une meilleure distribution du liant implique une plus grande résistance.

5.2.1 Temps de malaxage

Le processus de malaxage, quant à lui, ne semble pas avoir un grand impact sur les résultats : (Hirabayashi et al. 2009; Jeong et al. 2009; Kitazume et al. 2009) ont montré que le temps de malaxage n'avait pas d'influence sur les résultats pour des sols ayant des indices de plasticité

compris entre 17 et 40, pour des temps de malaxage compris entre 5 et 60 minutes (Figure 28). On peut voir sur cette figure que les résultats ne varient pas entre ces temps de malaxage, et ce pour trois différents temps de cure et deux dosages.

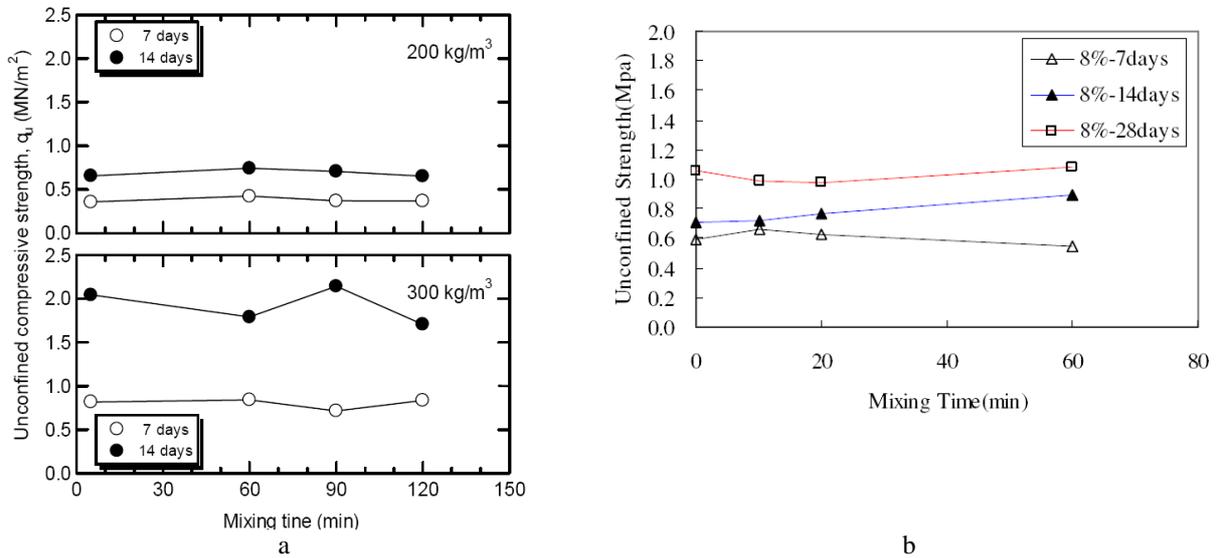


Figure 28 Influence du temps de malaxage sur la résistance d'après (Hirabayashi et al. 2009) (a) et (Jeong et al. 2009) (b)

Cependant, (Terashi et al. 1977; Nakamura et al. 1982) ont montré en réalisant des études où seul le temps de malaxage variait, respectivement avec un traitement à la chaux et au ciment, que lorsque le temps de malaxage est inférieur à 10 minutes, la résistance du matériau par rapport à celle d'un mélange malaxé pendant 10 minutes est bien plus faible (Figure 29) Si le mélange n'est malaxé que pendant une minute, la résistance obtenue peut être jusqu'à dix fois plus petite que celle obtenue sur le même mélange malaxé 10 minutes. De même, la dispersion des résultats est bien plus grande pour des mélanges malaxés moins de dix minutes.

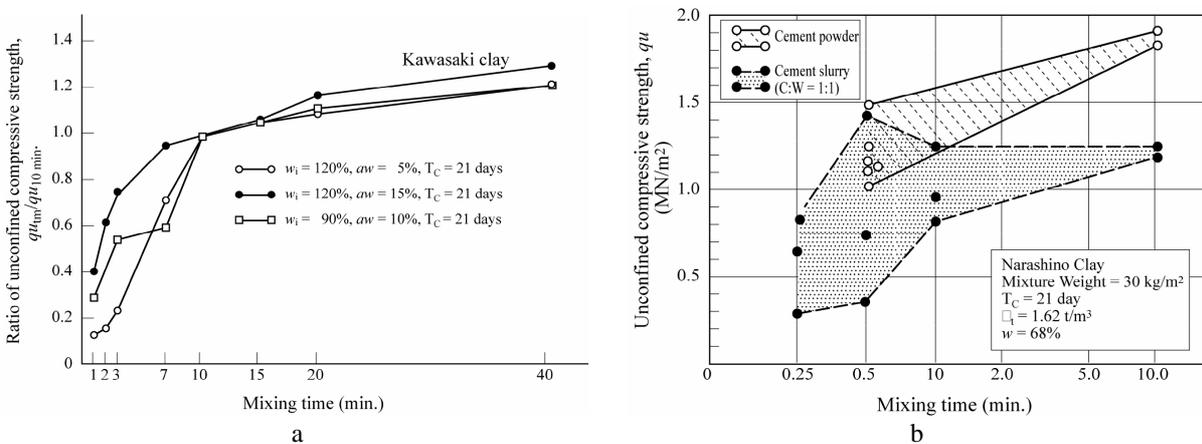


Figure 29 Influence du temps de malaxage sur la résistance d'après (Terashi et al. 1977) (a) et (Nakamura et al. 1982) (b)

En revanche au-delà de dix minutes de malaxage, le temps ne semble plus avoir vraiment d'effet (on observe toutefois une résistance 20 % plus grande après 40 minutes de malaxage, par rapport à un même mélange malaxé dix minutes (Terashi et al. 1977)), ce qui rejoint les résultats des auteurs cités précédemment.

On peut donc conclure qu'un temps de malaxage de 10 minutes assure une résistance optimum en laboratoire.

5.2.2 Energie de malaxage

De même que le temps de malaxage, l'énergie déployée influence les propriétés mécaniques du matériau. (Larsson 2003) a mené une étude sur le sujet, en utilisant deux appareils de mélange relativement similaires par la forme (pour étudier l'impact de faible changement de géométrie) et deux types de liant. Les résultats montrent clairement que les deux outils donnent des résultats assez proches et que plus l'énergie de malaxage (exprimée en kJ/m^3) est importante, plus la résistance du mélange est grande (Figure 30).

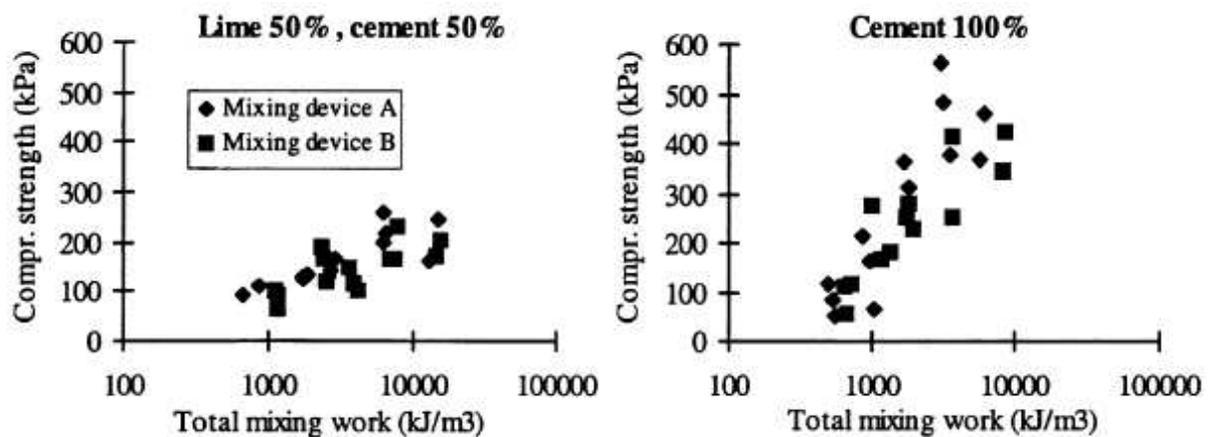


Figure 30 Résistance du matériau en fonction de la géométrie de l'outil de malaxage (Larsson 2005)

5.3 Temps d'attente avant moulage

La phase d'attente avant moulage, qui peut varier grandement d'un laboratoire à un autre selon que l'on réalise 3 ou 30 éprouvettes, est aussi à prendre en compte. Un délai important, supérieur à 30 minutes, peut entraîner de gros écarts entre les premiers et les derniers échantillons, d'après (Kitazume et al. 2009). C'est ce qu'on voit sur la Figure 31a pour un dosage en ciment de 15 %, avec une diminution de moitié de la résistance pour un temps

d'attente d'une heure. En revanche, les mêmes auteurs, pour un dosage en ciment de 5 % ainsi que (Ahnberg et al. 2009) (pour un faible dosage de 90 kg/m^3) et (Marzano et al. 2009) (pour un dosage de 10 %) ne remarquent pas de différences notables, entre 0 et 60 minutes de temps d'attente.

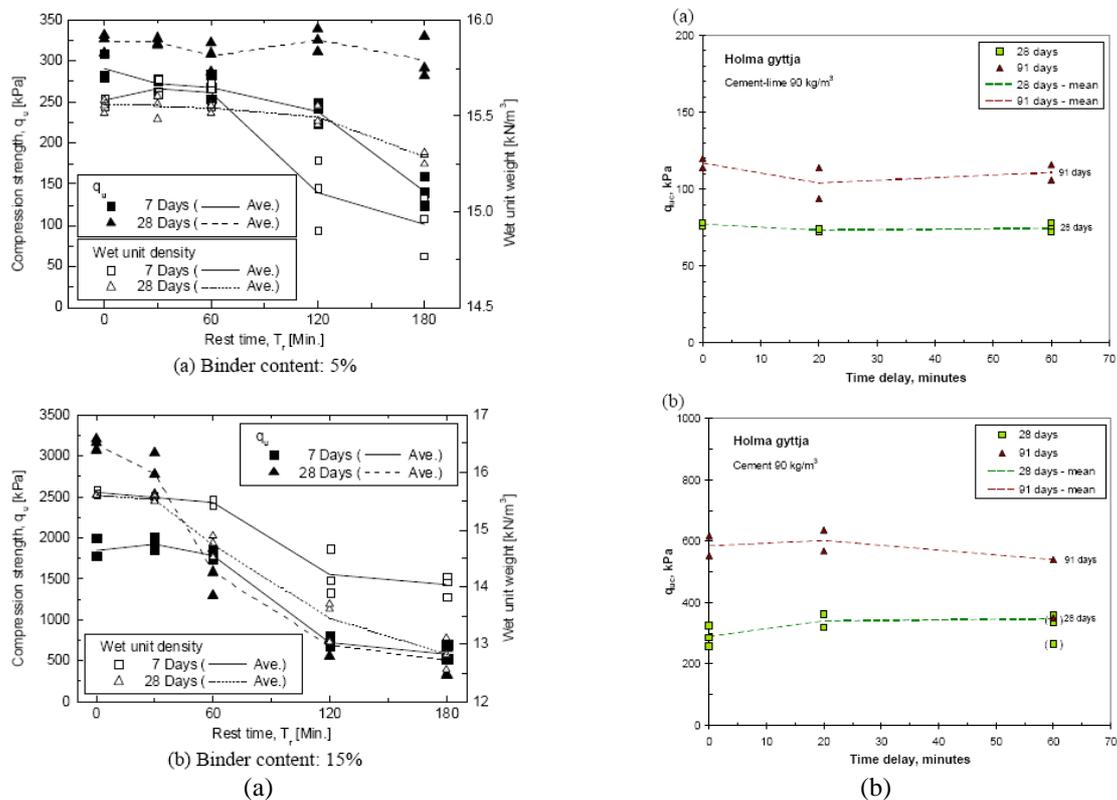


Figure 31 influence du temps de repos avant moulage sur la résistance d'après (Kitazume et al. 2009) (a) et (Ahnberg et Holm 2009) (b)

5.4 Méthodes de moulage

Les éprouvettes les plus utilisées pour recréer le matériau Soil-Mixing ont pour dimensions standards un diamètre de 50mm et un élancement de 2 (hauteur 100 mm) (Kitazume et al. 2009). Les méthodes de moulage les plus courantes sont le compactage dynamique (par damage), le coulage en trois couches, avec compactage statique et scarification du matériau entre chaque couche, le battage du moule contre une surface plane (tapping) et le piquage (rodding) (Figure 32).

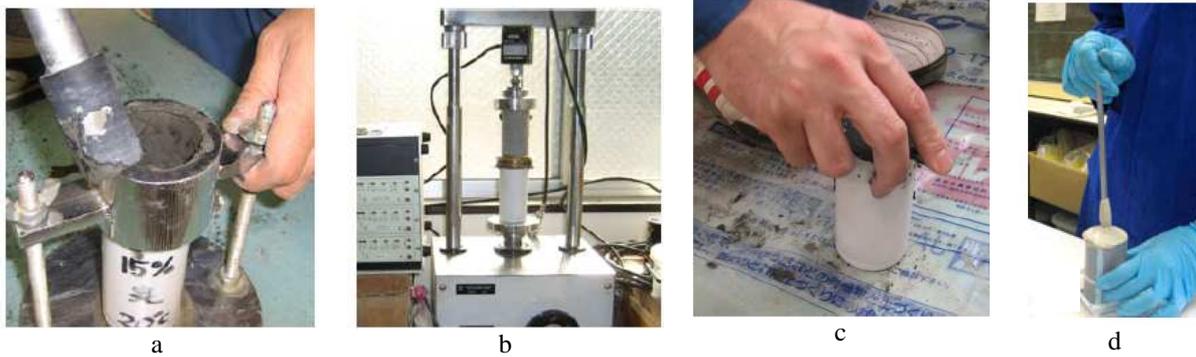


Figure 32 Compactage dynamique (a), compactage statique (b) tapping (c) (Kitazume et al. 2009) et rodding (d) (Marzano et al. 2009)

(Kitazume et al. 2009) remarquent, tout comme (Hirabayashi et al. 2009), que la méthode qui donne les meilleurs résultats est le tapping, suivie du compactage dynamique (30% moins efficace en terme de résistance obtenue) et du compactage statique (20 à 50% moins efficace) (Figure 33a). (Marzano et al. 2009) n'a pas testé le tapping mais le rodding, et le place au dessus des compactages statiques et dynamiques (Figure 33).

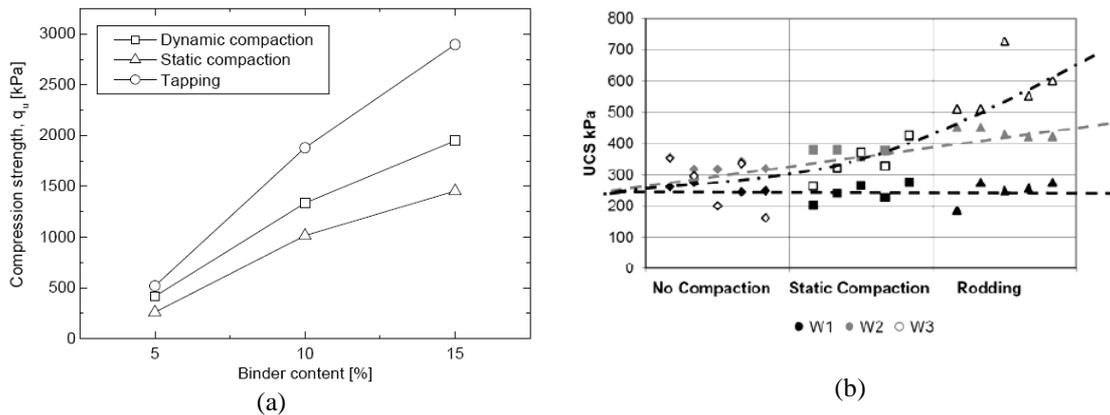


Figure 33 Influence de la méthodes de mise en place du matériau dans les moules (Kitazume et Nishimura 2009) (a) et (Marzano et al. 2009) (b)

En particulier, on remarque que les éprouvettes réalisées par compactage statique présentent de nombreuses imperfections, telles que des bulles d'air (Figure 34). Les mesures de densités effectuées par les auteurs confirment ces observations.



(a) Dynamic compaction (b) Static compaction (c) Tapping

Figure 34 Résultats visuels obtenus à partir de différentes méthodes de mises en place du matériau (Kitazume et Nishimura 2009)

Ces résultats sont valables sur des argiles et des tourbes, puisqu'aucune étude comparative de ce type n'a été menée sur des sols grenus.

Pour les sables, le mélange semble être le plus souvent compacté. Toutefois, (Jegandan et al. 2010) utilise le piquage. On remarque sur la Figure 35 que le degré de compactage du mélange influence fortement sa résistance, et que celle-ci peut tripler avec une augmentation de la masse volumique de 1730 kg/m^3 à 1970 kg/m^3 .

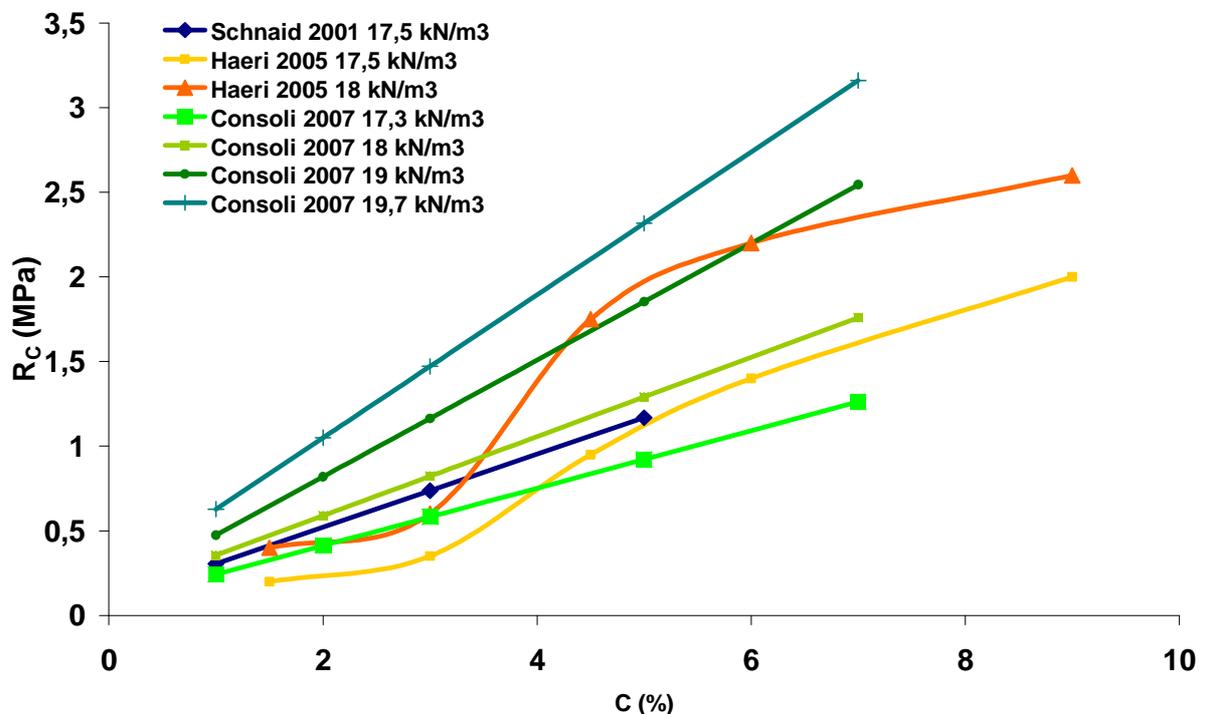


Figure 35 Influence du degré de compactage sur la résistance d'après (Schnaid et al. 2001; Haeri et al. 2005; Consoli et al. 2007)

5.5 Conditions de cure

5.5.1 Influence de la température

La température de cure joue un rôle très important dans le développement de la résistance. Une température plus élevée de l'environnement engendrera un développement plus rapide, tandis qu'une faible température ralentira au contraire le processus de prise.

Les résultats sont très variables selon le type de liants utilisés, mais pour des températures inférieures à 0°C, il est admis que le processus de prise ne se déclenche pas (Kido et al. 2009). C'est pourquoi il est conseillé de protéger le sol-ciment d'une manière ou d'une autre du gel.

A titre d'exemple, (Hashimoto et al. 2009) explique par l'exposition à de faibles températures les faibles résultats obtenus en surface sur certains chantiers, en particulier ceux de Toyokoro-A et Wakkanai-B (Figure 36).

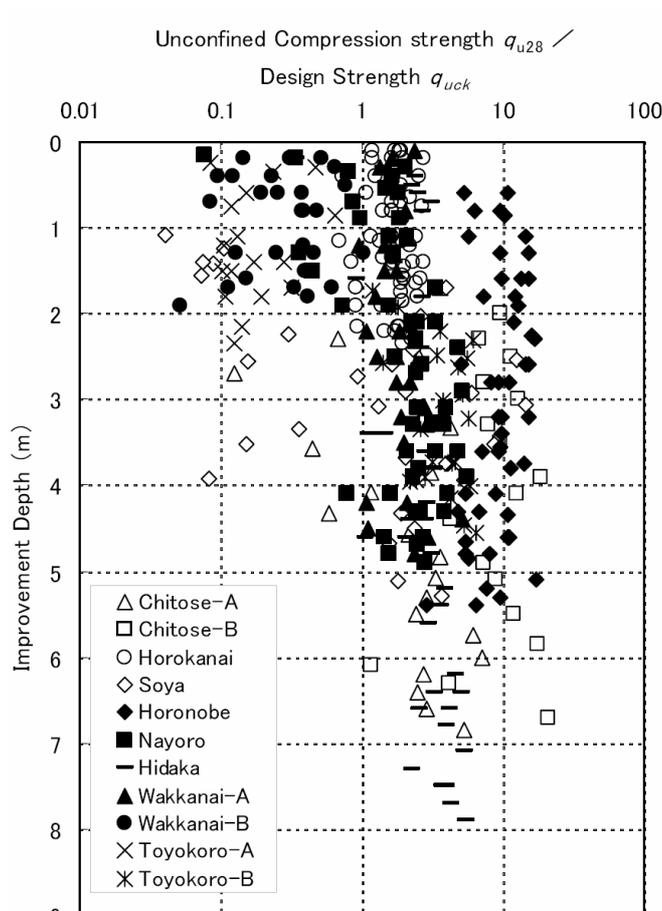


Figure 36 Ratio $R_{C28}/R_{Cdesign}$ en fonction de la profondeur (Hashimoto et al. 2009)

Selon (Clare et al. 1954), la résistance à 7 jours change de 2,5% pour chaque variation d'un degré aux alentours de 25°C.

Augmenter la température de cure en laboratoire peut être utile pour déterminer la résistance à long terme d'un sol traité de façon rapide. Par exemple, (Hirabayashi et al. 2009) et (Kitazume et Nishimura 2009) montrent qu'il est possible d'atteindre la R_{C28} à 20°C en seulement 3,8 jours à 40°C (Figure 37).

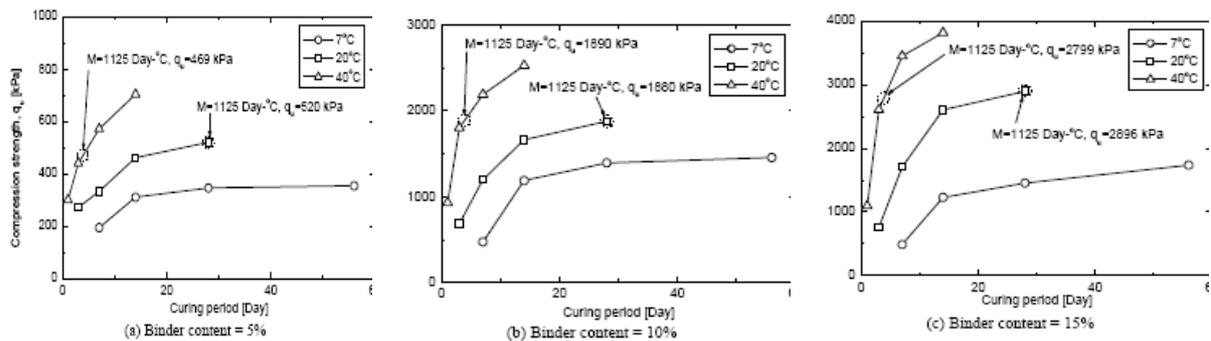


Figure 37 Influence de la température de cure sur l'évolution de la résistance (Kitazume et Nishimura 2009)

Nous ne parlerons pas ici de la capacité de dégagement de la réaction hydratation du ciment en fonction du dosage. La faible épaisseur de l'ouvrage, par rapport à sa surface de contact avec le sol, fait que les conditions sont loin d'être adiabatiques et qu'un transfert de chaleur peut donc très facilement se produire. Ce dégagement de chaleur peut seulement avoir un impact lors de la stabilisation en masse, que nous n'avons pas abordée au cours de cette étude.

5.5.2 Influence des conditions hydriques lors de la cure

Les conditions hydriques peuvent aussi être un facteur influençant les propriétés mécaniques du matériau. Différents cas de figure peuvent se présenter, comme on peut le voir sur la Figure 38. Le matériau peut être totalement immergé, soit immergé par période (dans la zone de marnage ou la frange capillaire, dont les limites varient en fonction de la hauteur de la nappe), soit dans un milieu non saturé, soit exposé à l'air libre dans le cas d'une utilisation comme soutènement.

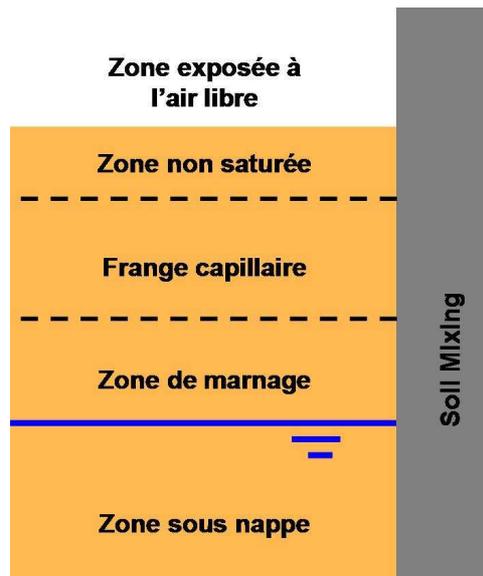


Figure 38 Conditions hydriques environnantes possibles

(Stavridakis 2005) a conclu, en réalisant des mélanges qu’il a ensuite immergé dans de l’eau, que l’immersion (et sa durée) du matériau avait un impact sur la relation contrainte - déformation des mélanges argile-sable-ciment, en particulier lorsque l’argile est active (et donc gonflante). Les résultats montrent qu’un mélange immergé pendant 14 jours est moins déformable que s’il n’est pas immergé ou seulement immergé pendant 7 jours Figure 39. Ces résultats sont valables après 7 et 28 jours de cure « normale ».

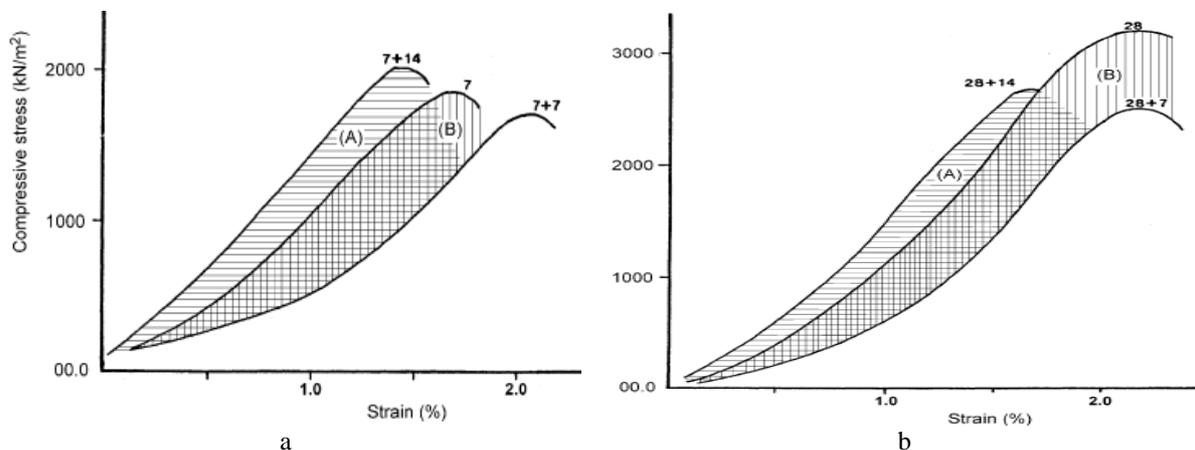


Figure 39 Relations contrainte – déformation pour des mélanges sable-bentonite-ciment après 7 jours de prises et 7 et 14 jours d’immersion (a) et après 28 jours de prise plus 7 et 14 jours d’immersion (b) (Stavridakis 2005)

En revanche, il n’est pas possible de conclure sur l’impact de l’immersion sur la résistance du matériau. Les résultats ne suivent pas une tendance précise sur la Figure 40. (Les degrés de compactage cités sont exprimés par rapport à l’optimum Proctor.)

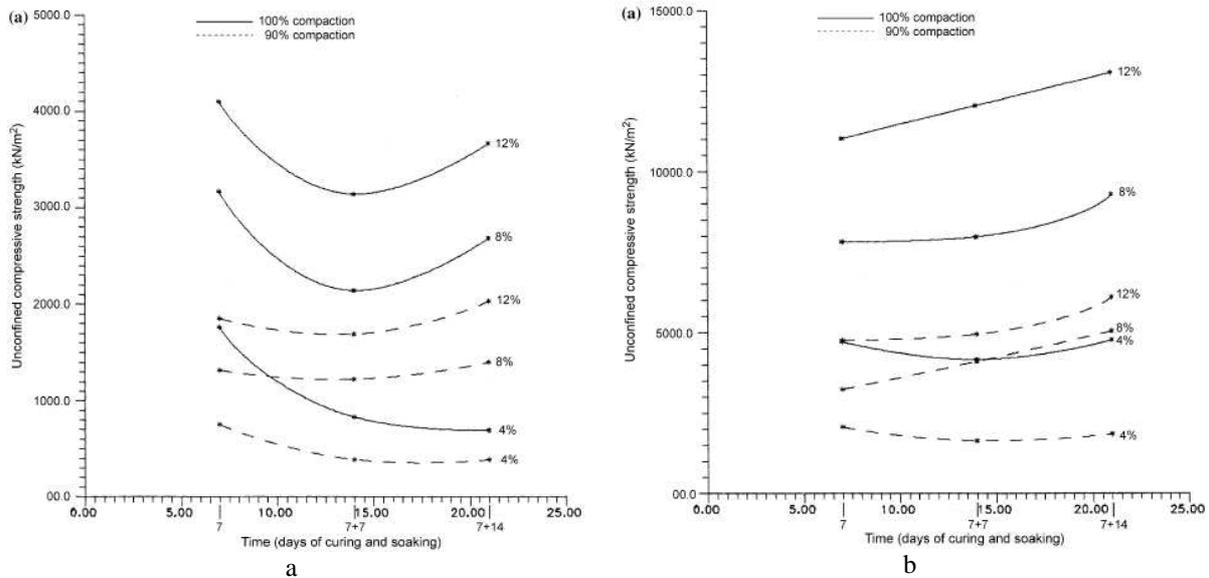


Figure 40 Effet du temps de cure et de l'immersion sur la résistance pour un mélange à base de sable et de bentonite (a) et de sable et de kaolinite (b) (Stavridakis 2005)

(Guimond-Barrett et al. 2011) montre que la cure à l'air libre, comparée à une cure endogène, donne des résistances moins élevées pour un sable et plus élevées pour un limon. Cela peut s'expliquer par le fait que le séchage implique une mauvaise hydratation du ciment et donc une plus faible résistance dans un sol grenu et au contraire une augmentation artificielle de la résistance pour un sol cohérent : le matériau en séchant durci mais ce n'est pas l'effet du ciment.

5.6 Synthèse

Cette revue bibliographique des facteurs influençant les propriétés du matériau nous montre donc l'importance de la différence qu'il existe entre la création du matériau in situ et sa création en laboratoire. En effet, tous les paramètres cités précédemment font l'objet d'un choix et sont contrôlables et fixés en laboratoire. En revanche, sur chantier, de multiples raisons font que les conditions idéales de réalisation et de cure du mélange ne sont pas souvent atteintes. On peut citer la météorologie, l'évolution du contexte hydraulique, et même les contraintes économiques comme étant ces principales raisons.

5.7 Comparaisons chantier – laboratoire des résultats

(Terashi 1997; Bruce et al. 1998), cités par (Larsson 2005), conviennent qu'il est impossible de reproduire en laboratoire les processus de malaxage in situ. Les seules choses qui peuvent

être reproduites sont la quantité et le type de liant. L'objectif d'une étude en laboratoire est généralement de déterminer si le sol peut ou non être stabilisé et peut atteindre le niveau de portance ou de résistance avec la quantité et le type de liant décidé (Carlsten 1991).

Du fait de la grande variété de cas observés dans la pratique, aussi bien en laboratoire que sur chantier, il est intéressant de comparer les résultats présentés par les auteurs.

(Hernandez-Martinez et al. 2007) affirme que de manière générale la plus grande résistance est obtenue en laboratoire. (Holm 2000) indique que les colonnes in situ sont moins résistantes que les sols traités en laboratoire, avec un ratio allant de un demi à un cinquième, avec la plupart des résultats compris entre un demi et un tiers. C'est ce qu'on peut voir sur la Figure 41 qui représente en abscisse la résistance obtenue en laboratoire (q_{ul}) et celle obtenue in situ (q_{uf}) pour des expériences japonaises.

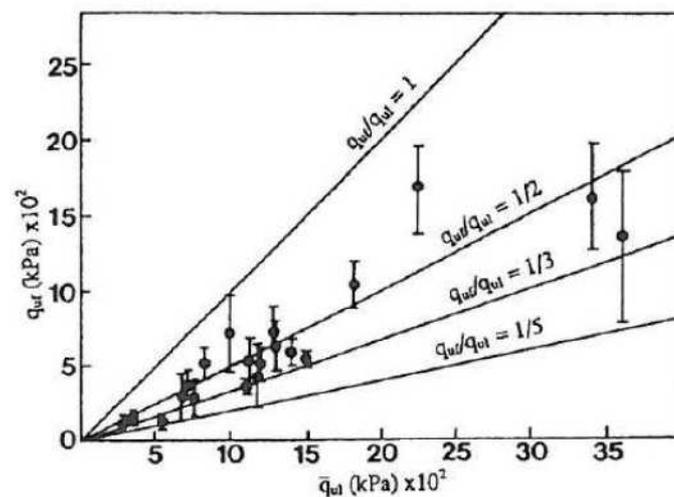


Figure 41 relation entre la résistance en laboratoire et la résistance in situ (Holm 2000)

(Terashi 2005) indique que le rapport entre la résistance en laboratoire et celle obtenue sur chantier varie entre un et un tiers pour un sol argileux, et entre un et un demi pour un sol sableux (Figure 42). Ces résultats sont valables pour des travaux réalisés sur terre ferme. La différence entre les résultats sur sol argileux et sableux ne s'explique pas encore parfaitement : une hypothèse possible est que le protocole d'essais convienne mieux aux sols fins et que le « tapping » des éprouvettes de sable en laboratoire entraîne une ségrégation du liant et influençant la résistance en laboratoire. Une autre hypothèse est que le sable est plus facile à déstructurer ce qui faciliter le mélange du sol et du ciment. (Topolnicki 2004) fait lui aussi le constat que le rapport $R_{\text{chantier}} / R_{\text{labo}}$ est plus grand pour les sols sableux. Il précise

aussi que les résultats obtenus sur des matériaux carottés sont meilleurs que ceux obtenus sur des matériaux frais.

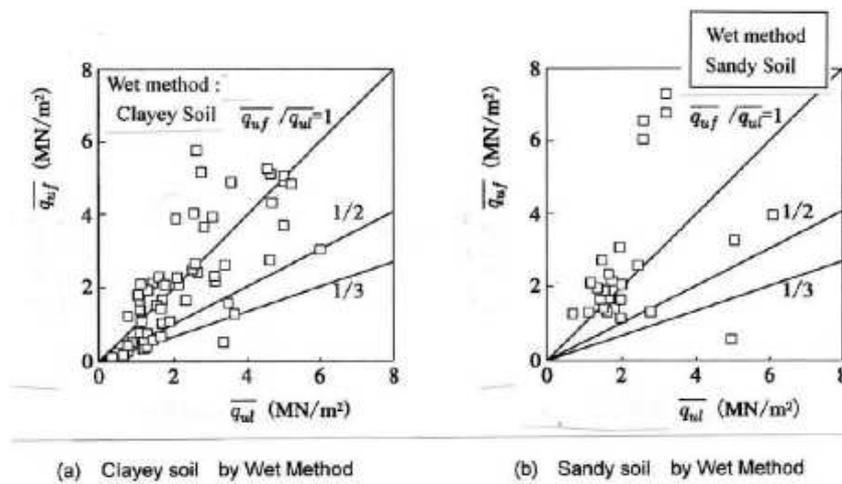


Figure 42 Relation entre résistance en laboratoire et in situ en fonction du type de sol (PWRC 1999)

La comparaison entre la résistance obtenue en laboratoire et celle obtenue in situ pour des travaux en milieu marin donne en revanche des résultats comparables entre le laboratoire et le chantier (CDIT 2002) (Figure 43) : cela peut s'expliquer par le fait qu'au Japon les dosages sont généralement bien plus élevés en milieu marin. Les travaux en mer sont des stabilisations en masse du sol, tandis que ceux sur la terre ferme consiste généralement en la création de colonnes ou panneaux isolés. En effet, la chaleur dégagée par l'hydratation d'une grande quantité de ciment, couplée au grand volume du traitement qui permettrait de limiter les échanges avec le milieu extérieur, serait suffisante pour accélérer la prise et donc le gain de résistance.

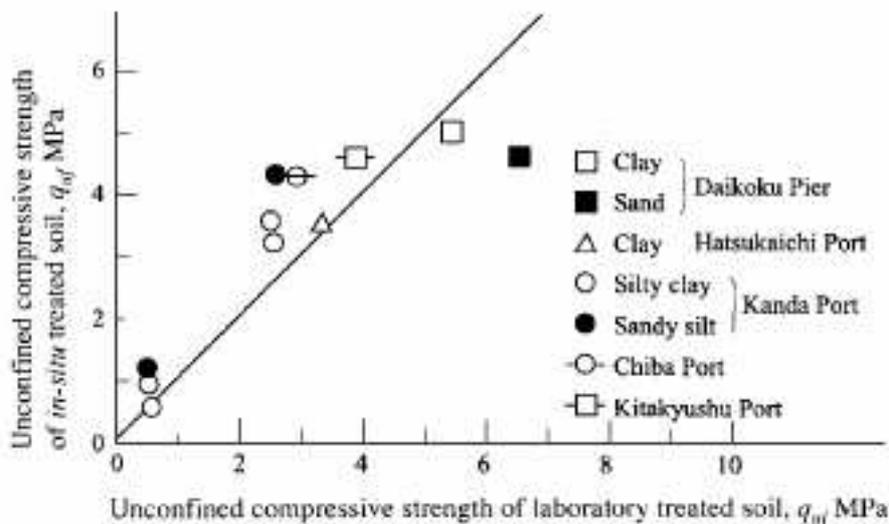


Figure 43 Relation entre résistance en laboratoire et in situ en milieux marins (CDIT 2002)

6 Paramètres de nature et propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing

Dans cette partie, nous présentons les propriétés du sol stabilisé. De nombreuses études ont été réalisées, avec à chaque fois des protocoles et des liants différents, aussi nous n'avons pas la prétention de toutes les présenter. Nous présentons celles qui nous semblent les plus pertinentes concernant notre sujet, et nous nous attachons plus à des tendances qu'à des valeurs précises, qui ne sont souvent représentatives que d'un mode opératoire, comme cela a été dit précédemment.

Le matériau Soil-Mixing est, dès l'ajout du ciment, différent du sol d'origine, sans même avoir à attendre le début de la prise et encore moins la stabilisation de sa résistance. On peut aussi le traiter encore comme un sol, et étudier ses paramètres de la même façon.

6.1 Flocculation et teneur en eau

L'ajout de chaux (et dans une moindre mesure de ciment) à un sol entraîne un dégagement de chaleur, comme nous l'avons évoqué. Ce dégagement de chaleur est accompagné d'un échange de cations qui va provoquer une agrégation des grains : c'est ce qu'on appelle la flocculation. Cette flocculation entraîne nécessairement une augmentation de la taille des pores. Plus la quantité de chaux (ou ciment) ajoutée est grande, plus la flocculation est importante et la taille des pores augmente (Chew et al. 2004) (Figure 44). On remarque aussi une diminution de la taille des pores entre 7 et 28 jours : cela s'explique par le fait que la flocculation est suivie des réactions pouzzolaniques, qui entraînent la création de CSH et CASH qui viennent remplir ces pores.

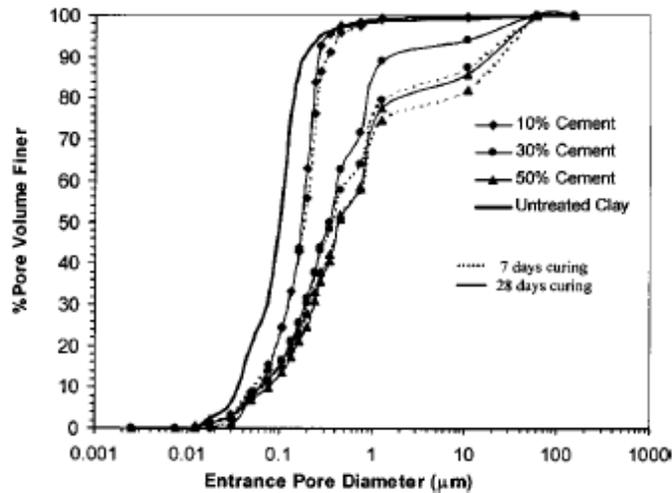


Figure 44 Influence du dosage en ciment sur la taille des pores (Chew et al. 2004)

La teneur en eau du matériau va aussi diminuer, d'une part par dégagement de chaleur, et aussi par formation de CSH et CASH (qui durera en fait jusqu'à la fin des réactions pouzzolaniques).

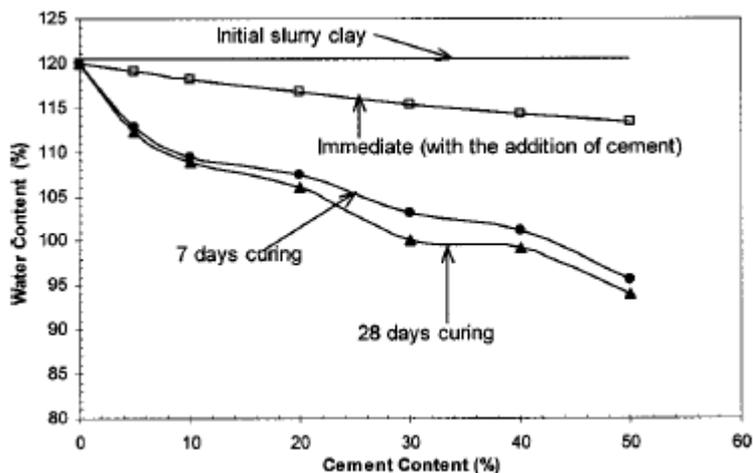


Figure 45 Influence du dosage en ciment sur la teneur en eau du matériau après 7 et 28 jours de cure (Chew et al. 2004)

Il est toutefois clair que la teneur en eau diminue surtout au cours des 7 premiers jours de cure, ce qui correspond à la phase d'hydratation du ciment (Figure 45).

6.2 Evolution de la sensibilité à l'eau

(Le Roux et Rivière 1969; Brandl 1981; Chew et al. 2004) ont montré pour différents sols et liants (chaux et ciment) que la limite de plasticité (notée PL sur la Figure 46) augmente avec le dosage en liant (Figure 46). Cependant, elle augmente très vite à faible dosage (inférieur à 8

%) pour ensuite augmenter plus lentement, voire stagner. Ceci serait dû, selon (Locat et al. 1996), à de l'eau emprisonnée entre les agrégats et la structure cimentaire.

De même, la limite de liquidité (notée LL sur cette figure) augmente à faible dosage à peu près au même rythme que la limite de plasticité ce qui conforte l'hypothèse de l'eau captive des agrégats mais elle diminue ensuite très légèrement. Cela peut s'expliquer par le dépôt de produits cimentaires sur les agrégats, diminuant d'autant leur activité.

L'évolution de ces deux paramètres a pour conséquence de faire varier l'indice de plasticité (PI sur la figure) qui augmente pour de faible dosage, mais qui ensuite diminue pour atteindre des valeurs inférieures à celle du sol vierge (non traité) initial.

Il semblerait toutefois que l'évolution de la limite de liquidité dépende de la plasticité du sol : en effet, (Brandl 1981) et (Locat et al. 1996) ont obtenu des résultats différents de ceux des autres auteurs. De manière générale, les tendances sont les suivantes : pour un sol très plastique comme une montmorillonite (Brandl 1981), la limite de liquidité diminue lors du traitement tandis qu'elle augmente pour un sol moins plastique.

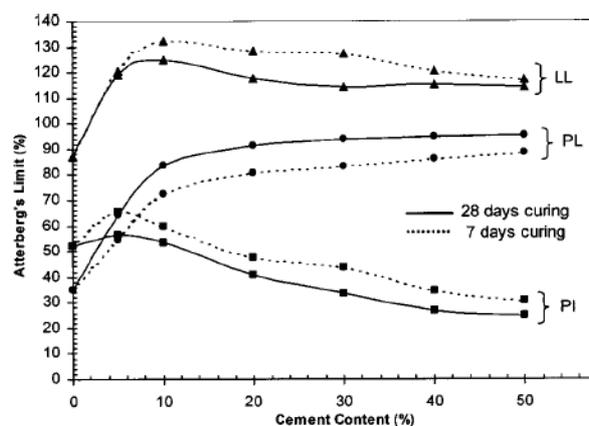


Figure 46 Influence du dosage en ciment sur les limites d'Atterberg (Chew et al. 2004)

6.3 Comportement à long terme

Différents auteurs ont listé les valeurs et relations typiques auxquelles nous pouvons nous attendre, en fonction du type de sol traité (Bruce 2001; Topolnicki 2004) (Tableau III).

En laboratoire, la résistance utilisée pour le dimensionnement est la résistance à 28 jours R_{C28} (Terashi 2005). Selon (Bruce 2001) elle est comprise entre 0,2 MPa et 2 MPa pour les sols

cohérents et entre 0,5 et 5 MPa pour les sols grenus (en fonction du dosage utilisé). Les valeurs que rapporte (Topolnicki 2004) sont comparables à celles-ci. Cependant, d'autres auteurs comme (Kawasaki et al. 1981) et (Ganne et al. 2010) obtiennent des résultats allant jusqu'à 7 et 30 MPa pour des argiles et des sables respectivement.

Tableau III Récapitulatif des caractéristiques mécaniques du Soil-Mixing et de son vieillissement d'après (Topolnicki 2004) et (Bruce 2001)

Auteur	(Topolnicki 2004)	(Bruce 2001)
R_{C28}	0,5 – 2,5 MPa dans les argiles 1 – 3 dans les limons 1,5 à 7 dans les sols granulaires	0,2 - 5 MPa (0,5 - 5 MPa dans les sols granulaires) (0,2 - 2 MPa dans les sols cohérents)
R_C - vitesse de gain de résistance	$R_{C28} = 2 * R_{C4}$ $R_{C28} = 1,4 - 1,5 * R_{C7}$ (limons, argiles) $R_{C28} = 1,5 - 2 R_{C7}$ (sables) $R_{C56} = 1,4 - 1,5 * R_{C28}$ développement à long terme généralement observé	- $R_{C28} = 1,4 - 1,5 * R_{C7}$ (limons, argiles) $R_{C28} = 2 * R_{C7}$ (sables) $R_{C60} = 1,5 * R_{C28}$ R_{C15ans}/R_{C60} vaut jusqu'à 3
R_C - Coefficient de variation	0,2 - 0,6 (typiquement 0,35 - 0,5), Plus faible en laboratoire que sur chantier	-
R_C - ratios		
matériau carotté sur matériau de laboratoire	0,5 à 1 (les plus petites valeurs sont obtenues sur l'argile, les plus grandes sur le sable)	-
matériau carotté sur prélèvement frais	1 - 1,15	-
Résistance au cisaillement	0,4 - 0,5 * R_C (pour $R_C < 1$ MPa) 0,3 - 0,35 * R_C (pour R_C comprise entre 1 et 4 MPa) 0,2 * R_C pour $R_C > 4$ MPa	40 à 50 % de la R_C si $R_C < 1$ MPa, le ratio diminue graduellement avec l'augmentation de la R_C
R_T	0,08 - 0,15 * R_C , mais pas plus grande que 200 kPa	0,08 - 0,14 * R_C
E_{50}	50 - 300 * R_C pour $R_C > 2$ MPa 300 - 1000 * R_C pour $R_C > 2$ MPa (le ratio augmente avec l'augmentation de la résistance)	350 - 1000 * R_C pour des mélanges de laboratoire, 150 - 500 * R_C pour des mélanges in situ
ϵ_f	0,5 - 1 % si $R_C > 1$ MPa 1- 3 % si $R_C > 1$ MPa	-

Les études s'accordent pour dire que dans des sols argileux et limoneux R_{C28} est égale à 1,4 à 1,5 fois la résistance à sept jours, tandis que pour les sables elle est égale à 1,5 à 2 fois R_{C7} . Même si, comme nous venons de le dire, c'est généralement la résistance à 28 jours qui est retenue comme résistance pour la conception des ouvrages, ce n'est pas la résistance ultime du matériau. On peut s'attendre à une résistance à 60 jours R_{C60} une fois et demi plus grande que la R_{C28} , et la résistance peut encore augmenter après. (Bruce 2001) rapporte des résistances trois fois supérieures à celles mesurées à 60 jours sur des matériaux vieux de 15

ans et (Ikegami et al. 2005) a montré qu'un sol traité pouvait présenter une résistance 20 ans après sa réalisation 2 fois supérieure à la R_{C90} (Figure 47)

En revanche, les résistances en traction R_T et les modules E_{50} et leurs relations respectives avec la R_C varient grandement.

(Topolnicki 2004) indique que le ratio R_T / R_C diminue avec l'augmentation de la R_C , et que la R_T ne peut pas dépasser 0,2 MPa, tandis que selon (Bruce 2001) la R_T est invariablement comprise en 0,08 et 0,14 fois la R_C .

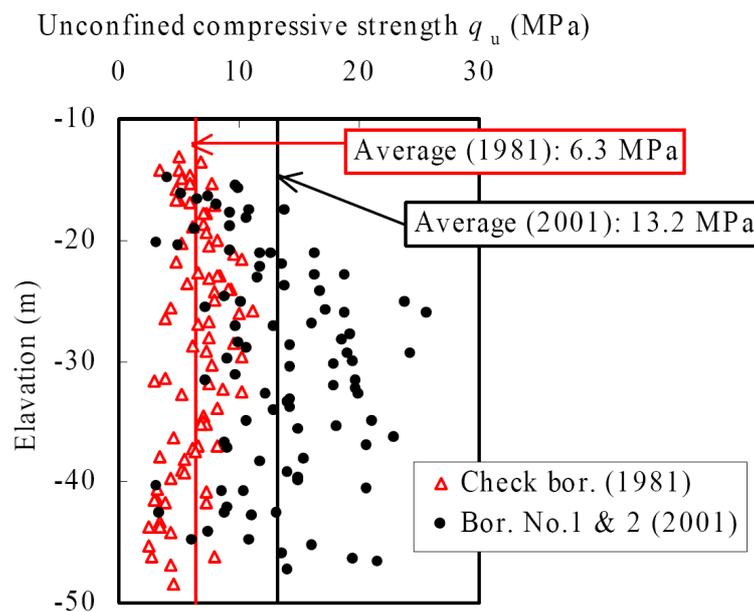


Figure 47 Comparaison de la résistance à 3 mois R_{C90} et de la résistance à 20 ans (Ikegami et al. 2005)

La relation entre le module de déformation E_{50} (qui est le module à 50 % de la charge maximale appliquée) et la résistance est elle aussi variable : pour (Topolnicki 2004) E_{50} vaudrait entre 50 et 300 fois R_C pour des éprouvettes dont la résistance est inférieure à 2 MPa, et entre 300 et 1000 fois R_C pour de plus grandes résistances, avec un ratio qui augmente rapidement au dessus de 1,5 MPa de résistance à la compression simple (Terashi et al. 1977). (CDIT 2002) et (Kawasaki et al. 1981) donnent une plage plus haute comprise entre 350 et 1000 fois la R_C . C'est aussi ce que rapporte (Bruce 2001), qui indique une plage de ratio plus faibles pour les mélanges réalisés in situ (entre 150 et 500 fois la R_C). Il est intéressant de noter que si le ratio E_{50}/R_C augmente bien avec la résistance, alors cette observation tend à prouver que le ratio $R_{Cchantier} / R_{Clabo}$ est de l'ordre de 0,5.

En revanche, deux études plus récentes semblent montrer que la rigidité du matériau semble évoluer de façon linéaire avec la R_C jusqu'à une certaine résistance et qu'ensuite la rigidité ne

varie plus vraiment (elle a atteint un palier), quelque soit la R_C obtenue. On peut voir ces résultats sur la Figure 48. Ces études ont été menées par (Ganne et al. 2010) et (Jegandan et al. 2010) qui ont réalisés des essais sur des sols traités allant de l'argile au sable.

Pour (Jegandan et al. 2010) le module E_{50} est compris entre 55 et 160 fois la R_C pour des résistances inférieures à 2,5 MPa et ne dépasse pas une limite supérieure égale à 500 MPa quand la résistance est supérieure à 2,5 MPa. De plus la dispersion est assez grande pour les modules correspondant aux grandes résistances. Pour (Ganne et al. 2010) le module E est compris entre 600 et 1400 fois la résistance. La forme de la courbe est similaire, cependant on observe que la rigidité n'est pas du tout du même ordre de grandeur dans ces deux études.

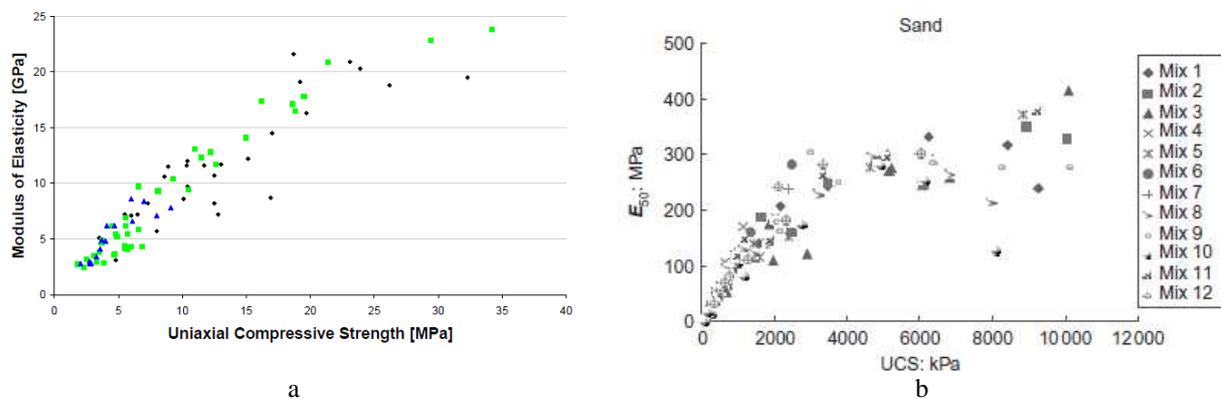


Figure 48 Relation entre la rigidité du matériau et sa résistance pour (Huybrechts et al. 2009) (a) et (Jegandan et al. 2010) (b)

Cette différence peut s'expliquer par la méthode de mesure du déplacement, et aussi par le module choisi. (Jegandan et al. 2010) calcule une module d'élasticité E_{50} comme (Bruce 2001) et (Topolnicki 2004), avec un capteur de déplacement mesurant les déplacements du plateau de la presse. Les valeurs rapportées par ces deux auteurs nous font dire que la mesure du déplacement est sensiblement comparable pour ces trois études.

En revanche, (Ganne et al. 2010) ne mesure pas un module E_{50} mais un module d'élasticité statique, avec un déplacement mesuré sur le tiers central de l'éprouvette (ce qui élimine toutes les déformations parasites), en suivant un protocole bien particulier qui consiste à effectuer sur la plage 0 – 30 % de la R_C des cycles de chargement déchargement (IBN 1990).

Du traitement des sols par ajout de liant hydraulique résulte un matériau dont la résistance et la rigidité augmente mais dont la déformation à la rupture diminue par rapport au sol vierge.

Terashi cité par (CDIT 2002) observe que la déformation à la rupture est de l'ordre de quelques pourcents dans une argile, avec une diminution de celle-ci quand la R_C augmente.

(Topolnicki 2004) rapporte que la déformation à la rupture du matériau Soil-Mixing varie entre 1 et 3 % pour des R_C inférieures à 1 MPa. Elle atteint ensuite un pallier compris entre 0,5 et 1 % quelle que soit la résistance du matériau. C'est aussi ce qu'observent (Guimond-Barrett et al. 2011) pour un sable de Fontainebleau, ainsi que (Ahnberg et al. 2003) et (Jegandan et al. 2010) pour des sols organiques et limoneux respectivement (Figure 49).

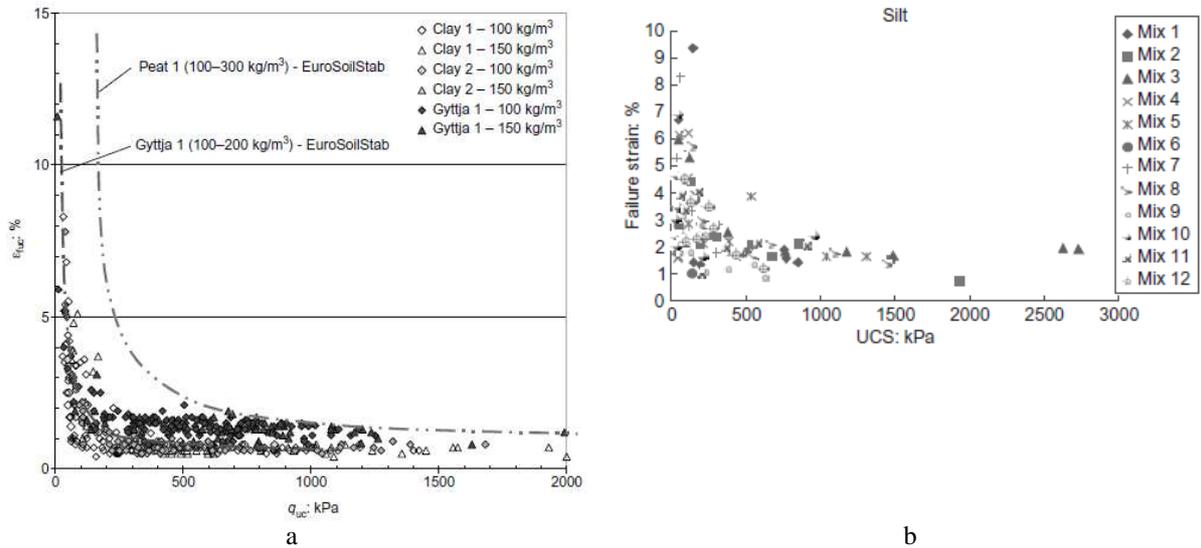


Figure 49 Relation déformation à la rupture – résistance sur des matériaux organiques et argiles (Ahnberg et al. 2003) et limoneux (Jegandan et al. 2010)

En revanche, (Jegandan et al. 2010) remarque que pour des sols sableux la déformation à la rupture augmente avec la résistance de façon très claire pour des R_C supérieures à 5 MPa, avec une plus grande dispersion des résultats, comme pour le module E_{50} (Figure 50). Cette dispersion des résultats peut être due à une limitation du matériel, qui entraînerait une certaine imprécision de la mesure, ce qui expliquerait le très franc plateau observé sur la relation entre le E_{50} et la R_C .

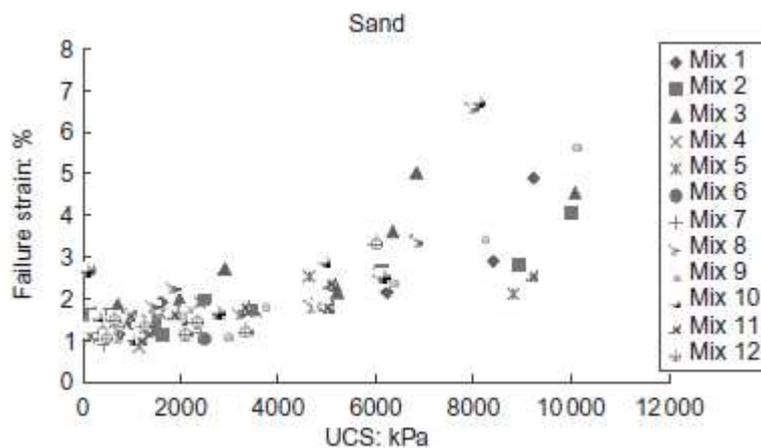


Figure 50 Relation déformation à la rupture – résistance sur des matériaux sableux (Jegandan et al. 2010)

7 Conclusions

Après avoir présenté le Soil-Mixing, et plus particulièrement le Deep Mixing, ses applications possibles, ses avantages et ses principes ainsi que les principales techniques de mise en oeuvre, nous avons par le biais d'une synthèse bibliographique présenté les points les plus importants concernant l'étude des paramètres mécaniques de ce matériau.

Nous avons vu qu'il n'est pas possible d'affirmer qu'un composant ou une étape de la réalisation du matériau est plus important que le reste.

Le sol et le liant constituent le matériau : il est donc important de connaître leur influence sur ses propriétés en fonction de leur nature et de la quantité finale présente dans le mélange.

Cependant, nous avons montré que toutes les étapes de réalisations du matériau ont un impact au moins aussi important sur celui-ci. Elles conditionnent l'homogénéité et notre capacité à prédire son comportement.

Or l'absence de réglementation internationale des protocoles de réalisation et d'essais des mélanges sol-ciment, couplé au fait que nombre d'auteurs, faute de temps, se focalisent sur un type de sol, rendent très difficile la création d'abaques prédictives en vue d'une utilisation industrielle.

Les points que nous avons soulevé au cours de ce chapitre seront donc abordés au cours des différents chapitres suivants, avec pour prétention de mener une étude complète et cohérente sur l'étude des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing.

Chapitre 2. Techniques expérimentales

1 Introduction

Ce chapitre a pour but de présenter dans son ensemble notre démarche expérimentale ainsi que les moyens mis en œuvre et les protocoles développés pour atteindre les objectifs de ce projet, à savoir évaluer les propriétés mécaniques (aussi bien sur chantier qu'en laboratoire) du matériau Soil-Mixing en fonction des différents paramètres d'identification géotechniques du sol rencontré (classification, granulométrie, quantité de fines), du dosage en ciment utilisé et de la quantité d'eau contenue dans le mélange. Nous avons aussi étudié la préparation des sols mixtes, la méthode de malaxage et les conditions de cure sur les propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing afin d'évaluer leur influence sur la résistance du matériau et son comportement, et également pour justifier nos choix pour la réalisation de l'étude paramétrique. Un travail sur l'ouvrabilité du matériau, qui a nécessité la mise au point d'un protocole innovant, a également été mené afin d'évaluer l'évolution de la plage d'ouvrabilité en fonction du dosage en ciment.

Pour cela, nous allons présenter d'abord la démarche que nous avons suivie tout au long de ce projet, puis nous justifions les choix effectués en ce qui concerne les matériaux utilisés au cours de cette étude, avant de les présenter. Notre programme expérimental, en particulier tous les mélanges réalisés, est ensuite présenté pour chaque étude, ainsi que les différentes notations adoptées. Les différents protocoles expérimentaux de réalisation, de conservation et de test des mélanges, développés et suivis au cours de ce projet sont ensuite détaillés dans une dernière partie, de même que le matériel utilisé.

2 Démarche

La Figure 51 détaille la démarche que nous avons suivie afin d'atteindre les buts que nous nous étions fixés.

Ce projet a commencé par le suivi de deux chantiers, notamment un important chantier de Solétanche-Bachy. Des prélèvements de matériau frais et des carottages ont été réalisés, ainsi que de nombreux essais de contrôle. Ceci nous a permis d'évaluer la qualité du mélange par rapport à des mélanges réalisés en laboratoire, d'étudier notre capacité à contrôler la qualité

de la production à partir des enregistrements de paramètres machine et des essais de contrôle, et de soulever l'importance de certains facteurs (tels que l'argilosité du terrain, le dosage en ciment et la quantité d'eau ajoutée, etc.) sur les performances du traitement par ajout de ciment.

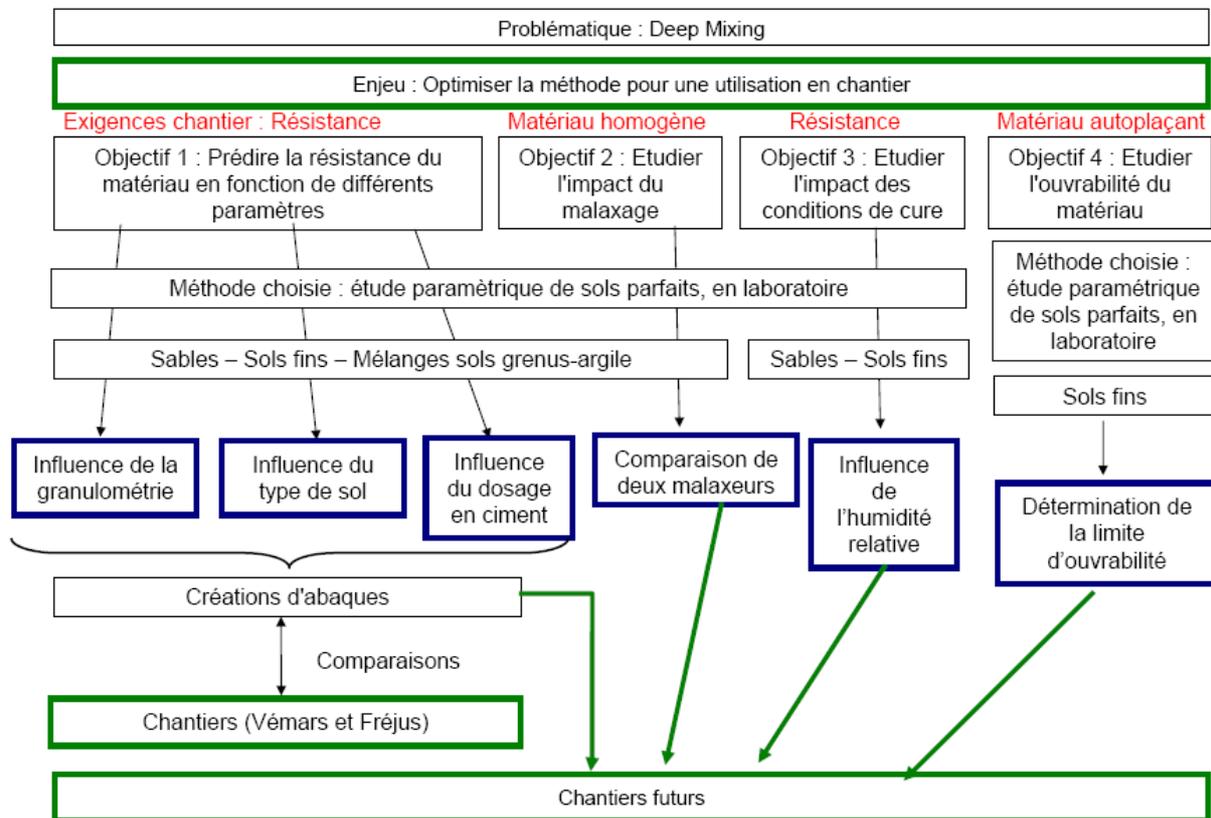


Figure 51 Représentation schématique de notre démarche au cours de ce projet

Pour étudier les propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing, nous avons décidé de mener en laboratoire une importante étude paramétrique basée sur l'étude de huit sols différents, et sur cinq combinaisons de ces sols.

Le choix de réaliser cette étude en laboratoire a été fait car les conditions de préparation, de réalisation et de conservation des mélanges sont contrôlées, et que le choix des sols est bien plus vaste. Ceci a aussi été fait pour des raisons économiques.

Trois sables, deux argiles et deux limons ont été étudiés au cours de cette étude.

Les sables et un sol fin et inerte à l'eau (le Silica Flour) nous ont permis d'étudier l'influence de la granulométrie d'un sol sur la résistance du matériau Soil-Mixing. Ceci a été rendu possible par le fait que le sable est inerte à l'eau, et que pour ces trois sols la même teneur en

eau était nécessaire pour rendre le matériau ouvrable. Ainsi nous avons pu étudier seulement l'influence de la granulométrie, ainsi que celle du dosage en ciment.

La partie de l'étude paramétrique portant sur les argiles est plus complexe : le sol réagit à l'eau, et la teneur en eau nécessaire pour rendre le matériau ouvrable diffère de l'un à l'autre. Cette partie nous a permis d'étudier l'influence du type d'argile. En faisant varier la quantité d'eau dans le mélange (chose que l'on ne pouvait pas faire pour les sables), nous avons aussi pu observer l'influence du rapport ciment/eau sur la résistance du matériau. L'influence du dosage en ciment a aussi pu être étudiée dans cette partie.

Les mélanges réalisés à partir de combinaison de sol (que nous appellerons à partir de maintenant sols mixtes pour ne pas confondre avec le mélange sol-ciment) avaient pour but de continuer l'étude sur l'impact de l'argilosité du sol (dans le cas des mélanges sable de Fontainebleau – kaolinite Soka – ciment) et sur l'influence de la granulométrie (dans le cas des mélanges sable de Fontainebleau – kaolinite Soka – ciment). Nous avons considéré le limon comme un sol mixte naturel et avons comparé les résultats obtenus avec ce sol aux autres résultats.

Parallèlement à l'étude paramétrique, et à partir des observations des chantiers et des enseignements que nous avons pu en tirer, nous avons mené quatre études complémentaires.

La première est l'étude de l'ouvrabilité du matériau, primordiale puisque celui-ci se doit d'être autoplaçant. Pour la mener à bien, nous avons étudié cinq sols fins, afin de déterminer si le ciment et sa quantité a un impact sur l'ouvrabilité du mélange. Puis des sols mixtes argile-sable de Fontainebleau ont été étudiés pour quantifier son évolution en fonction de l'argilosité du sol.

La seconde étude complémentaire était axée sur l'étude de la préparation du sol en laboratoire avant traitement : en effet, nous voulions créer des matériaux idéaux parfaitement homogènes pour notre étude, mais nous voulions aussi que l'état initial du sol utilisé soit représentatif de la réalité en ce qui concerne l'arrangement des particules entre elles.

La troisième étude annexe a consisté à comparer deux malaxeurs, afin de répondre à la question : « la cinématique de malaxage influence-t-elle le mélange ? ».

Notre dernière étude s'est portée sur l'influence des conditions de cures, que nous voulions quantifier en matière de résistance.

Ces quatre études complémentaires nous ont aussi servi à justifier nos choix pour la mise au point de notre protocole de réalisation et de conservation des mélanges pour l'étude paramétrique, qui avait pour but de réaliser des mélanges homogènes, reproductibles en grande quantité.

3 Matériaux

Dans cette partie, nous présentons les sols utilisés, après avoir justifié ces choix, ainsi que le ciment retenu.

3.1 Choix des sols

Nous avons vu dans le chapitre 1 que la méthode du Soil-Mixing est utilisée dans tous les types de sols, même si l'application varie. C'est pourquoi nous avons voulu étudier un grand nombre de sols.

Les deux chantiers suivis durant les premiers mois de la thèse nous ont donné l'occasion de prélever du sol vierge afin de le traiter en laboratoire et de comparer les résultats obtenus avec ceux du chantier. Le sable de Fréjus et le limon de Vémars proviennent de ces chantiers.

Pour compléter les sables, nous avons choisi le sable de Fontainebleau et celui de Triel.

Le sable de Fontainebleau a été choisi pour différentes raisons :

- sa granulométrie est très serrée, ce qui fait qu'il présente un indice des vides élevé et est donc de ce fait certainement une borne basse en matière de résistance après traitement,
- c'est un sable propre,
- il est disponible en grande quantité.

Le sable de Triel possède quant à lui une granulométrie assez étalée, mais est lui aussi assez propre. C'est pourquoi nous avons choisi d'étudier ces trois sables, afin de voir l'impact de la granulométrie et de la quantité de fines.

Pour compléter l'étude du chantier de Vémars, nous avons décidé d'étudier un autre limon des plateaux, le limon d'Ablaincourt, car il est de même origine que celui de Vémars mais

moins argileux, et représente la borne basse d'argilosité rencontrée sur le site de Vémars. Enfin, le Silica Flour a été choisi à cause de sa nature et de sa granulométrie : c'est un sable ultrafin, avec une granulométrie étalée, qui peut donc être comparé aux autres sables. Mais il possède également une granulométrie proche de celle d'un limon et peut donc être comparé à celui-ci.

Pour les sols argileux, nous avons choisi de travailler avec deux argiles en particulier.

La kaolinite Soka a été choisie pour sa finesse (82 % de passant à 2 µm). L'argile du Puy a été retenue car c'est une illite, pour pouvoir comparer les résultats avec ceux de la kaolinite Soka. La troisième argile que nous avons traitée pour notre étude paramétrique est la montmorillonite Arvel, que nous avons choisi pour sa nature, et pour des raisons pratiques de disponibilité. Un mélange complémentaire réalisé avec une montmorillonite (montmorillonite Arvel) a été réalisé, mais ce matériau a surtout été employé dans la partie sur l'ouvrabilité du Soil-Mixing.

Pour l'étude sur l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing, nous avons aussi décidé de tester une autre kaolinite et une autre illite : ce sont les kaolinite de Provins et illite Arvel. Ces matériaux ont été choisis d'une part du fait de leur nature, et d'autre part pour leur disponibilité immédiate.

Le Tableau IV récapitule les abréviations que nous utiliserons pour faire référence à ces sols.

Tableau IV

Sol	Abréviation
Fontainebleau	SF
Triel	Tr
Fréjus	Fr
kaolinite SOKA	kaoS
argile du Puy	ADP
montmorillonite	Montmo
illite Arvel	IA
kaolinite de Provins	kaoP
Silica Flour	SilicaF
limon de Vémars	Vémars
limon d'Ablaincourt	TGV

3.2 Sols

3.2.1 Sables

3.2.1.1 Sable de Fontainebleau

Le sable de Fontainebleau NE34 utilisé dans cette étude provient du centre de production de Nemours. La société de production est Sibelco. C'est un sable uniforme, siliceux (Tableau V) et dont les grains sont sub-arrondis.

Tableau V Composition chimique du sable de Fontainebleau

Composition chimique	
SiO ₂	> 99,7 %
Fe ₂ O ₃	< 0,03 %
Al ₂ O ₃	< 0,15 %
TiO ₂	< 0,033 %
CaO	< 0,04 %
K ₂ O	< 0,035 %

Sa VBS n'a pu être déterminée, étant trop faible à cause de l'absence totale de fines (Figure 52). Sa classification GTR est D1.

3.2.1.2 Sable de Triel

Le sable de Triel a été prélevé en région parisienne dans le cadre d'un chantier Solétanche-Bachy. Avant essai, il a été écrêté à 5 mm (Figure 52), afin de s'assurer que le diamètre maximal des grains était inférieur à un dixième du diamètre des éprouvettes testées en compression. Sa granulométrie est étalée, avec des grains assez anguleux. C'est un sable très propre, avec seulement 2 % de fines. Sa VBS est égale à 0,1. Sa classification GTR est D1.

3.2.1.3 Sable de Fréjus

Le sable de Fréjus a été prélevé lui aussi sur chantier, dans le cadre d'essais in situ du laboratoire. Sa granulométrie est étalée et les grains sont sub-arrondis, mais moins que pour le sable de Fontainebleau. La fraction fine de ce sable est de 12% en moyenne (Figure 52), et sa VBS moyenne est 0,2. Sa classification GTR est B1.

Le Tableau VI présente le récapitulatif des paramètres granulométriques de ces trois sables.

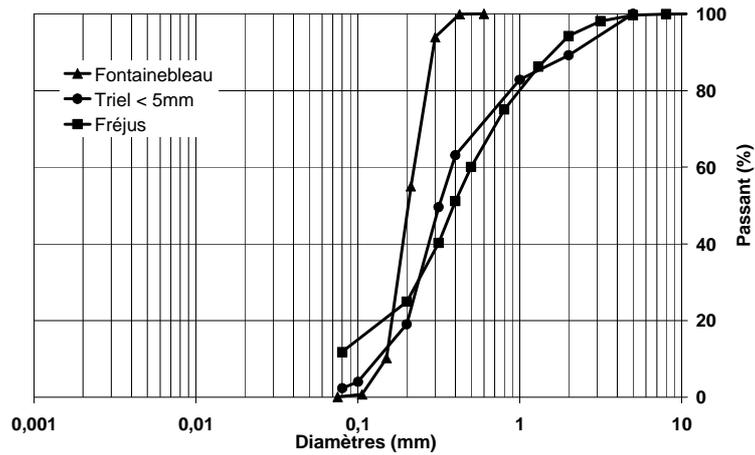


Figure 52 Courbes granulométriques des trois sables

Tableau VI Paramètres granulométriques des trois sables

	Fontainebleau	Triel	Fréjus
d_{60} (mm)	0,22	0,38	0,50
d_{50} (mm)	0,21	0,32	0,39
d_{30} (mm)	0,18	0,23	0,23
d_{10} (mm)	0,15	0,13	0,07
d_{max} (mm)	0,60	5	10,00
d_{min} (mm)	0,08	-	-
C_c	0,98	1,07	1,51
C_u	1,47	2,92	7,14
VBS	-	0,1	0,2

3.2.2 Limons

La Figure 53 présente les courbes granulométriques des sols de type limoneux.

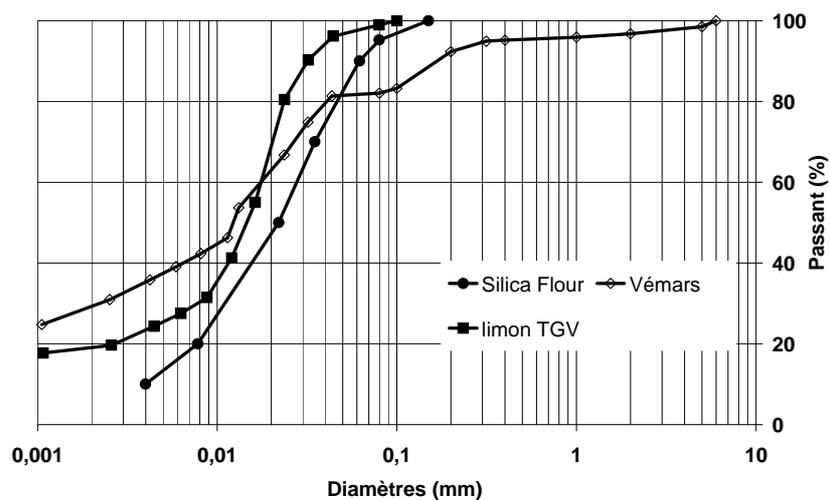


Figure 53 Courbes granulométriques des sols de type limon

3.2.2.1 Limon de Vémars

Le limon de Vémars est un limon des plateaux d'origine éolienne qui a été prélevé sur un chantier à Vémars, près de l'aéroport Charles de Gaulle. Sa limite de liquidité est de 28 %, sa limite de plasticité est de 19 %, et sa VBS est de 4. C'est un matériau fin, qui contient environ 30 % d'argile pour l'échantillon prélevé et utilisé en laboratoire. Sa classification GTR est A2.

3.2.2.2 Limon d'Ablaincourt

Le limon d'Ablaincourt a été prélevé sur un chantier près de la gare TGV Haute-Picardie, sur la commune d'Ablaincourt, en Picardie, à 100 km au nord de Vémars. C'est un limon des plateaux, d'origine éolienne comme le limon de Vémars et avec une VBS de 2,3 et une limite de liquidité de 30 %. C'est un sol qui contient 19 % d'argile. Sa classification GTR est A1.

3.2.2.3 Silica Flour

Le Silica Flour est un sable broyé et donc un matériau siliceux fin aux particules anguleuses. Sa VBS vaut 0,14 et sa granulométrie est étalée. Il nous a été impossible de déterminer sa limite de liquidité, puisqu'il présente un comportement similaire à celui d'un sable. Sa classification GTR est A1. Sa composition chimique est présentée dans le Tableau VII.

Tableau VII Composition chimique du Silica Flour

Composition chimique	
SiO ₂	98,80%
Fe ₂ O ₃	540 ppm
Al ₂ O ₃	6330 ppm
TiO ₂	254 ppm
CaO	253 ppm
K ₂ O	4494 ppm

Le Tableau VIII présente le récapitulatif des paramètres granulométriques de ces trois limons.

Tableau VIII Récapitulatif des paramètres granulométriques des trois sols de type limon

	limon Vémars	Silica Flour	limon TGV
d60 (mm)	0,180	0,028	0,180
d50 (mm)	0,013	0,022	0,015
d30 (mm)	0,002	0,011	0,008
d10 (mm)	-	0,004	-
dmax (mm)	6	0,15	0,10
dmin (mm)	-	0,1	-
Cc	-	1,08	-
Cu	-	7	-
VBS	4	0,14	2,3

3.2.3 Argiles

La Figure 54 présente les courbes granulométriques des sols fins de types argiles.

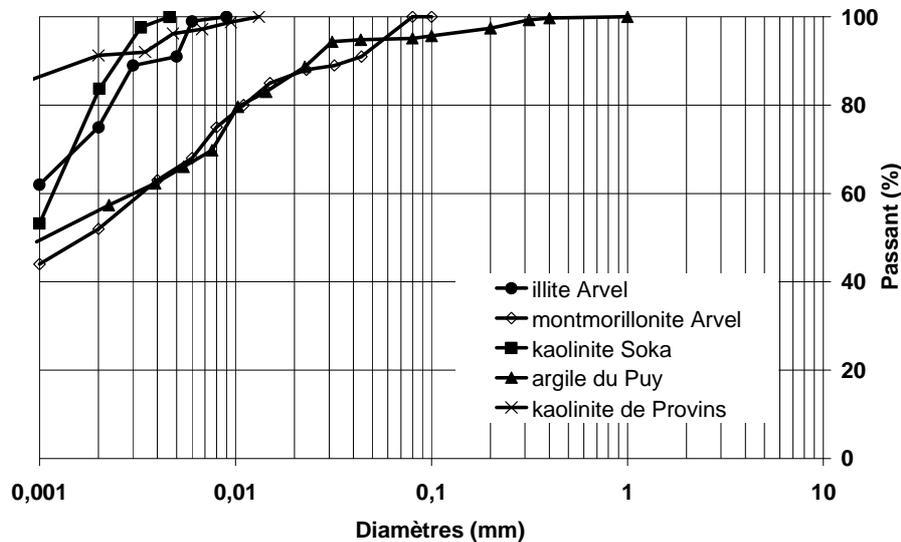


Figure 54 Courbes granulométriques des argiles

3.2.3.1 Kaolinite SOKA

Cette kaolinite est un matériau industriel vendu par la société SOKA. Elle a été choisie pour sa finesse : environ 85 % des particules ont un diamètre équivalent inférieur à $2\mu\text{m}$. Cependant, elle a subi des traitements qui la rendent très difficile à travailler. Elle est de plus thixotrope : ses limites d'Atterberg n'ont donc pas pu être déterminées, malgré de multiples essais et l'utilisation des différentes méthodes (coupelle de Casagrande et cône de pénétration). Cependant, sa VBS a été déterminée et est égale à 1,25. Sa classification GTR est A1. Le Tableau IX présente sa composition chimique.

Tableau IX Composition chimique de la kaolinite SOKA

Composition chimique	
Al_2O_3	38,60 %
SiO_2	46,10 %
Fe_2O_3	0,50 %
TiO_2	0,70 %
K_2O	0,05 %
Na_2O	0,20 %
CaO	0,01 %
MgO	0,01 %

3.2.3.2 Argile du Puy

L'argile du Puy est une illite verte prélevée dans une carrière du centre de la France près du Puy. Sa VBS moyenne est de 5,4 et sa limite de liquidité de 49 %. Sa granulométrie est assez étalée pour une argile, avec un passant à 2 μm de 56 %, et un d_{max} de 400 μm . Sa classification GTR est A2.

3.2.3.3 Montmorillonite Arvel

Ce sol présente une granulométrie étalée, très proche de celle de l'argile du Puy comme on peut le voir sur la Figure 54, avec un passant à 2 μm de 52 %, mais un d_{max} plus petit, de 80 μm . Sa VBS est égale à 28 et sa limite de liquidité a été déterminée à 112 %. Sa classification GTR est A4. Le Tableau X présente sa composition chimique.

Tableau X Composition chimique de la montmorillonite Arvel

Composition chimique	
SiO ₂	57%
TiO ₂	-
Al ₂ O ₃	18%
Fe ₂ O ₃	4%
CaO	3%
MgO	6%
K ₂ O	1%
Na ₂ O	-

3.2.3.4 Kaolinite de Provins

La kaolinite de Provins est une argile très fine (91 % des particules ont un diamètre équivalent inférieur à 2 μm et son d_{max} est égal à 13 μm). Sa VBS est égale à 6,67, ce qui traduit une grande argilosité surtout pour une kaolinite, et sa limite de liquidité vaut 77 %. Sa classification GTR est A3.

3.2.3.5 Illite Arvel

L'illite Arvel est un sol très fin, avec un passant à 2 μm de 75 % et un d_{max} de 9 μm . Sa VBS vaut 5,9 et sa limite de liquidité 56 %. Sa classification GTR est A2. Le Tableau XI présente sa composition chimique.

Tableau XI Composition chimique de l'illite Arvel

Composition chimique	
SiO ₂	46%
TiO ₂	1%
Al ₂ O ₃	21%
Fe ₂ O ₃	7%
CaO	5%
MgO	3%
K ₂ O	6%
Na ₂ O	-

3.2.4 Sols mixtes

Des sols mixtes Fontainebleau-kaolinite SOKA, Fontainebleau-Silica Flour, Fontainebleau-kaolinite de Provins et Fontainebleau-illite Arvel ont été réalisés en faisant varier les proportions des sols initiaux.

Les valeurs au bleu VBS et les limites de liquidités de ces sols ont été déterminées même si il est possible de le faire théoriquement à partir des valeurs des sols originels, comme (Verdeyen et Roisin 1956; Boussaid et al. 2003) l'ont démontré. Elles sont présentées dans le Tableau XII.

Tableau XII Limites de liquidité et VBS des différents sols mixtes

Sol	w _L	VBS
SF75-kaoS25	-	0,3
SF50-kaoS50	-	0,5
SF25-kaoS75	-	0,75
SF75-SilicaF25	-	0,05
SF50-SilicaF50	-	0,08
SF50-kaOP50	42,4	3,173
SF25-kaOP75	62,44	5,1
SF40-IA60	34,45	-
SF20-IA80	44,43	-

Quasiment tous ces sols présentent des courbes granulométriques discontinues (Figure 55 et Figure 57), et c'est effectivement ce que recherchions par exemple pour les sols mixtes sable de Fontainebleau - kaolinite SOKA, afin d'étudier l'influence des particules fines sur les mélanges. Seuls les sols mixtes SF-SilicaF présentent une courbe granulométrique continue (Figure 56). Sur les Figure 55 et Figure 56 nous avons représenté la courbe de Fuller dont nous avons parlé dans le chapitre 1. On remarque que pour le sol mixte sable de Fontainebleau –kaolinite Soka, c'est le sol SF75-kaoS25 qui se rapproche le plus de la courbe et devrait donc présenter le meilleur empilement granulaire. En revanche pour les sols SF-

SilicaF, il n'est pas possible de conclure aussi catégoriquement. La courbe se place entre les courbes granulométriques des deux sols.

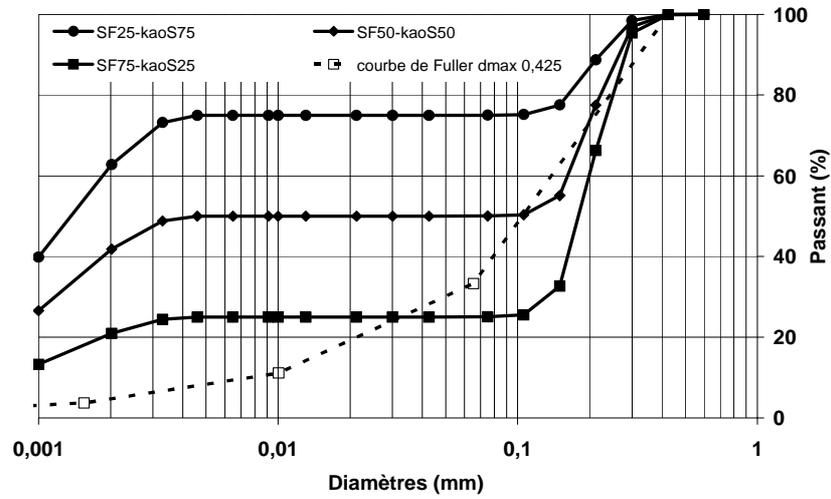


Figure 55 Courbes granulométriques des sols mixtes SF-kaoS

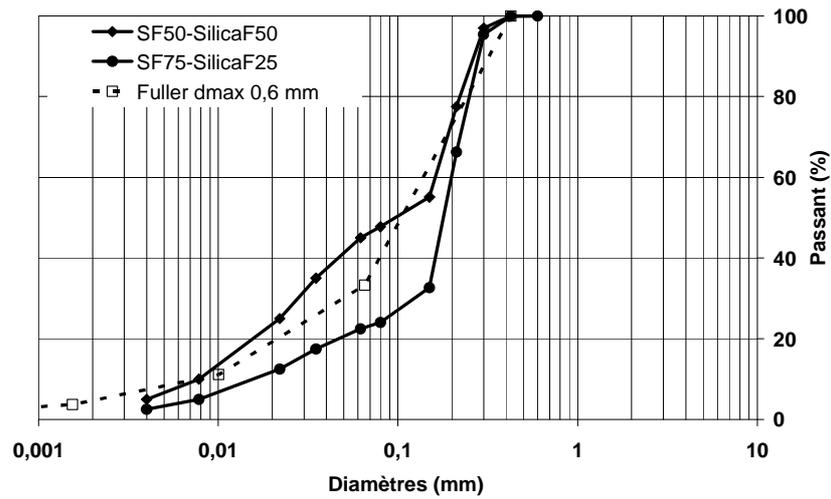


Figure 56 Courbes granulométriques des sols mixtes SF-SilicaF

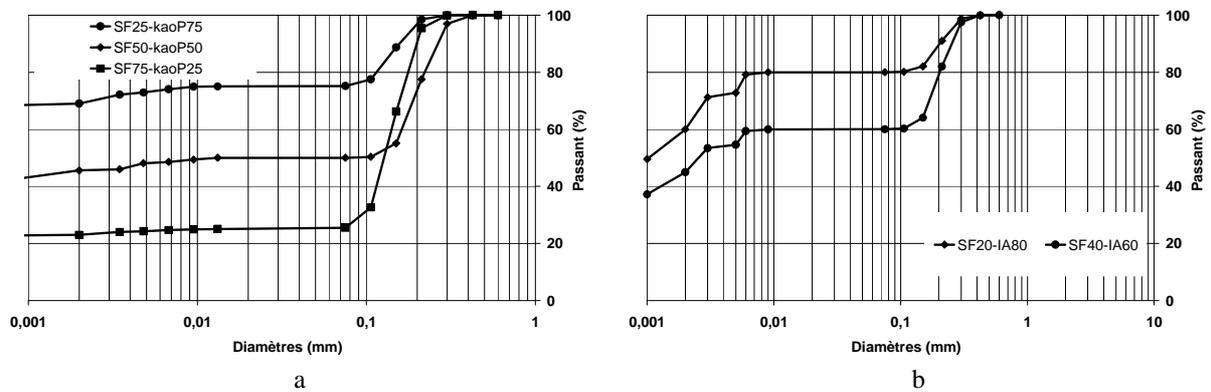


Figure 57 Courbes granulométriques des sols mixtes SF-kaoS (a) et SF-IA (b)

La Figure 58 présente tous les sols traités utilisés lors de l'étude paramétrique, classés dans la classification GTR (AFNOR 1992).

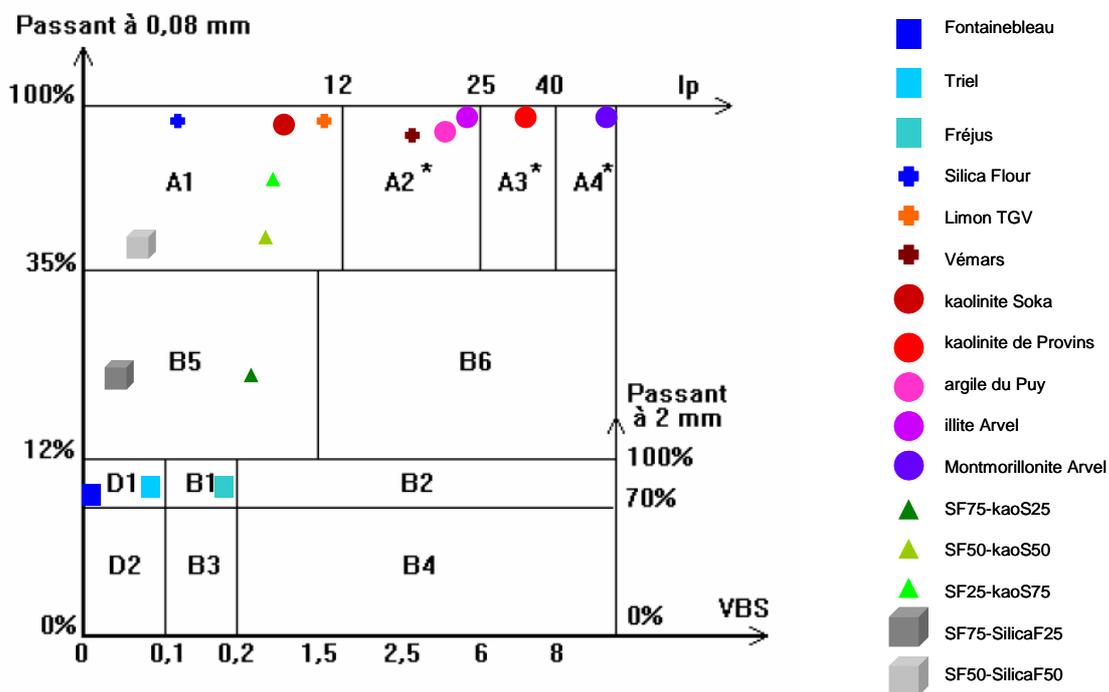


Figure 58 Intégration des différents sols utilisés dans la classification GTR

3.3 Liant utilisé

Le liant utilisé pour cette étude est un ciment CEM III/C 32,5 N CE PM-ES NF « HRC » de Calcia, qui provenait de l'usine de Rombas. Nous avons fait le choix d'utiliser ce ciment car c'est le ciment de référence du laboratoire Solétanche-Bachy. Il est composé de 15% de clinker et 85 % de laitier de haut fourneau. Le Tableau XIII présente la composition détaillée de ce ciment.

Ce type de ciment a pour particularité d'être plus résistant aux attaques sulphatiques et aux chlorures. En contrepartie sa prise est plus lente. La Figure 59 présente la courbe granulométrique et la distribution des particules de ce ciment.

Tableau XIII Composition du ciment Calcia (extrait de la fiche produit)

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)	
Perte au feu	1.37	Principaux	
SiO ₂	31.71	Clinker (K) de	
Al ₂ O ₃	9.52	<i>Couvrot</i>	15.0
Fe ₂ O ₃	0.82	Laitier (S)	85.0
TiO ₂	0.54	Cendres (V)	
MnO	0.36	Calcaire (L)	
CaO	44.82	Fumées de silice (D)	
MgO	6.55	Secondaires	
SO ₃	3.08	Calcaire (L)	
K ₂ O	0.54		
Na ₂ O	0.22		
P ₂ O ₅	0.04		
S--	0.74		
Cl-	0.04		
		Total	100.0
		Sulfate de calcium	
		Gypse	
		Anhydrite	5.5
Insoluble CEN	0.61	Additifs	
Na ₂ O éq.	0.56	Agent de mouture	
		<i>Cloter F 5903 (AXIM)</i>	0.016
Colorimétrie (L)	81.37		

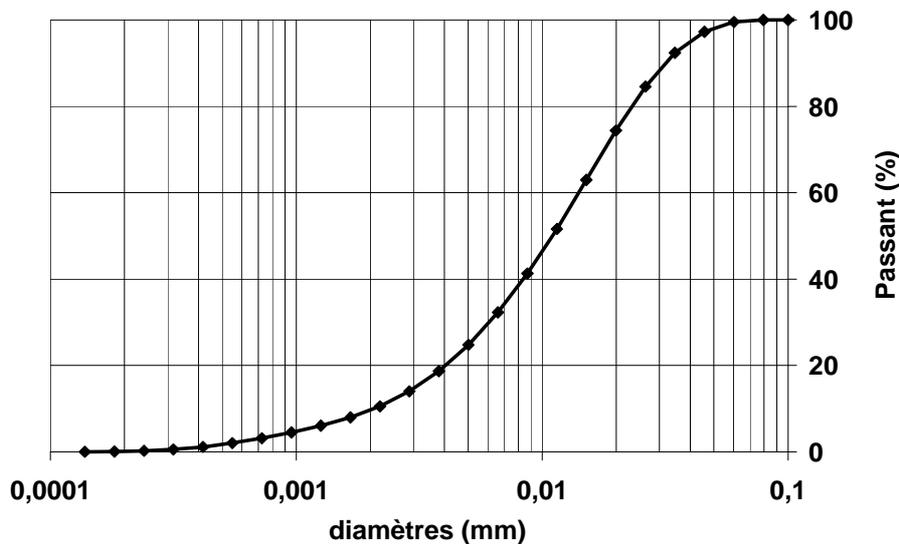


Figure 59 Courbe granulométrique et distribution des particules du ciment

3.4 Choix des dosages

La Deep Mixing Method étant une technique utilisée aussi bien pour l'amélioration des sols que pour la réalisation d'ouvrages de fondation et de soutènement (pérennes ou non), un large panel de dosages en ciment devait être testé dans cette étude. En effet, l'amélioration de sol implique l'utilisation de faible dosage, de l'ordre de 50 à 150 kg/m³, tandis que la réalisation d'ouvrages de soutènement et de fondation nécessite une plus grande quantité de ciment afin de garantir la résistance et la rigidité nécessaire du matériau.

Deux chantiers qui se sont déroulés dans les six premiers mois de la thèse nous ont permis de choisir les dosages qui allaient être étudiés.

Le chantier de Vémars avait pour but de créer des tranchées de matériaux Trenchmix permettant de soutenir une couche de sol traitée destinée à soutenir des bâtiments de stockage. Le dosage préconisé par le laboratoire de Solétanche-Bachy pour la réalisation de ces travaux était de 140 kg/m^3 . Nous avons donc retenu ce dosage ainsi que les dosages équivalents à 70 et 210 soit 0,5 et 1,5 fois le dosage initial, afin de déterminer l'impact d'un éventuel défaut de traitement ou d'un surdosage.

Le chantier de Fréjus, qui avait pour but de tester la résistance du matériau Soil-Mixing créé à partir d'un sol sableux afin de réaliser des ouvrages pérennes de confinement, de soutènement et de fondations, s'est déroulé en suivant une consigne de traitement de 320 kg/m^3 . Nous avons donc décidé d'augmenter le dosage jusqu'à 400 kg/m^3 . De même, un dosage intermédiaire de 265 kg/m^3 entre 210 et 320 kg/m^3 a été choisi afin de d'obtenir un sixième dosage et pouvoir éventuellement créer des matériaux aux dosages différents mais aux C/E comparables.

Les différents auteurs ayant déjà travaillé sur le sujet expriment les dosages indifféremment en kg/m^3 (Kawasaki et al. 1981) ou en pourcentages (Consoli et al. 2010). Cette étude ayant pour but de créer des abaques utilisables sur chantier, nous avons choisi d'exprimer les dosages en kg/m^3 .

Il est à noter que si pour un sable un dosage à 265 kg/m^3 équivaut à 16 % de ciment, pour une argile ce n'est plus le cas, et il équivaut à 22 % : en effet, le dosage se détermine à partir de la masse volumique sèche du sol ρ_d . Or, celle-ci varie d'un sol à un autre.

Le Tableau XIV indique les masses volumiques sèches choisies. Pour les sables et le Silica Flour, cette valeur a été choisie d'après le chantier de Fréjus. Pour les limons, la valeur retenue est celle rencontrée sur le chantier de Vémars, et pour les argiles, la valeur retenue est la valeur moyenne observée sur différents sites expérimentaux de sols compressibles.

Tableau XIV Masse volumique sèche pour les différents sols

Sols		ρ_d (kg/m ³)
Sables	Fontainebleau	1648
	Fréjus	1648
	Triel	1648
Limens	Silica Flour	1648
	Limon de Vémars	1600
	Limon TGV	1600
Argiles	Kaolinite	1200
	Argile du Puy	1200
	Montmorillonite	1200

Le Tableau XV montre les équivalences de dosages pour les différents sols traités.

Tableau XV Equivalence des dosages : kg/m³ - %

Sables et Silica Flour	
C(%)	C (kg/m ³)
4,2	70
8,4	140
12,7	210
16,0	265
19,4	320
24,2	400

Limon	
C(%)	C (kg/m ³)
4,3	70
8,7	140
13,1	210
16,5	265
20,0	320
25,0	400

Argiles	
C(%)	C (kg/m ³)
5,8	70
11,6	140
17,5	210
22,0	265
26,6	320
33,3	400

4 Programme expérimental

Dans cette partie nous présentons les caractéristiques de tous les mélanges réalisés.

4.1 Influence des caractéristiques géotechniques du sol, du dosage en ciment et de la quantité d'eau

Une étude paramétrique a été menée au cours de ce projet afin de déterminer l'influence du type de sol, de sa granulométrie et du dosage en ciment sur ses propriétés mécaniques. Le but final était de pouvoir créer des abaques C-R_C en fonction du type de sol, et de proposer des lois expérimentales permettant de prédire le comportement mécanique du matériau Soil-Mixing en fonction du dosage et du temps de cure.

Nous considérons pour notre étude ces mélanges comme étant ceux de référence aussi bien en terme d'homogénéité que de conservation (nous les définissons comme idéaux). Le malaxeur choisi est un malaxeur de type Hobart, et la cure est endogène, pour tous ces mélanges.

Comme cité précédemment, cette étude a été menée sur trois familles de sols : les sols grenus, les argiles, et les sols mixtes.

Afin d'étudier l'évolution de la résistance à la compression d'un sol grenu, en fonction de sa granulométrie, de sa propreté et du dosage en ciment, 16 mélanges ont été réalisés à partir des trois sables de Fontainebleau, Triel et Fréjus, et 10 mélanges à partir des sols mixtes à base de Silica Flour. Le Tableau XVI récapitule les détails de ces mélanges.

Tableau XVI Mélanges sable-ciment réalisés

Fontainebleau		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
70	19	0,21
140	19	0,41
210	19	0,59
265	19	0,73
320	19	0,86
400	19	1,03

Triel		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
70	19	0,23
140	19	0,43
210	19	0,63
265	19	0,77
320	19	0,90
400	19	1,09

Fréjus		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
70	19	0,21
320	17	0,96
320	19	0,86
400	19	1,03

Silica Flour		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
70	27	0,15
210	28	0,40
265	29	0,48
320	29,1	0,56

SF50-SilicaF50		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
70	23,2	0,18
210	22	0,51
320	22	0,74

SF75-SilicaF25		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
70	19	0,21
210	18,5	0,61
320	18,5	0,88

Pour des questions de facilité, les différents mélanges seront identifiés selon la méthode suivante : les noms des sols sont abrégés selon le Tableau IV, le dosage en ciment est exprimé en kg/m³ toujours précédé de la lettre C, et si besoin, la teneur en eau initiale du mélange est exprimée en % précédée de w.

A titre d'exemple, le mélange de sable de Fontainebleau dosé à 70 kg/m³ de ciment avec une teneur en eau de 19 % sera référencé SF-C70-w19.

L'étude concernant les argiles nous a permis d'étudier l'influence de la plasticité du sol, ainsi que celle de l'eau sur le matériau. Nous avons réalisé 16 mélanges, couvrant les trois sols purement argileux (Tableau XVII).

Tableau XVII Mélanges sols fins-ciment réalisés

Argile du Puy		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
70	70	0,08
140	70	0,15
140	80	0,13
210	60	0,25
210	70	0,21
210	80	0,19
265	60	0,30
320	70	0,30
400	80	0,31

Kaolinite SOKA		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
140	120	0,09
210	60	0,25
210	120	0,12
320	120	0,18
320	70	0,30
400	120	0,21

Montmorillonite		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
210	150	0,10

Vémars		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
70	31,4	0,13
140	31,4	0,26
140	38,2	0,21
210	48	0,24
210	38,2	0,30

Limon d'Ablaincourt		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
140	39	0,21
210	39	0,30
320	39	0,43

Enfin, afin d'étudier l'influence de la quantité de fines sur le comportement mécanique du matériau, nous avons recréé des sols (que nous avons appelés sols mixtes), en mélangeant du sable de Fontainebleau avec la kaolinite SOKA. En comparant ces résultats à ceux des mélanges à base de sols mixtes SF-SilicaF nous avons pu aussi étudier l'influence de la nature des fines sur le comportement du mélange. Neuf mélanges ont été réalisés à partir de sols mixtes sable de Fontainebleau - kaolinite SOKA SF-kaoS (Tableau XVIII).

Tableau XVIII Mélanges réalisés pour l'étude sur l'influence de la quantité de fine sur le comportement mécaniques du matériau

Fontainebleau - Kaolinite SOKA 25-75		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
210	90	0,15
400	80	0,29

Fontainebleau - Kaolinite SOKA 50-50		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
210	65	0,20
320	65	0,28

Fontainebleau - Kaolinite SOKA 75-25		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E
70	40	0,11
140	40	0,21
210	40	0,30
320	40	0,43

4.2 Impact de la méthode de préparation du sol mixte

Afin de nous assurer que la méthode de préparation de nos sols mixtes n'influçait pas la résistance de notre mélange, et son comportement mécanique, nous avons préparé un sol de deux façons différentes : une fois en suivant la méthode citée par (Unikowski 1982), et une fois notre méthode que nous détaillons dans le prochain paragraphe.

Le sol préparé était composé de 75 % de sable de Fontainebleau et 25 % de kaolinite SOKA (SF75-kaoS25). Il a été traité avec 320 kg/m^3 de ciment, le mélange final avait une teneur en eau de 40 % (SF75-kaoS25-C320-w40).

Les résultats obtenus sur ce mélange ont été comparés à ceux obtenus sur un mélange idéal dont le sol a été préparé selon notre méthode.

4.3 Impact de la méthode de malaxage

Pour étudier la méthode de malaxage, un autre malaxeur a été utilisé : il s'agit d'un malaxeur à mortier. Trois mélanges ont été réalisés sur le sable de Fontainebleau, la kaolinite SOKA et un mélange Fontainebleau–kaolinite SOKA (50-50) (Tableau XIX).

Tableau XIX Mélanges réalisés avec le second malaxeur

Fontainebleau			Kaolinite SOKA			Fontainebleau-Kaolinite SOKA (50-50)		
C (kg/m ³)	w (%)	C/E	C (kg/m ³)	w (%)	C/E	C (kg/m ³)	w (%)	C/E
265	19	0,73	400	120	0,21	210	65	0,20

Les mélanges effectués avec le malaxeur secondaire (dont nous parlerons plus tard), auront la mention PM apposée à leur nom.

Les résultats obtenus sur ces mélanges ont été comparés à ceux obtenus sur les mélanges idéaux, réalisés avec le malaxeur Hobart.

4.4 Influence des conditions de cure

Afin d'étudier l'impact de la cure sur les propriétés mécaniques du matériau, plusieurs types de conservations ont été utilisés :

- Conservation endogène (méthode de référence dite idéale utilisée dans l'étude paramétrique)
- Conservation sous atmosphère contrôlée : jusqu'à un âge de trois jours, les éprouvettes sont conservées dans leurs moules, après quoi elles sont démoulées et conservées jusqu'à la date de l'essai dans des cristallisoirs (Figure 65b) dans lesquels une solution saline impose une humidité relative contrôlée.

Trois mélanges de sable de Fontainebleau ont été réalisés (Tableau XX).

Tableau XX Récapitulatif des quatre mélanges réalisés en conditions de cure non endogènes

Malaxeur	Fontainebleau			
	C (kg/m ³)	w (%)	C/E	Condition de cure
Hobart	265	19	0,73	H.R 29%
Hobart	265	19	0,73	H.R 55%
Hobart	265	19	0,73	H.R 76%

Les résultats obtenus sur ces mélanges ont été comparés à entre eux et à ceux obtenus sur les mélanges conservés en conditions idéales.

4.5 Etude de l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing

Au cours de ce projet de recherche, nous nous sommes intéressés à déterminer l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing. En effet, de nombreuses études sur les propriétés mécaniques du matériau après prise du ciment sont menées, mais l'état frais est peu étudié. Cependant, dans le domaine du Deep Mixing, où le matériau ne subit aucun compactage, celui-ci doit être autoplaçant afin d'assurer la continuité de la paroi ou de la colonne. De plus, il doit être assez fluide pour permettre un mélange et une homogénéisation optimale. Or, cette fluidité et cette propriété autoplaçante sont dues à l'eau. Il existe donc une teneur en eau minimale à atteindre pour que le mélange ait ces propriétés.

Pour cette étude, nous avons pris le parti de considérer le matériau Soil-Mixing à l'état frais comme un sol. Le ciment n'a pas encore pris, et se comporte comme une fraction fine. La plage d'ouvrabilité du matériau se situe par définition au dessus de sa limite de liquidité. Or la limite de liquidité du matériau est dépendante du dosage en ciment : en effet, il est utopique de croire qu'un sol vierge en ciment et un sol traité à 25 % présentent les mêmes limites d'Atterberg, et donc la même limite d'ouvrabilité.

La méthode que nous avons choisie pour la détermination de ce seuil est la méthode du cône de pénétration, dont la Figure 60 représente le raisonnement : les états du sol (solide, plastique, liquide) sont déterminés en fonction des points d'inflexion de la courbe d'enfoncement du cône.

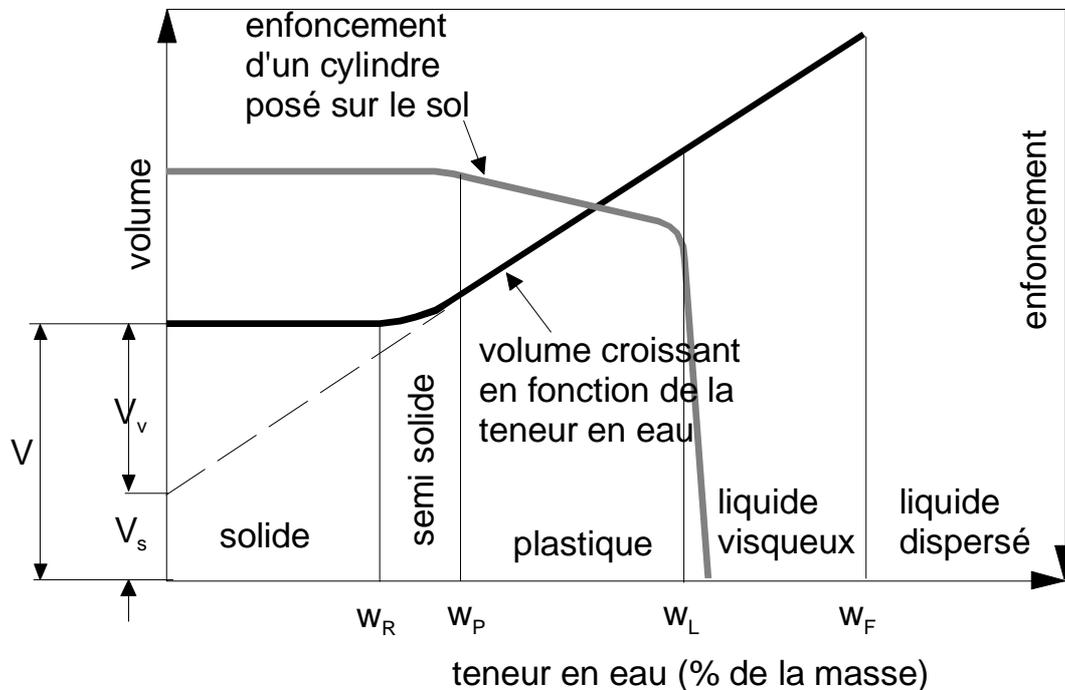


Figure 60 Représentation schématique du principe de l'essai au cône de pénétration

Cet essai n'est pas un essai qui a été conçu au départ (au contraire du cône d'Abrams et du cône Marsh par exemple) pour déterminer la fluidité d'un matériau cimentaire, même si on peut considérer qu'il s'apparente de loin à un essai de rhéologie. Cependant la limite de liquidité du sol est la valeur la plus proche que l'on puisse déterminer avec un essai simple de mécanique des sols du seuil d'ouvrabilité au sens de la qualité autoplaçante. Aussi nous a-t-il semblé logique d'assimiler la limite de liquidité du mélange à sa limite d'ouvrabilité.

Des essais ont donc été réalisés sur des mélanges sols fins-ciment (montmorillonite Arvel, illite Arvel, kaolinite de Provins, limon d'Ablaincourt, argile du Puy) et sur des mélanges kaolinite de Provins-Fontainebleau-ciment et des mélanges illite Arvel-Fontainebleau-ciment, afin de quantifier l'évolution de la limite de liquidité du matériau en fonction de la quantité de fines.

4.6 Essais de répétitivité et de répétabilité

Au cours de cette étude paramétrique, nous avons effectué différents essais de répétitivité, de répétabilité et de reproductibilité afin de nous assurer que les résultats obtenus étaient représentatifs et reproductibles.

Les sols choisis pour les essais de répétitivité sont l'argile du Puy et un sol mixte sable de Fontainebleau – Silica Flour, tandis que les essais de répétabilité et de reproductibilité ont été pratiqués sur un sable de Fontainebleau.

L'essai de répétitivité sur l'argile du Puy nous a aussi permis de valider notre méthode de réalisation des éprouvettes, qui pouvaient induire jusqu'à 30 minutes d'attente entre la mise en contact du ciment et de l'eau et le coulage pour la dernière, ce qui peut éventuellement causer une différence entre les résultats obtenus à partir des premières et des dernières éprouvettes.

5 Protocoles expérimentaux

Cette partie décrit les protocoles développés et/ou utilisés pendant le projet pour créer et étudier le matériau Soil-Mixing.

5.1 Préparation des mélanges pour essais sur matériau induré

5.1.1 Préparation du sol

Le sol est séché et réduit en poudre dans le cas des sols cohérents (argiles et limons) ou simplement séché dans le cas d'un sol granulaire (Silica Flour, sables).

Dans le cas de la préparation d'un sol mixte, après séchage, les deux sols sont intimement mélangés manuellement, à sec, jusqu'à ce que l'homogénéité soit visuellement atteinte.

5.1.2 Réalisation du mélange

Le sol est ensuite mélangé avec le ciment à sec, manuellement, jusqu'à ce qu'un mélange visuellement homogène soit obtenu.

Deux malaxeurs ont été utilisés au cours de cette étude, comme dit précédemment.

Nous avons acheté le malaxeur de type Hobart chez Controlab. Il est cité dans la norme NF P 94-093 portant sur la détermination des références de compactage d'un matériau (AFNOR 1999). En France, ce type de malaxeur est utilisé depuis plus de quarante ans pour le traitement des sols : (Le Roux et Rivière 1969) et (Unikowski 1982) entre autres l'ont utilisé.



a



b

Figure 61 Vue d'ensemble du malaxeur (a) et détails de l'arbre et des couteaux (b)

Son principe de malaxage est le suivant : une cuve en acier inoxydable d'une contenance de 13 litres est entraînée par un moteur, tandis qu'un arbre horizontal sur lequel sont fixés trois lames effectue des rotations, ce qui cisaille le matériau dans la cuve. La rotation de la cuve assure un malaxage efficace de tout le matériau introduit dans le malaxeur. De surcroît, une ouverture dans le couvercle permet l'accès au mélange durant le malaxage, ce qui permet d'améliorer éventuellement celui-ci (Figure 61a). La pointe des couteaux se rapproche au plus près des parois de la cuve, permettant un cisaillement optimal (Figure 61b). Un couvercle assure la sécurité de l'opérateur, en empêchant les projections et l'accès aux couteaux. La vitesse de rotation de la cuve est fixée à 12 tours/min, tandis que la vitesse de rotation de l'arbre est fixée à 1400 tours/min., ce qui correspond à la configuration 1 de l'appareil. Une seconde vitesse (rotation de la cuve 24 tours/min et rotation de l'arbre 2800 tours/min) est également disponible mais n'a pas été utilisée. Sa puissance maximum est de 2800 W.

Le second malaxeur est un malaxeur à mortier d'une capacité de 5 litres, qui assure le mélange à l'aide d'une pale en acier inoxydable qui suit un mouvement planétaire (Figure 62). La vitesse de rotation choisie était fixée aux deux tiers des possibilités de l'appareil, soit 230 tours/min. Sa puissance maximum est de 300 W.



a

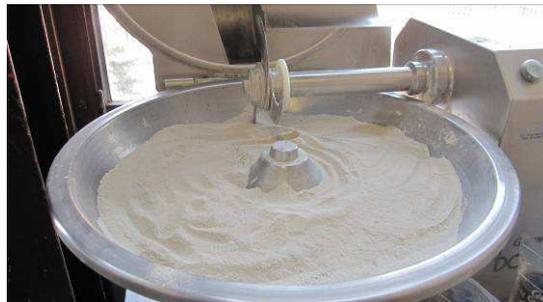


b

Figure 62 Malaxeur à mortier (a) et détail de la pale (b)

Pour le traitement des sols à l'aide du malaxeur Hobart, le protocole est le suivant.

Le mélange est introduit dans le malaxeur (Figure 63a), et réparti sur toute la surface du bol. L'eau est ensuite versée sur le mélange de manière uniforme. Deux à trois minutes sont alors nécessaires pour permettre une totale imprégnation du matériau (Figure 63b). Si besoin, l'opérateur facilite l'imbibition à l'aide d'une spatule en créant des sillons dans le mélange.



a



b



c

Figure 63 Les différentes phases du malaxage : mise en place du mélange sol-ciment sec (a), temps de repos après ajout de l'eau (b) et malaxage avec aide de l'opérateur (c)

Il est important de noter que l'eau utilisée tout au long de cette étude est l'eau du réseau de la ville de Paris, de qualité constante.

Le malaxeur est ensuite mis en marche. Le malaxage se fait avec l'aide constante de l'opérateur qui, au moyen d'une spatule, sillonne le matériau afin d'améliorer l'homogénéité du traitement (Figure 63c). Ceci est très important dans le cas des sols cohérents.

La durée de malaxage varie selon le type de sol : elle est de 5 minutes pour les sols granulaires et de 10 minutes pour les sols cohérents.

Pour le traitement des sols à l'aide du malaxeur à mortier, les seuls changements sont :

- La mise en marche de l'appareil avant l'ajout de l'eau (cela s'explique par la géométrie et le mode de fonctionnement du malaxeur).
- L'absence d'aide de l'opérateur, encore une fois à cause de la géométrie et le mode de fonctionnement du malaxeur.

Les temps de malaxage restent les mêmes.

5.2 Moulage du mélange

5.2.1 Préparation des moules à éprouvettes

Les moules utilisés au cours de cette étude sont fabriqués à partir de tubes cylindriques en plastique transparent de 1200 mm de longueur et aux parois de épais de 1 mm. Ces tubes sont découpés en morceaux de 120 mm de long (à gauche sur Figure 64). Une fois les tubes découpés, la partie basse est lubrifiée à la vaseline et un bouchon est enfoncé. La vaseline sert à assurer l'étanchéité du fond de moule. Un morceau de ruban adhésif résistant est ensuite ajouté autour de la partie haute du moule (pour empêcher sa fissuration après fermeture) et autour de l'embase, afin de la renforcer et de lui permettre de subir les vibrations dues à la procédure de mise en place du matériau (à droite sur Figure 64). Les dimensions des moules une fois prêts à l'emploi sont : 52 mm de diamètre, et 110 mm de hauteur (élancement de 2 environ).



Figure 64 Tube (à gauche) et moule (à droite)

5.2.2 Moulage

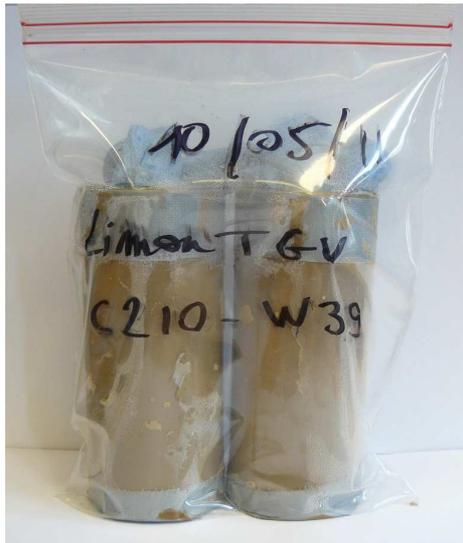
Le mélange est coulé dans un moule à l'aide d'une petite main écope, en trois couches, tapé et piqué entre celles-ci. Les moules sont ensuite bouchés.

De manière générale, ces protocoles sont très semblables à ceux des différentes équipes internationales travaillant sur le sujet (Kitazume et al. 2009).

5.3 Conservation des éprouvettes

La méthode de conservation des éprouvettes retenue pour la quasi-totalité du projet assure une cure endogène, c'est-à-dire que les éprouvettes sont conservées dans leurs moules dans des sacs étanches avec un papier humide permettant une conservation sans échange avec le milieu extérieur jusqu'à la date de l'essai (Figure 65a).

Seuls les mélanges spécifiquement réalisés pour l'étude de l'influence des conditions de cure ont été conservés différemment, sous différentes atmosphères dans des cristallisoirs (Figure 65b). Les humidités relatives visées étaient 29 %, 55 % et 76 %.



a



b

Figure 65 Conservation endogène (a) et sous atmosphère contrôlée (b)

Le Tableau XXI présente les différentes solutions utilisées pour atteindre les humidités relatives visées.

Tableau XXI Solutions chimiques utilisées pour obtenir les atmosphères contrôlées

Formule chimique	Nom	Hygrométrie (%)	Constante de solubilité
$\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Chlorure de calcium	29	745 g/L
$\text{Mg}(\text{NO}_3)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$	Nitrate de magnésium	55	125 g/L
NaCl	Chlorure de Sodium	76	357 g/L

5.4 Essais de compression simple

L'essai de compression simple est l'essai par lequel nous avons choisi d'étudier le comportement mécanique du mélange induré. Pour pouvoir réaliser le plus grand nombre d'essais et ainsi construire la banque de données la plus complète possible, nous avons besoin d'un essai rapide et fiable. De plus, nous voulions comparer nos résultats à ceux de la littérature. C'est pourquoi nous avons retenu cet essai plutôt que l'essai triaxial, plus difficile à mettre en place (perçage de membrane dans le cas d'éprouvettes imparfaites, nécessité d'appliquer de hautes contre-pressions pour assurer la saturation, et donc confinement assez faible au final, etc..) et moins communément utilisés dans la littérature.

5.4.1 Préparation des éprouvettes

L'éprouvette est démoulée le jour même de l'essai (ou simplement sortie de son bac ou cristalliseur si le mode de conservation choisi n'est pas endogène). Les surfaces sont rectifiées de manière à ce qu'elles soient planes et parallèles. Son diamètre d est mesuré (au $1/100^{\text{ème}}$ de mm à l'aide d'un pied à coulisse électronique) en haut, en bas et au milieu de l'éprouvette, à chaque fois sur une génératrice différente, et la valeur retenue est donc une moyenne des trois valeurs. Sa hauteur H est ensuite mesurée trois fois sur trois génératrices différentes au $1/100^{\text{ème}}$ de mm, et la moyenne des mesures est conservée. L'éprouvette est ensuite pesée au $1/100^{\text{ème}}$ de g.

5.4.2 Matériel

Les essais de compression simple sont réalisés sur une presse électrique Wykeham Farrance de type TRITECH d'une capacité maximale de 100 kN. Le capteur de force de type S (de la marque VJ-TECH) possède aussi une capacité de 100 kN, avec une précision de 0,03 %.



Figure 66 Vue du dispositif expérimental le plus couramment utilisé durant ce projet : essai de compression simple avec mesure de déplacement globale

Le capteur de déplacement est un LVDT numérique de la marque Solartron, avec une course de 5 mm et une précision de 2 μm . on peut voir tous ces équipements sur la Figure 66.

5.4.3 Essais de compression

Pour réaliser ces essais, nous nous sommes inspirée de la norme NF EN 13286-41 traitant des « mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 41 : méthode d'essai pour la détermination de la résistance à la compression des mélanges traités aux liants hydrauliques » (AFNOR 2003).

Le déplacement et la force appliquée sont enregistrés toutes les 5 secondes. L'essai est contrôlé en déplacement, avec une vitesse de 0,3 mm/minute. L'essai est arrêté lorsque la force mesurée par le capteur a diminué d'au moins 10 % par rapport à la plus grande force mesurée. Ceci permet de s'assurer que l'on est bien allé jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Tout au long de cet essai, le déplacement mesuré est celui du plateau bas : nous avons donc une mesure globale du déplacement.

5.4.4 Résultats des essais

Les essais de compression simple permettent de déterminer la résistance du matériau, le module E_{50} ainsi que la déformation à la rupture ϵ_f .

5.4.4.1 Résistance à la compression simple

La résistance à la compression simple notée R_C se détermine selon la formule :

$$R_C = \frac{F}{S}$$

Avec F la force maximale enregistrée au cours de l'essai (en kN), S la surface de l'éprouvette calculée à partir du diamètre mesuré avant essai (en m^2), et R_C la contrainte maximale (en kPa), c'est-à-dire la résistance à la compression simple.

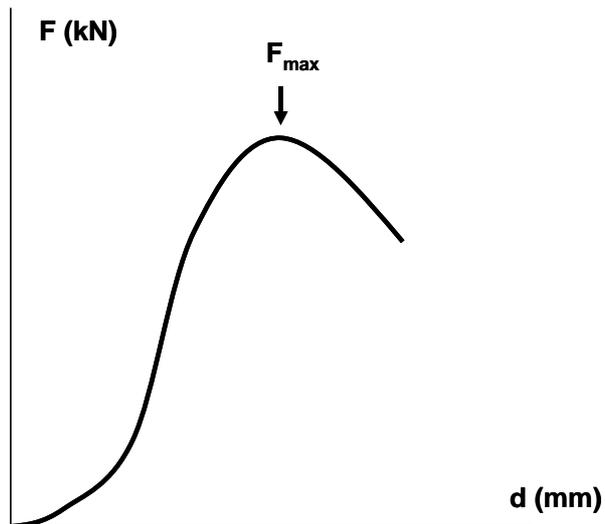


Figure 67 Relation Force déplacement pour un essai de compression simple et définition de F_{\max}

La déformation ε est calculé en faisant le rapport entre le déplacement d et la longueur de l'éprouvette mesurée avant essai.

On peut donc tracer la courbe contrainte déformation et déterminer le module du matériau.

5.4.4.1 Détermination du module E_{50} et de la déformation à la rupture

Le module tangent E_{50} est un module tangent, utilisé par des logiciels de calcul par éléments finis. Nous avons choisi E_{50} afin de caractériser la rigidité du matériau. Sur la Figure 68, d'après (Swedish Ministry of Transport 2002), on peut voir la façon de déterminer ce module.

La contrainte maximale est déterminée, puis la contrainte maximale divisée par deux. Le module est ensuite déterminé en suivant la ligne de plus longue pente passant par B.

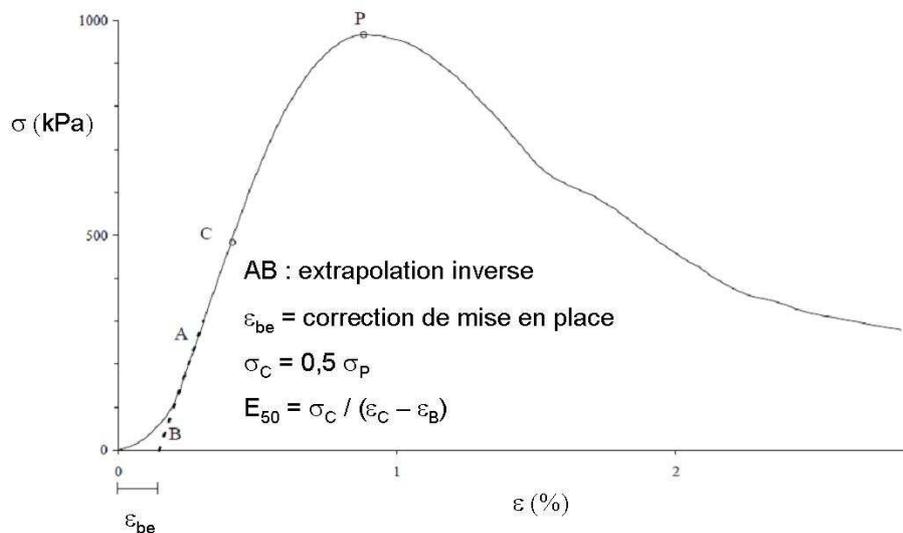


Figure 68 Définition du module E_{50} d'après (Swedish Ministry of Transport 2002)

De la même manière, la déformation à la rupture est déterminée de la façon présentée Figure 68, à savoir qu'une légère correction attribuée à la mise en place du matériau est effectuée.

C'est cette méthode de calcul du E_{50} et de la déformation à la rupture, avec une mesure du déplacement global, que nous avons suivie tout au long de notre étude paramétrique.

Cependant, d'autres méthodes de mesure du module, avec d'autres systèmes, ont été suivies. Nous les présentons dans les paragraphes suivants.

5.4.4.2 Mesure du module maximum E_{max}

Les résultats du chantier de Vémars proviennent du laboratoire de Solétanche-Bachy, alors que les résultats obtenus sur des mélanges réalisés en laboratoire à partir du sol prélevé sur site ont été réalisés à l'Ifsttar.

Pour des raisons pratiques, nous avons choisi de déterminer le module de ces différentes éprouvettes de la même façon, en suivant la ligne de plus grande pente, représentant le module maximum E_{max} . La démarche suivie est présentée sur la Figure 69.

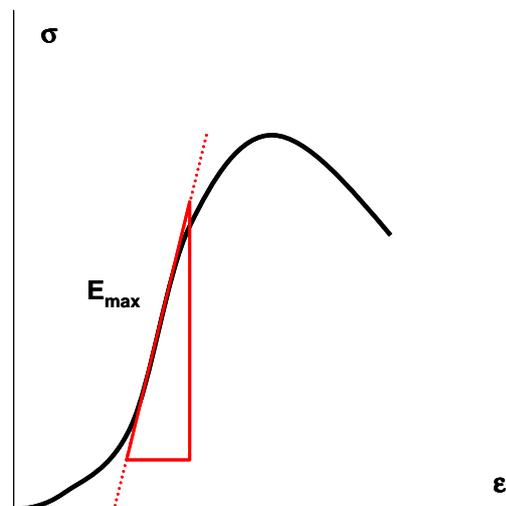


Figure 69 Méthode de détermination du module maximum E_{max}

Cette manière de procéder nous a permis de comparer les résultats chantiers et laboratoire.

5.4.4.3 Essais de compression simple avec mesures par jauges

Pour cet essai, la mesure est locale, et non globale, ce qui permet d'éviter tous les déplacements parasites tels que la mise en place et les éventuelles déformations de l'appareillage. Elle a seulement été effectuée sur le matériau du chantier de Fréjus. Elle est

réalisée à l'aide de jauges de déformation collées sur l'éprouvette et dont la résistance électrique varie au fur et à mesure qu'elles se déforment.



Figure 70 Eprouvette équipée d'une jauge de déformation

5.4.4.4 Essais de compression simple avec mesures locales

Cette méthode n'a été utilisée que pour reproduire la méthode du CSTC, c'est pourquoi nous avons suivi la norme belge de détermination du module d'élasticité statique en compression (IBN 1990). (Ganne et al. 2010) ont en effet obtenu, comme nous l'avons vu dans le chapitre 1, des modules 20 à 30 fois supérieurs en moyenne à ceux de (Jegandan et al. 2010) et aux autres, et nous voulions reproduire leur méthode pour nous assurer de la conformité des résultats.

Pour cet essai, la mesure est locale, et non globale. L'éprouvette est équipée de deux bagues : la première supporte trois capteurs de déplacements Solartron, et la pointe de ces capteurs est posée sur la seconde bague (Figure 71). Le déplacement mesuré avec cette méthode est uniquement celui de la partie centrale de l'éprouvette (de longueur L variable suivant la hauteur H de l'éprouvette, et calculée de la façon suivante : $L = H - 52,5$ mm), ce qui permet encore une fois d'éviter tous les déplacements parasites tels que la mise en place et les éventuelles déformations de l'appareillage.



Figure 71 Dispositif de mesure locale de déplacement

5.5 Essais d'ouvrabilité

L'essai que nous pratiquons pour déterminer la limite d'ouvrabilité du matériau est très fortement inspiré de la norme NF P94-052-1 pour la détermination de la limite de liquidité d'un sol au cône de pénétration. Le cône utilisé pèse 80 g, et présente une pointe qui fait un angle de 30°. Cependant, certains ajustements sont nécessaires.

5.5.1 Préparation des sols

La préparation des sols pour les essais d'ouvrabilité est strictement la même que pour la réalisation des mélanges, à savoir que les sols sont réduits en poudre et séchés, et dans le cas où l'on veut traiter un sol mixte, intimement mélangés à la main.

5.5.2 Réalisation du mélange

Pour chaque mélange, quatre fois 300 g de sol sont utilisés, pour nous permettre de réaliser quatre points de mesures à quatre teneurs en eau différentes.

Le ciment est mélangé manuellement au sol, jusqu'à ce qu'on obtienne visuellement un mélange homogène. Une quantité d'eau précise est ensuite ajoutée, et étant donné la faible quantité de mélange créée (les masses de ciment et de sol combinées sont toujours inférieures à 500 g), le mélange est réalisé manuellement en malaxant très énergiquement pendant 2 minutes. Le résultat obtenu est visuellement homogène.

5.5.3 Essai de pénétration au cône

Le mélange est ensuite mis en place délicatement dans une coupelle à bord haut, comme précisé dans la norme, c'est-à-dire sans emprisonner de bulles d'air.

La mesure de l'enfoncement du cône se fait, comme cité dans la norme, après cinq secondes d'enfoncement dans le mélange sous son propre poids.

Pour un essai conventionnel, sur un sol, une petite quantité de sol est prélevée au niveau du point d'enfoncement, pour effectuer une teneur en eau à posteriori. Cependant, comme l'on travaille avec un matériau cimentaire, aucune teneur en eau n'est réalisée après test, car la chaleur de l'étuve aurait pour effet d'accélérer la prise et donc de fausser de toute façon la mesure. La teneur en eau est donc faite à priori, et c'est une teneur en eau globale.

De même, à la différence d'un sol, le matériau ne peut pas être réutilisé pour réaliser les autres points, à cause du risque d'hydratation du ciment. Il est donc jeté, et un autre mélange est réalisé à l'identique, avec seulement une teneur en eau différente.

La première teneur en eau est choisie à partir de la limite de liquidité du mélange précédent. Ensuite, en fonction de l'enfoncement obtenu, la teneur en haut est ajusté, pour toujours obtenir des points assez espacés, compris entre 12 et 25 mm d'enfoncement, et encadrant 17 mm.

6 Conclusions

Ce chapitre présente les différentes démarches que nous avons suivies afin de répondre aux objectifs fixés au début du projet. Le programme expérimental s'est construit premièrement grâce au suivi d'un important chantier Soletanche-Bachy qui nous a permis de choisir un premier matériau de référence et de soulever l'importance de certains facteurs (tels que

l'argilosité du terrain, le dosage en ciment et la quantité d'eau ajoutée, etc.) sur les performances du traitement par ajout de ciment.

A partir des informations contenues dans la littérature, des questions posées à l'issu de ce chantier, ainsi que du chantier de Fréjus, nous avons donc pu choisir nos matériaux et les dosages.

Nous avons choisi de travailler avec une large plage de dosage en ciment, afin de pouvoir couvrir toutes les applications du Soil-Mixing : les choix de dosage sont justifiés dans ce chapitre, avec toujours aussi une optique de comparer les résultats obtenus en laboratoire à ceux des chantiers.

Nous décrivons ici de manière détaillée notre programme expérimental, en listant tous les mélanges réalisés.

Les protocoles expérimentaux ont été définis par expériences successives, en prenant également en compte les informations de la littérature que nous avons à notre disposition. Ils sont aussi décrits ici en détails, de même que les matériels utilisés.

Chapitre 3. Etude de la mise en œuvre du Soil-Mixing

1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats obtenus sur les chantiers suivis durant ce projet de recherche ainsi que la partie de notre recherche correspondant à l'étude de certains paramètres que nous avons définis comme étant une cause de la variabilité des résultats sur chantier.

Ce chapitre se décompose donc en trois parties présentant :

- les chantiers suivis au cours de ce projet,
- une étude sur l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing à très jeune âge,
- une étude en laboratoire portant sur trois causes potentielles de variabilité des résultats, qui nous a servi par ailleurs à justifier nos choix pour le protocole de réalisation et de conservation de nos matériaux.

Nous avons vu au cours de l'étude bibliographique que les différentes causes de dispersion des résultats se retrouvent sur chantier. En effet, le malaxage sur un grand linéaire n'est jamais totalement homogène, de même que les quantités de ciment et d'eau ajoutées du fait de la variabilité de l'état du sol en place. De plus, les conditions climatiques varient, ce qui influence le vieillissement du matériau. Enfin, la nature du sol sur chantier peut être très variable d'un endroit à un autre.

Grâce au suivi complet du chantier de Vémars, qui est un site limoneux, où nous avons constamment réalisé des enregistrements de paramètres machine et effectué de nombreux prélèvements de matériau frais, nous avons pu contrôler la qualité du mélange et estimer les limites de nos moyens de contrôle. En particulier, nous avons essayé d'estimer l'hétérogénéité du matériau et l'impact de celle-ci sur son vieillissement et sur la relation entre la rigidité et la résistance

Nous avons ensuite comparé ces mélanges de chantier aux mélanges parfaits de laboratoire réalisés à partir de sol vierge prélevé sur le site.

Un autre chantier de moindre ampleur, réalisé dans un sol sableux, nous a permis d'étudier l'homogénéité inter et intra colonne, de même que des conditions de cure différentes.

A partir de l'expérience acquise lors du suivi de ces chantiers, qui se sont déroulés en début de projet, plusieurs points nous ont paru importants. Nous avons donc décidé de les étudier plus en détails. Il s'agit de :

- l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing,
- la méthode de réalisation du mélange en laboratoire, et plus particulièrement des points suivants :
 - o la préparation du sol,
 - o la méthode de malaxage,
 - o la méthode de conservation des éprouvettes réalisées.

L'ouvrabilité du matériau est l'objet de la seconde partie du chapitre. C'était un des points importants du chantier de Vémars, compte tenu de la technique employée et de la nécessité d'obtenir un matériau autoplaçant. Néanmoins les essais de contrôle retenus, comme on le verra par la suite, se sont révélés inadaptés et nous n'avons donc pas pu l'étudier précisément. C'est pourquoi elle a fait l'objet d'une étude en laboratoire.

La troisième partie de ce chapitre concerne l'étude de l'impact de la méthode de réalisation et de conservation du mélange en laboratoire sur les propriétés mécaniques du sol. A la suite de l'étude bibliographique et du suivi de différents chantiers sur lesquels des cinématiques de malaxage différentes étaient utilisées, nous avons décidé de compléter l'étude par ces points. Cette étude nous a aussi permis de valider les choix que nous avons fait pour la réalisation de notre étude paramétrique.

2 Retours d'expérience chantiers

2.1 Chantier de Vémars

2.1.1 But du chantier et technique de mise en œuvre

Le but de ce chantier était de créer des tranchées de matériaux Trenchmix permettant de soutenir une couche de sol traitée destinée à soutenir des bâtiments de stockage. Ces tranchées devaient descendre jusqu'au toit de la couche de craie, située entre 2 et 4 mètres de profondeur. Le but était d'atteindre une R_C du matériau de 0,4 MPa à 28 jours.

La technique utilisée était le Trenchmix (Figure 72) par voie sèche modifiée, c'est-à-dire que le ciment était épandu sous forme de poudre dans une prétranchée et que l'injection d'eau se faisait en même temps que le malaxage, par deux buses courant sur chacun des côtés de la lame.



Figure 72 Epandeur en train d'épandre le ciment dans la prétranchée (à gauche) et trancheuse en action (à droite)

On peut voir sur la figure la machine en fonctionnement et à côté une prétranchée dans laquelle le ciment est en train d'être épandu. La boîte au niveau de l'intérimaire sert à contrôler la quantité de ciment épandu par passe.

Le chantier était séparé en deux zones, avec dans l'ordre chronologique le bâtiment 2 puis le bâtiment 1.

Ainsi 66 tranchées (numérotées de S1 à S66) de 110 m de long ont été réalisées sur l'emprise du bâtiment 2 puis 33 autres (numérotées de S1 à S33) d'une longueur variant de 90 à 320 m ont été réalisées sur l'emprise du bâtiment 1, représentant un linéaire total de 15000 mètres. La profondeur moyenne de traitement était comprise entre 2 et 3 mètres, avec un maximum à 4 mètres.

2.1.2 Situation géographique et types de sol rencontrés

Vémars se situe à 5 kilomètres au nord-est de l'aéroport Charles de Gaulle, à proximité de l'autoroute A1 (Figure 73).



Figure 73 Positionnement des bâtiments à l'autoroute A1

Le sol traité est un limon des plateaux classé A1 et A2 d'après le G.T.R., les trois valeurs au bleu ayant été effectuées par le bureau d'étude commissionné par le maître d'oeuvre sont comprises entre 2 et 4, ce qui traduit une faible argilosité.

Comme pour la VBS, la granulométrie varie sur le chantier, comme on peut le voir sur la Figure 74. La courbe labo 1 correspond à la courbe granulométrique effectuée avant la réalisation des travaux. L'échantillon a été prélevé sur l'emprise du bâtiment 2, sans plus de précision. La courbe labo 2 correspond à celle du limon de Vémars utilisé pour les essais de laboratoire et présentée dans le chapitre 2. Nous avons prélevé l'échantillon aux alentours de la tranchée S24, près du point 0. Le pourcentage d'argile sur ces deux courbes varie de 10 à 30 %, ce qui peut expliquer les variations de VBS.

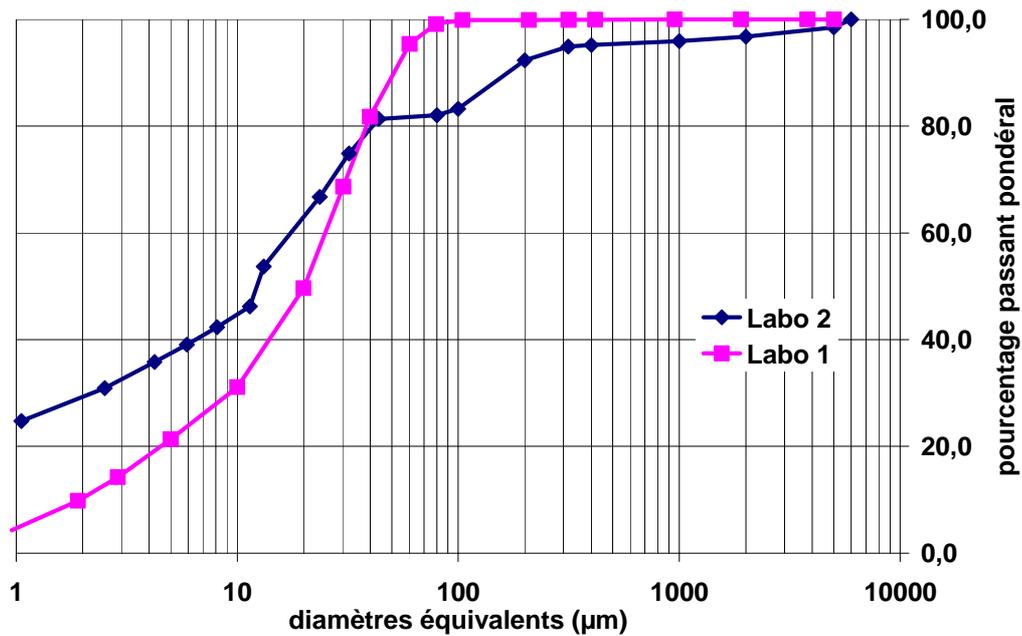


Figure 74 Courbes granulométriques de 2 prélèvements sur le site de Vémars

La teneur en eau du sol déterminée lors des essais préliminaires était de 17% en moyenne (sur 4 mesures). C'est cette valeur qui a été retenue par la suite.

2.1.3 Paramètres de chantier

Les paramètres enregistrés sur ce chantier afin de contrôler la production du matériau Soil-Mixing sont les suivants :

- Profondeur de traitement,
- Dosage en ciment,
- Affaissement au cône d'Abrams (slump),
- Teneur en eau,
- Paramètres machine :
 - o Débit d'eau,
 - o Vitesse de rotation de la chaîne,
 - o Vitesse d'avancement,
- Résistance de pointe dynamique et statique.

En effet, tous ces paramètres revêtent une grande importance pour le contrôle de la qualité du matériau.

La profondeur de traitement est liée directement au dosage en ciment : si l'opérateur traite plus en profondeur, le dosage diminue puisqu'un plus grand volume de sol est traité. La

mesure de la teneur en eau du matériau, effectuée au four à micro-ondes, nous permet d'évaluer le C/E final réel obtenu. Le slump (réalisé au cône d'Abrams), comme nous le verrons par la suite, était une tentative de contrôler l'ouvrabilité du matériau. Les paramètres machines nous permettent de calculer le C/E sur l'ensemble du chantier, et nous donnent une indication sur l'impact du malaxage sur le matériau final. Des essais au pénétromètre dynamique léger ont été réalisés pour nous permettre de suivre l'évolution de la prise du matériau in situ.

Il existe naturellement des incertitudes sur certaines de ces mesures : par exemple, la profondeur de traitement est évaluée visuellement par l'opérateur machine, en fonction de l'enfoncement de sa lame. Le Tableau XXII récapitule les différentes incertitudes de ces paramètres, ainsi que les fréquences et le type de mesure.

Tableau XXII Récapitulatif des incertitudes liées aux paramètres de contrôle

Paramètre	type de mesure	Fréquence de la mesure	Type de l'incertitude	Estimation de l'incertitude
Profondeur de traitement	visuelle	mesure en continu		50 cm
Dosage en ciment	pesage	?		1 kg
Slump	cône d'Abrams	1 par tranchée minimum		2 cm
Teneur en eau	Micro-onde pesage	1 par tranchée minimum	Erreur sur les poids mesurés à la balance	Inférieure au %
Débit d'eau	système d'acquisition	mesure en continu	dépend de la rotation de la roue	n'enregistre pas si marche arrière, ou terrain trop gras
Vitesse de rotation de chaîne	système d'acquisition	mesure en continu	dépend de la rotation de la roue	n'enregistre pas si marche arrière, ou terrain trop gras
Vitesse d'avancement	système d'acquisition	mesure en continu	dépend de la rotation de la roue	n'enregistre pas si marche arrière, ou terrain trop gras
q_d	Pénétromètre dynamique léger	1 tous les 400 m minimum	Localisation dans la tranchée, frottement sur les tiges	Impossible à évaluer

2.1.4 Dosage en ciment

Le dosage en ciment avait été fixé à 140 kg/m^3 conjointement par le bureau d'études et le laboratoire interne. Sur le chantier, il dépend du nombre de passes effectuées par l'épandeur (à raison de 23 kg par mètre linéaire en moyenne) et de la profondeur traitée.

L'hypothèse que tout le ciment épandu dans la prétranchée a été consommé est faite (cf. Figure 72). L'excavation sur une tranchée a montré que pour la zone concernée il n'existe pas de couche de ciment pur sur les cotés de la prétranchée. On peut observer sur la Figure 75 une couche de ciment, négligeable. (Cette figure montre la jonction de la tranchée et de la prétranchée dégagée).

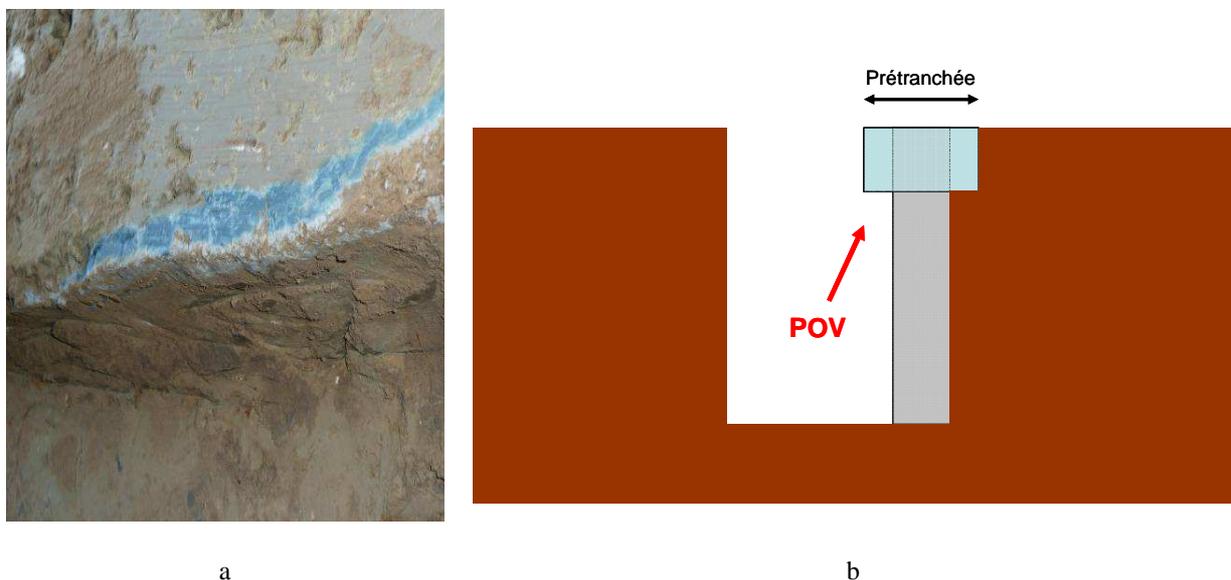


Figure 75 Vue de dessous de la jonction tranchée - prétranchée

La Figure 76 montre sur une vue en plan simplifiée les zones pour le bâtiment 2 où le dosage en ciment est supérieur à 140 kg/m^3 , consigne du laboratoire. Le dosage est calculé en divisant la quantité de ciment épandu par le volume de la tranchée, mètre par mètre.

Sur le bâtiment 2, on observe que 43% de la surface a été traitée avec moins de 140 kg de ciment par m^3 alors que sur le bâtiment 1, 53% de la surface du bâtiment 1 a été traitée avec moins de 140 kg de ciment par m^3 .

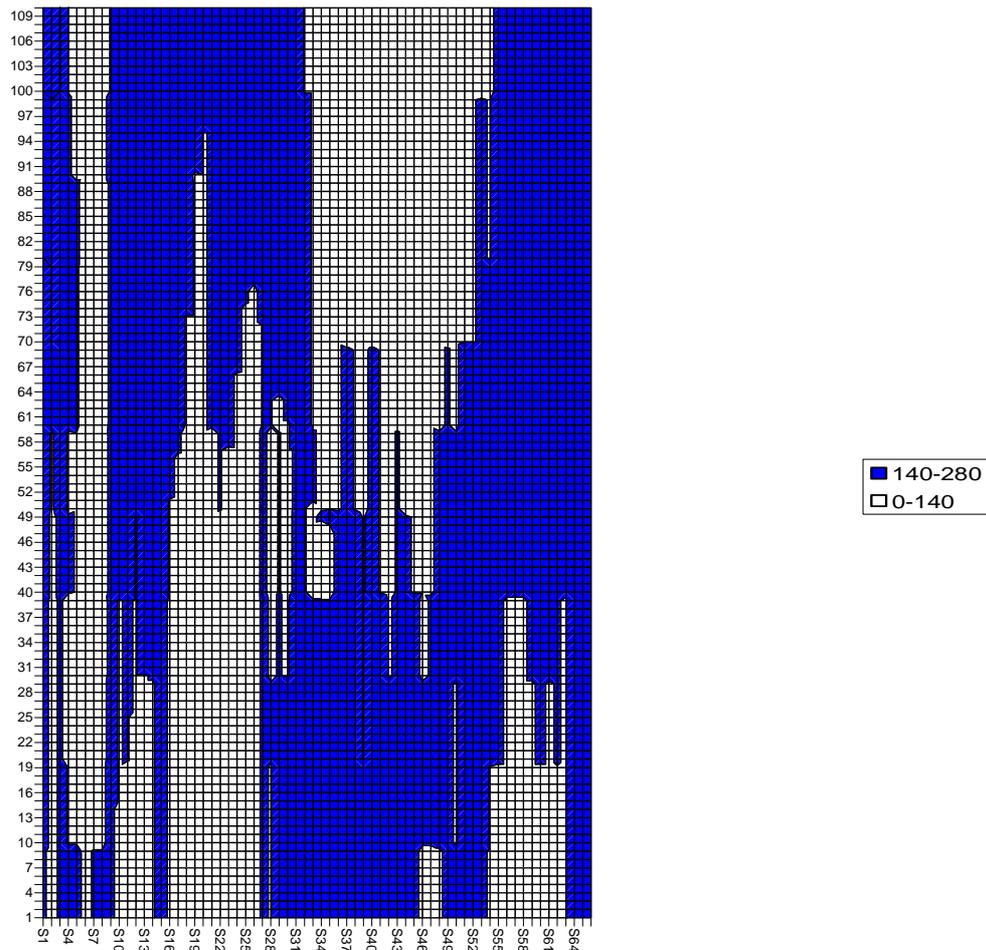


Figure 76 Représentation en plan des zones traitées avec moins de 140 kg/m^3 de ciment sur le bâtiment 2

2.1.5 Essais d'affaissement et teneurs en eau

Il y a eu 42 points de prélèvements où l'affaissement et la teneur en eau du matériau ont été mesurés simultanément à l'arrière de la machine (58 pour le slump et 46 pour la teneur en eau). Le slump est l'affaissement du matériau sur lui-même : c'est un essai développé pour le béton que l'on réalise à l'aide d'un cône de base de diamètre 20 cm, de diamètre haut 10 cm et de hauteur 30 cm (dit cône d'Abrams). Le laboratoire de l'entreprise préconisait au démarrage du chantier un slump compris entre 12 et 18 cm afin de garantir que le matériau était autoplacant et donc que l'ouvrage était continu et ne présentait pas de défauts de réalisation. Comparativement, pour un béton cette gamme d'affaissement correspond à une consistance très plastique à fluide ce qui correspond bien à notre besoin d'avoir un matériau autoplacant.

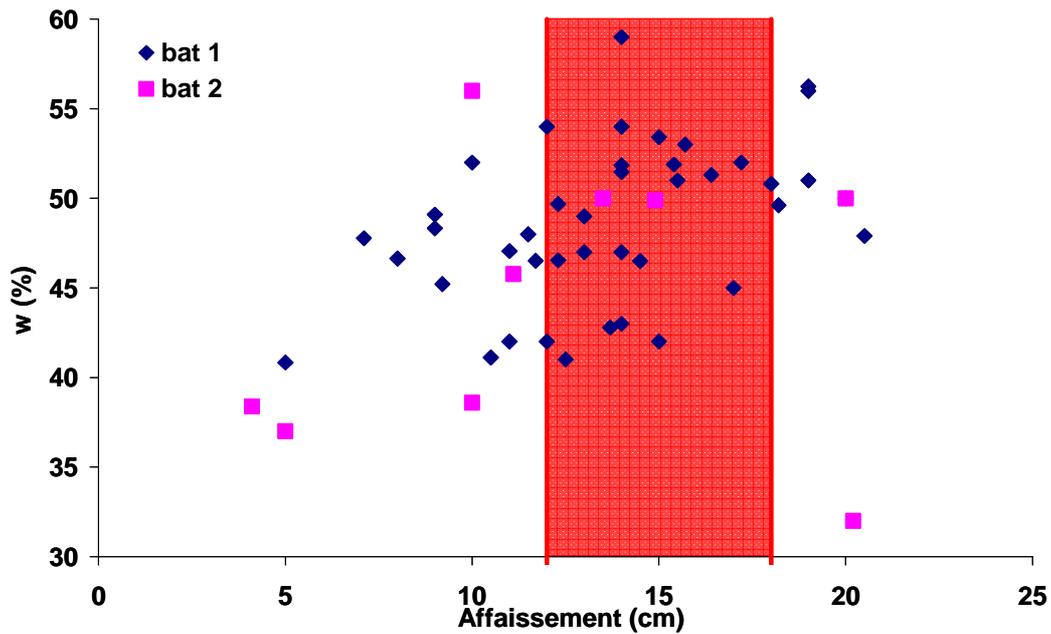


Figure 77 Relation teneur en eau – affaissement

On observe tout d’abord que les résultats de ces essais sont très dispersés, pour la teneur en eau, le minimum mesuré était de 32 % et le maximum de 59 % (Figure 77). La valeur moyenne était de 47,5 %. En ce qui concerne la valeur d’affaissement, les valeurs variaient de 4 à 20 cm, avec une moyenne à 13,3 cm.

Le Tableau XXIII montre que les valeurs entre les bâtiments 1 et 2 diffèrent légèrement, avec des mélanges plus secs et plus consistants (affaissement moins grand) en moyenne sur le bâtiment 2.

Tableau XXIII Valeurs moyennes, minimales et maximales d’affaissement et de teneur en eau mesurées sur les deux bâtiments

Bâtiment	-	Affaissement (cm)	w (%)
1	moyenne	13,81	48,10
	max	20,50	59,00
	min	5,00	36,00
	écart type	3,16	4,80
2	moyenne	11,62	44,18
	max	20,20	56,00
	min	4,10	32,00
	écart type	4,92	7,97

Aucune relation de cause à effet ne semble exister entre ces deux paramètres. Trois causes possibles peuvent être avancées :

- l'argilosité du terrain : si le matériau a une proportion plus élevée en fines, le slump sera plus petit sans que la teneur en eau diminue,
- l'essai de Slump non adapté à l'évaluation de l'ouvrabilité dans le cas des sols fins,
- le problème de malaxage.

On peut toutefois conclure en première approche que la quantité d'eau injectée et la consistance du mélange sont difficilement contrôlées in situ.

2.1.6 Paramètres machine

Les paramètres de réalisation mesurés sont enregistrés en temps réel par un système d'enregistrement de paramètres de marque LUTZ.

Les paramètres enregistrés sont :

- le temps,
- la vitesse d'avancement,
- la vitesse de rotation de la chaîne,
- la distance parcourue,
- le débit d'eau.

Il est à noter que souvent, la longueur de tranchée enregistrée n'était pas égale à la longueur de tranchée réalisée (ce qui explique les valeurs nulles sur les figures en plan des bâtiments qui suivent) et que l'enregistrement des données pour certaines tranchées n'a pas été réalisé, d'où les zones blanches sur les figures. Ceci est dû au blocage de la roue utilisée pour mesurer l'avancement. En effet l'immobilisation de cette roue entraîne un arrêt de l'enregistrement.

2.1.6.1 Débit d'eau

Le débit d'eau est en général constant pendant toute la réalisation de la tranchée et égal à 350 L/min (sauf dans le cas des tranchées refaites où le débit est plus faible mais toujours constant), comme on peut le voir sur la Figure 78.

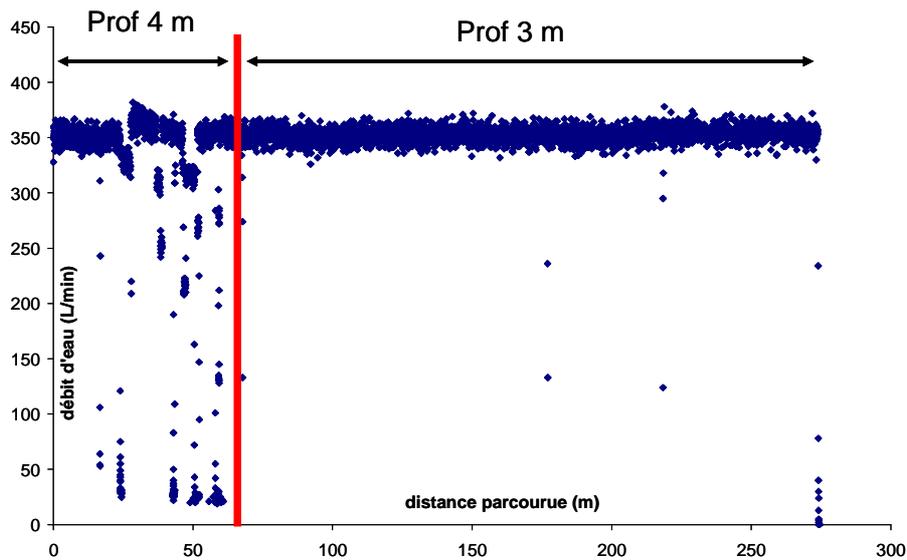


Figure 78 Débit d'eau en fonction de la distance parcourue (tranchée 1 du bâtiment 1)

Les variations brusques observées sur la partie traitées à 4 m de profondeur sont dues à des arrêts de la machine voire à des marches arrière décidées par l'opérateur, peut être dues à des remontées de la couche de craie. La variation de profondeur de traitement à partir de 70 mètres n'est pas due à une trop grande difficulté de traitement, mais à des consignes. En effet, l'horizon de craie sur lequel les tranchées devaient reposer remonte à partir de cet endroit.

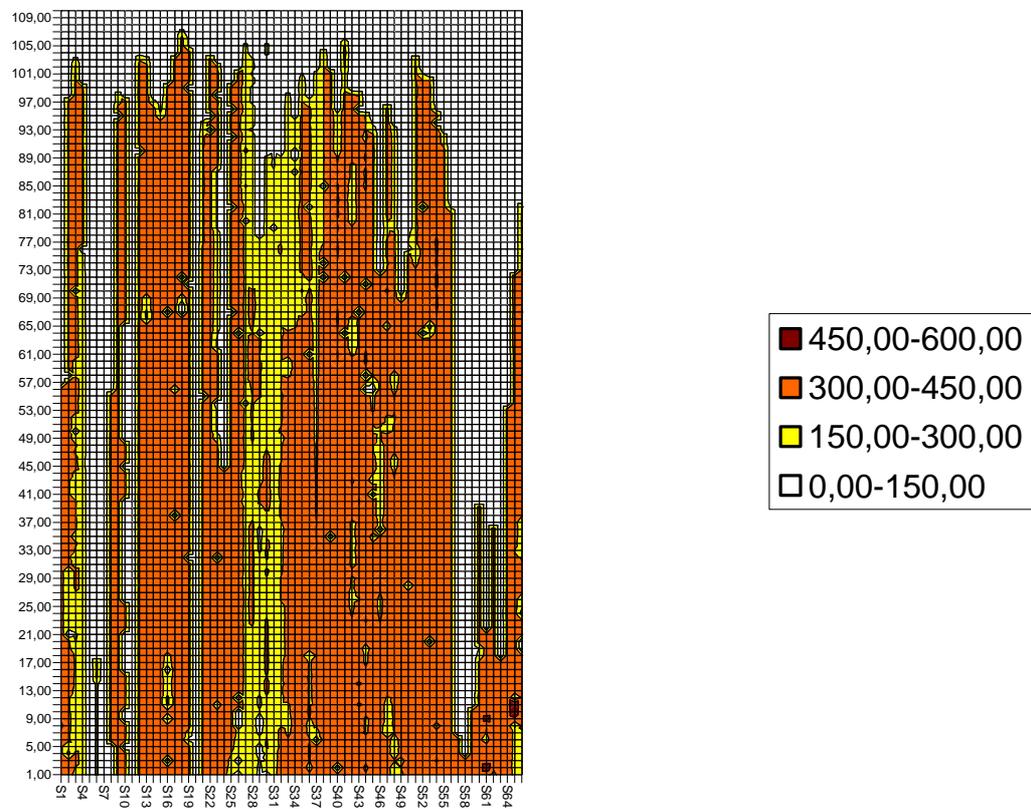


Figure 79 Représentation de la variation du débit d'eau sur le bâtiment 2

La Figure 79 montre que le débit d'eau est quasiment constant sur tout le chantier, et que ce paramètre ne devrait donc pas jouer un rôle important dans la qualité du malaxage.

2.1.6.2 Vitesse de rotation de la chaîne

La vitesse de rotation de la chaîne reste relativement constante à part quelques arrêts sur le linéaire de la tranchée comme on peut le voir sur la Figure 80. La vitesse de rotation de la chaîne n'a donc pas d'influence sur la qualité du mélange.

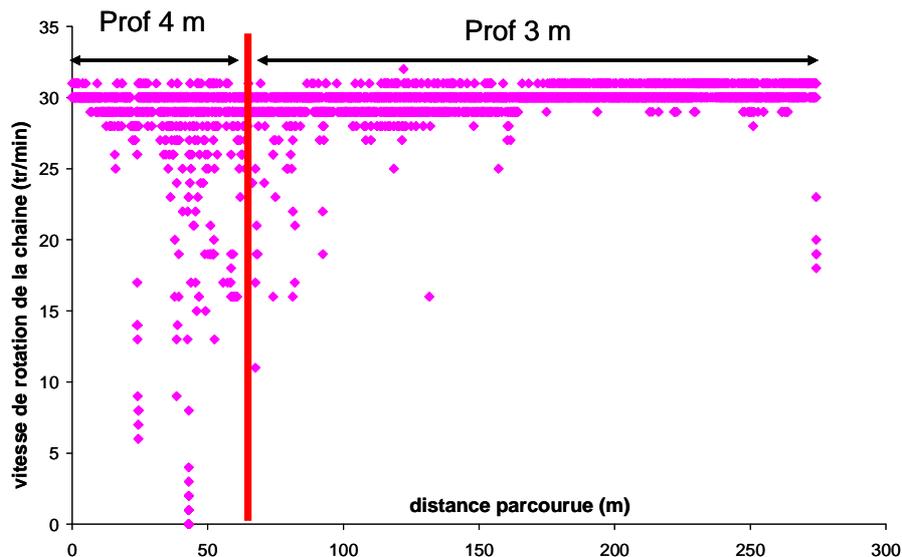


Figure 80 Vitesse de rotation de la chaîne en fonction de la distance parcourue (tranchée 1 du bâtiment 1)

2.1.6.3 Vitesse d'avancement de la machine

La vitesse d'avancement est le seul paramètre enregistré par le boîtier Lutz pour lequel on observe une variation notable au cours du temps : c'est donc le seul paramètre qui intervient sur l'homogénéisation du mélange. Sur la Figure 81, on remarque sur les 200 premiers mètres de la tranchée, la vitesse d'avancement varie entre 40 et 50 m/h, mais que sur les 60 derniers mètres elle augmente fortement, aux alentours de 80 m/h.

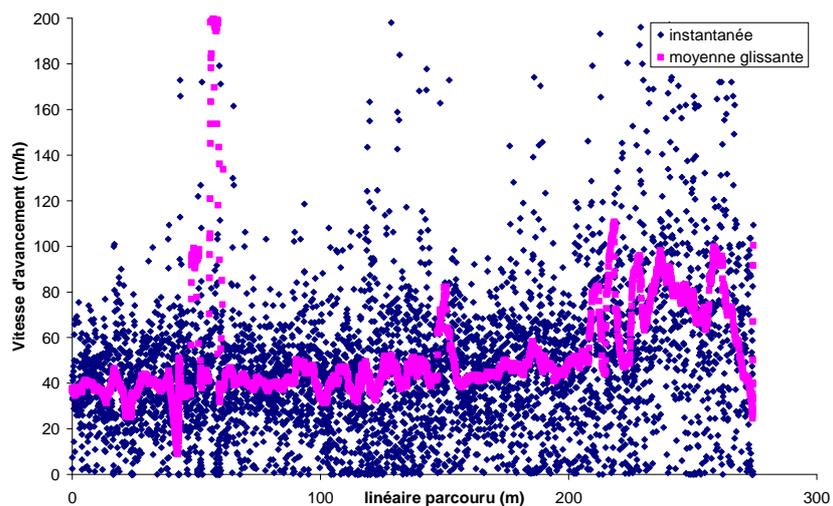


Figure 81 Vitesse d'avancement en fonction de la distance parcourue (tranchée 1 du bâtiment 1)

On voit sur la Figure 82 que la vitesse d'avancement sur le bâtiment 2 est très variable, avec une moyenne de 112 m/h. Les vitesses sont aussi dispersées sur le bâtiment 1, bien que moins élevées, avec une vitesse moyenne de 60 m/h.

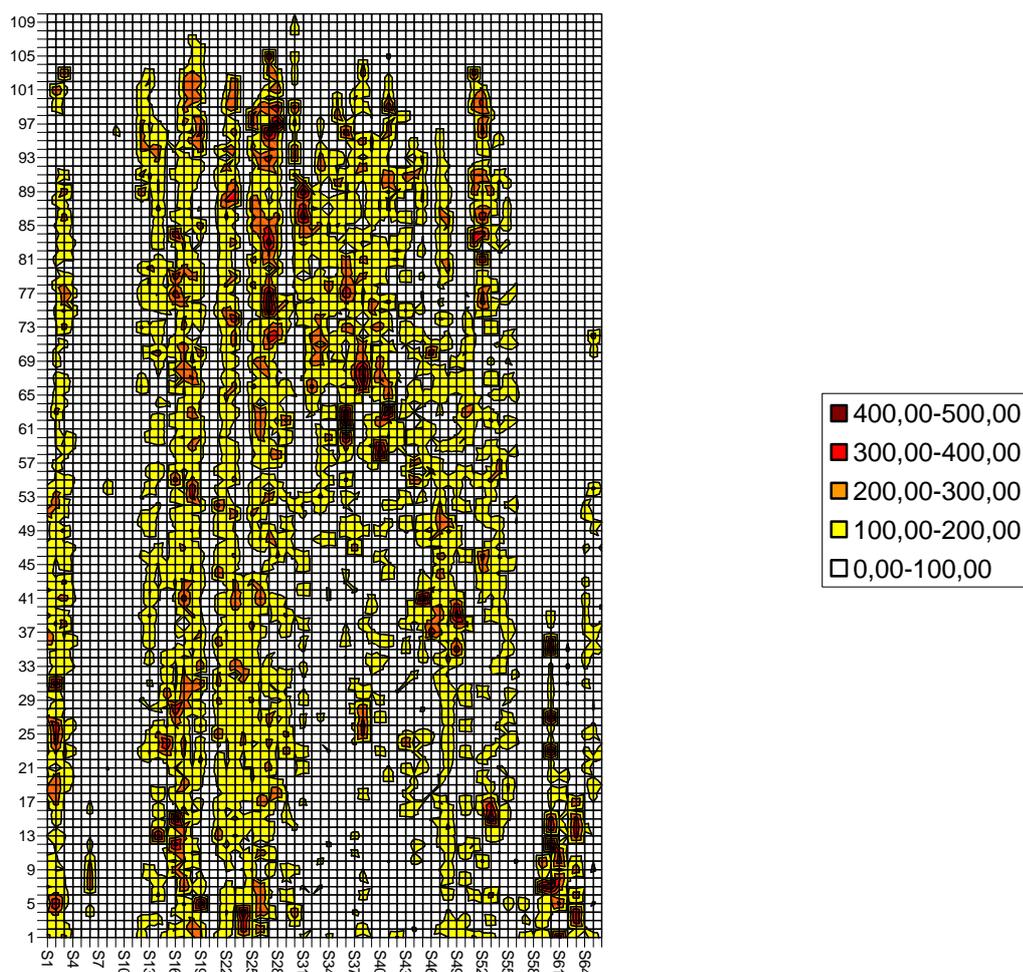


Figure 82 Représentation de la variation de la vitesse d'avancement sur le bâtiment 2

A partir du débit d'eau Q enregistré et de la vitesse d'avancement de la machine V_A , il est possible d'évaluer le volume d'eau injecté par m^3 de sol traité (en prenant une longueur de 1 m au niveau du point de prélèvement, la profondeur notée par l'opérateur et une largeur de 0,4 m).

Il en découle que :

- le volume d'eau par m^3 de terrain à traiter est d'autant plus faible que la profondeur de tranchée est importante
- une augmentation ou une diminution de la vitesse d'avancement augmente ou diminue la quantité d'eau injectée.

2.1.6.4 Calcul du $C/E_{machine}$

La quantité de ciment épandu étant elle aussi connue, on peut calculer un $C/E_{machine}$. Ce C/E dépend de la vitesse d'avancement.

Il est calculé de la manière suivante :

$$\frac{C}{E} = \frac{C}{W_{Sol} + W_{machine}} = \frac{C}{W_{Sol} + \frac{Q}{t}}$$

Avec Q le débit d'eau en m^3/h et t le temps passé par la machine sur chaque mètre linéaire.

On peut représenter cette équation (Figure 83). On remarque, en superposant les valeurs des C/E mesurées, que la majorité des C/E mesurés par mesure de la teneur en eau se place sur la courbe.

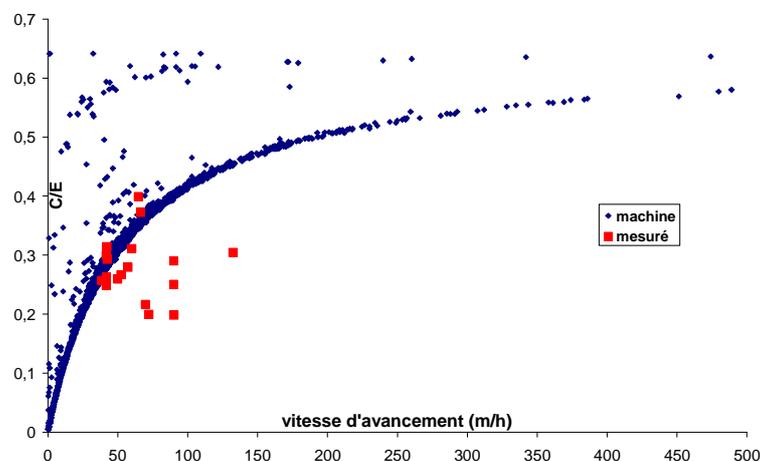


Figure 83 Relation C/E machine – vitesse d'avancement et comparaison avec le C/E mesuré

Le C/E moyen sur le bâtiment 1 était de 0,26 tandis que sur le bâtiment 2 il était de 0,32. Les résistances attendues, à dosage et sol égal, devrait donc être plus grandes sur le bâtiment 2 que sur le bâtiment 1.

La Figure 84 représente la variabilité du rapport C/E_{machine} sur le bâtiment 2.

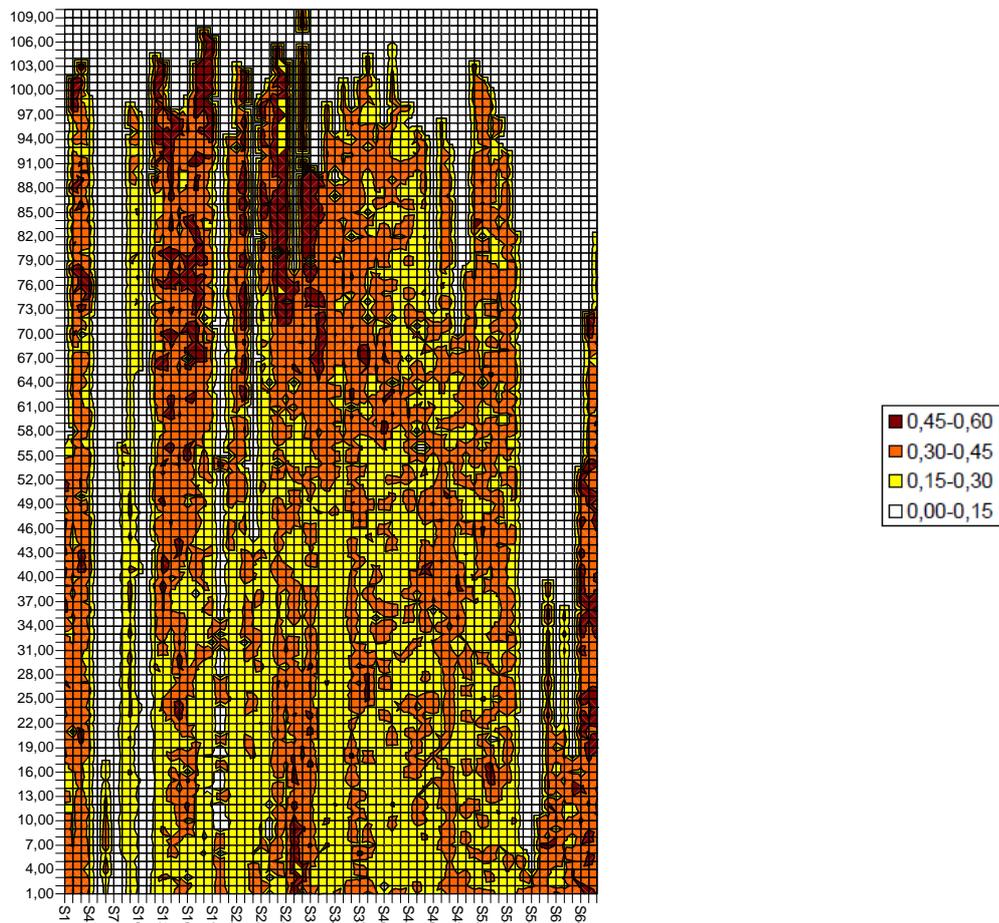


Figure 84 Représentation de la variation du C/E machine sur le bâtiment 2

Toutes ces mesures et tous ces enregistrements prouvent qu'il existe une grande variabilité du matériau due non seulement à la variabilité du terrain, mais aussi à au manque de pilotage du débit d'eau par la résistance la résistance du sol. En effet, la quantité d'eau injectée dans le mélange est directement dépendante de la vitesse d'avancement de la machine. Or si le sol offre une résistance plus élevée qu'à l'accoutumée, l'opérateur va passer plus de temps pour obtenir un résultat satisfaisant, sans toutefois changer le débit d'eau, comme on a pu le voir. Ce chantier nous a donc permis, par l'analyse des éléments de contrôle à notre disposition lors de la réalisation du matériau, que la technique de réalisation et le contrôle des paramètres sont au moins aussi importants que l'hétérogénéité du sol en ce qui concerne l'homogénéité du

mélange. De plus il semble que l'essai de slump ne soit pas adapté aux sols fins : il ne permet donc pas de caractériser l'ouvrabilité du matériau.

2.1.7 Essais de pénétration statique et dynamique

Des essais au pénétromètre statique réalisés à partir d'un camion selon la norme NF P94-113 (AFNOR 1996) par un prestataire extérieur ont permis de vérifier la concordance des résultats obtenus au pénétromètre dynamique léger (Figure 85) et ainsi de justifier son emploi pour le suivi de ce chantier.

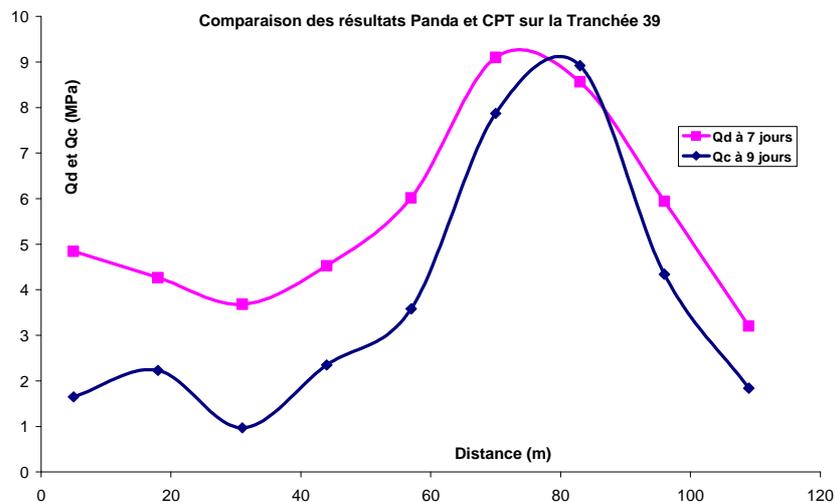


Figure 85 Comparaison des résultats au pénétromètre statique et et au pénétromètre dynamique sur la tranchée 39 du bâtiment 2

Un profil des résistances d'une tranchée a été analysé à partir des enregistrements de paramètres de la trancheuse et d'essais au pénétromètre dynamique léger PANDA (NF XP P 94-105). Cette tranchée avait une longueur de 110 mètres et une profondeur de trois mètres. Neuf essais au pénétromètre dynamique ont été réalisés le long de cette tranchée jusqu'à une profondeur de 2,5 mètres (ou jusqu'au refus) à quatre dates différentes (à 1, 2, 3 et 7 jours après réalisation de la tranchée). A chaque date, le point de l'essai était décalé de 0,5 mètre tout en étant situé au centre de la tranchée afin de tester un matériau intact à chaque essai.

La Figure 86 reproduit ces profils confrontés aux graphiques du débit d'eau injecté et de la vitesse d'avance de la foreuse. On observe que le débit d'eau injecté est constant tout au long de la tranchée. La vitesse d'avancement est constante (en moyenne) sur les 70 premiers mètres de la tranchée puis varie et est globalement plus élevée. Par conséquent, le malaxage sur la seconde partie de la tranchée est de moins bonne qualité puisque la vitesse est variable et élevée. D'autre part, le volume d'eau injecté dans le sol sur la seconde moitié de la tranchée

est plus faible. La quantité de ciment introduite pour le mélange étant identique pour toute la longueur de la tranchée, on en déduit que le C/E est constant sur la première partie de la tranchée tandis qu'il est variable et plus élevé sur la seconde partie de la tranchée (au regard du débit d'eau constant et de la vitesse d'avancement plus rapide).

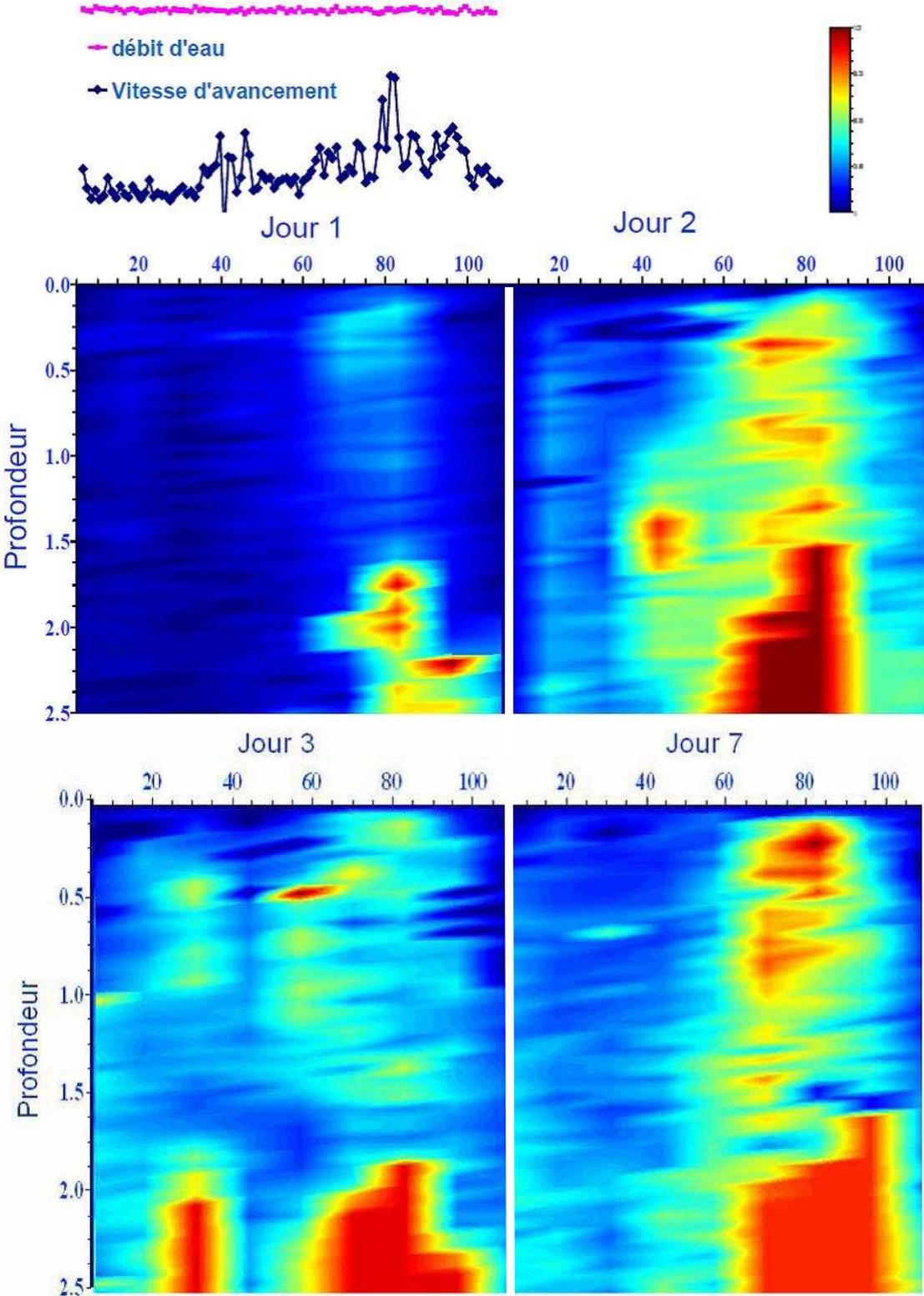


Figure 86 Evolution de la résistance de la tranchée 39 dans le temps et confrontation avec les paramètres de production

Les profils de résistance réalisés à partir des essais de pénétration dynamique montrent une homogénéité des résistances sur la première moitié de la tranchée et une variabilité de celles-ci sur la seconde moitié. On remarque en particulier l'apparition de zones de résistances plus élevées. Les profils à différents âges indiquent que ces zones de résistances variables présentent un développement des résistances différent en fonction du temps. La confrontation des enregistrements de paramètres et des profils de résistance met en évidence le fait que là où les consignes de malaxage et de d'injection d'eau sont respectées, la tranchée présente un profil continu et homogène. En revanche, dès que ces consignes ne sont plus respectées (dans le cas présenté, la vitesse d'avancement n'est plus constante et est plus rapide, ce qui implique une quantité d'eau injectée plus faible et donc une moins bonne ouvrabilité du matériau), on observe l'apparition d'hétérogénéités dans la tranchée (qui dans le cas présenté se caractérisent par la formation de points durs). C'est pourquoi cette technique de malaxage de sol-ciment in situ nécessite un système de supervision précis et efficace qui permet de se conformer en temps réels aux spécifications requises en termes de malaxage (vitesses d'avance et de rotation) et d'injection d'eau (ou de coulis dans le cas de la méthode humide).

2.1.8 Etude du matériau chantier en laboratoire

Dans cette partie, nous présentons les observations et résultats des essais de laboratoire réalisés sur les échantillons prélevés sur le chantier de Vémars.

Des échantillons ont été prélevés en tête de tranchée pour des essais de compression simple. Ces prélèvements n'ont pu être réalisés qu'en surface (zone qui est appelée spoil par les auteurs de la bibliographie (Ganne et al. 2010)), et ensuite placés dans des moules 11*22 cm (en suivant un protocole bien défini qui consistait à remplir le moule en trois fois avec piquage du matériau à chaque couche afin d'éviter l'emprisonnement de bulles d'air) jusqu'à la date prévue de l'essai.

2.1.8.1 Observations

Pour essayer d'évaluer l'homogénéité des éprouvettes réalisées sur chantier, la surface de rupture de toutes les éprouvettes était aspergée de phénolphtaléine après essai afin de faire ressortir les éventuelles inclusions de sol non traité. La phénolphtaléine est en effet un réactif utilisé pour déterminer l'avancement du front de carbonatation sur un béton (Villain et al.

2000). Incolore pour un pH inférieur à 8, elle tourne au rose violet pour un pH supérieur. Un ciment hydraté étant très basique ($\text{pH} > 11$), on peut espérer observer grâce à ce réactif des zones non traitées au ciment, et donc avec un pH plus bas (Szymkiewicz et al. 2010). Des inclusions de limon pur ont pu être observées, mesurant jusqu'à 3 cm de diamètre et délimitées par les marques bleues sur la Figure 87. Ces inclusions sont représentatives de la qualité de la mouture obtenue par l'action de la chaîne de la trancheuse.

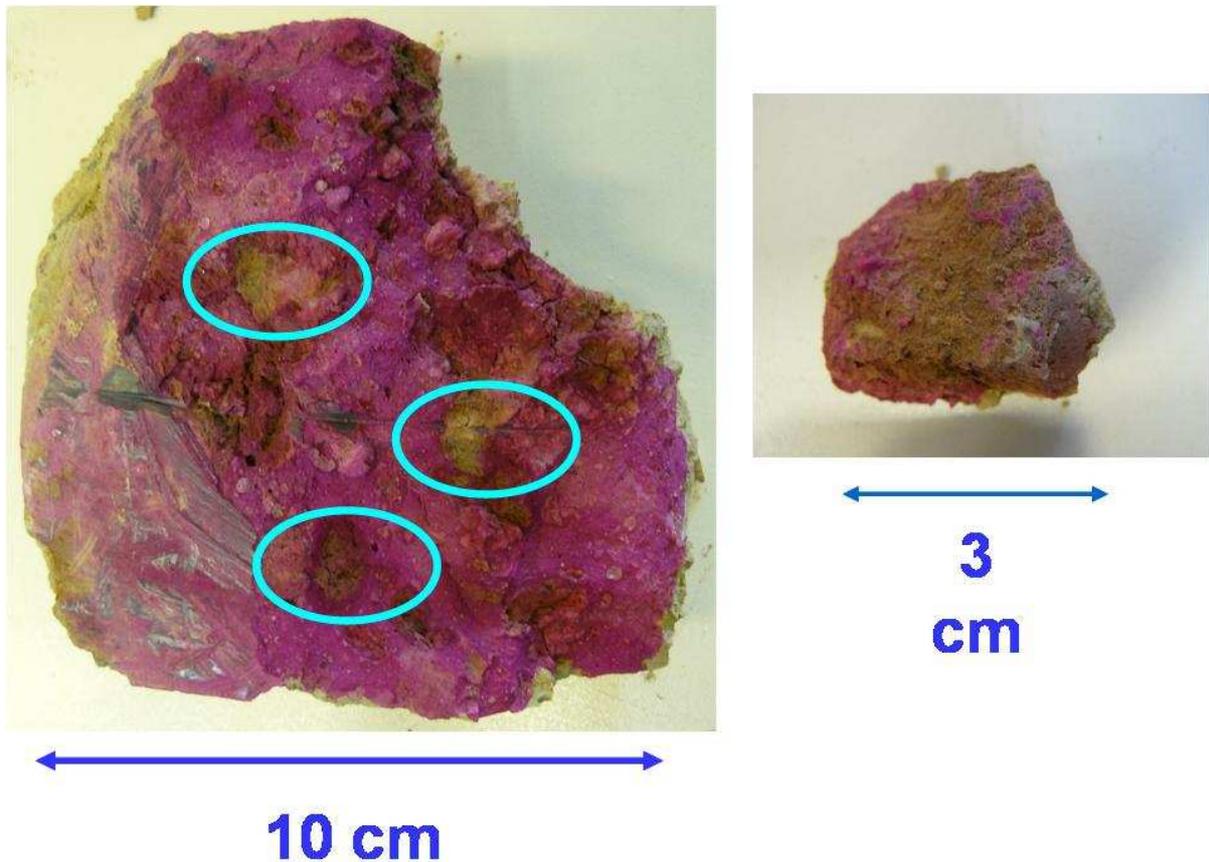


Figure 87 Inclusions de limon non traité sur une éprouvette chantier (à gauche) et détail d'une inclusion (à droite)

2.1.8.2 Essais de compression simple

De nombreux essais de compression ont été réalisés à tous âges sur les éprouvettes de matériau prélevé, ce qui nous a permis de déterminer les relations entre les résistances à chaque âge, ainsi que la relation entre le module et la résistance.

25 séries de prélèvements, dont les résultats dépassaient l'objectifs des 0,4 MPa à 28 jours, nous ont permis de suivre le développement de la résistance jusqu'à au moins 28 jours sur ce chantier, en fonction du dosage en ciment, que nous avons pu déterminer pour ces points. Les résultats qui sont ensuite présentés ne se limitent toutefois pas à ces 25 séries, et c'est pour

cela que plus de 25 points sont parfois visibles. Le Tableau XXIV indique le dosage en ciment de ces 25 points de prélèvements, ainsi que les résultats des essais de compression à 28 jours (les valeurs sont des moyennes de trois essais).

Tableau XXIV Récapitulatif de la résistance à 28 et 90 jours sur 25 points de prélèvement

Réf	C (kg/m ³)	R _{C28} (kPa)	R _{C90} (kPa)
1	149	1570	5310
2	134	680	-
3	104	2120	-
4	119	560	1670
5	150	1740	2300
6	125	710	1030
7	125	520	1460
8	156	770	1780
9	138	490	1060
10	115	1330	2710
11	181	830	1780
12	183	920	1650
13	168	910	-
14	222	930	-
15	217	1160	-
16	200	1990	-
17	158	570	1470
18	158	780	1900
19	153	630	1110
20	158	460	1130
21	158	410	1020
22	158	560	1400
23	158	550	1170
24	158	430	790
25	158	1320	1740

On peut voir sur la Figure 88, qui représente les évolutions de résistance des échantillons de ces 25 séries de prélèvements, que toutes les courbes suivent la même tendance, à savoir qu'elles atteignent un palier à 90 jours. Toutefois, il est clair que la résistance et son développement ne sont pas fonction du dosage en ciment : c'est en effet une série dosée à 104 kg/m³ qui présente la plus grande résistance à 28 jours, et les 9 séries dosées à 158 kg/m³ présentent des résistances qui varient de 410 à 1320 kPa à 28 jours.

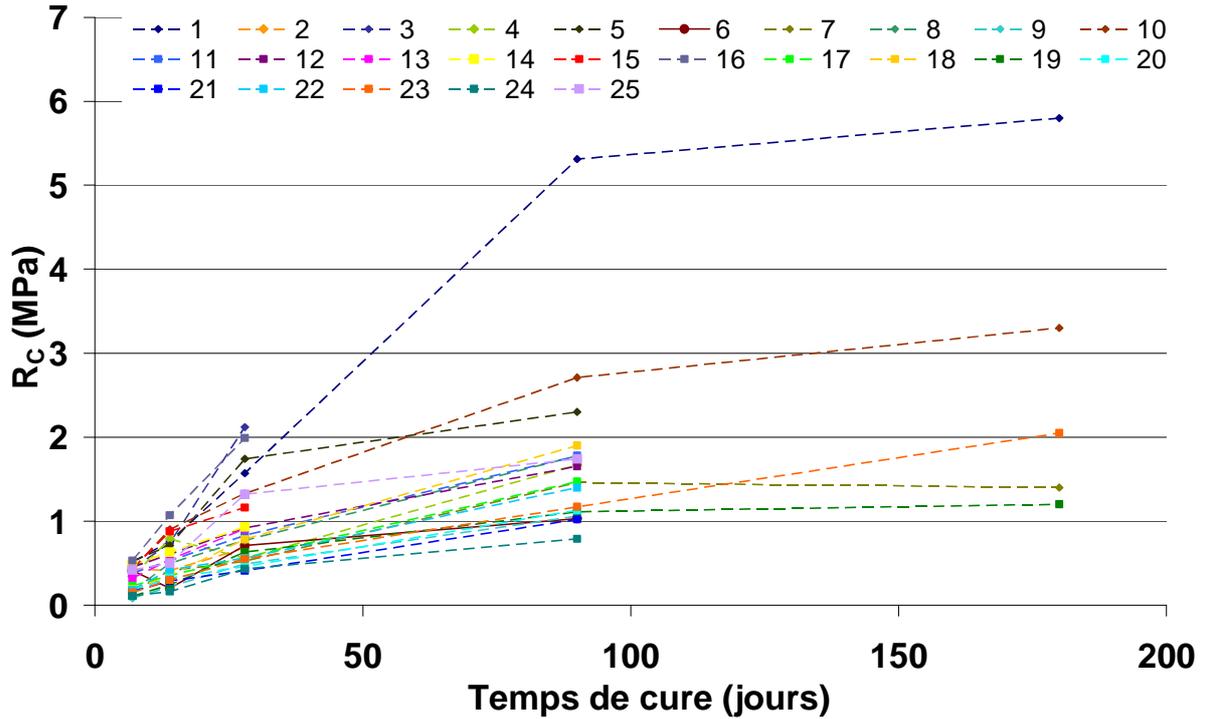


Figure 88 Evolution de la résistance en fonction du temps pour les 25 séries

La Figure 89 nous montre qu'il existe une relation linéaire entre les résistances à 7 jours et celles à 14 jours, quelle que soit la résistance du matériau. La résistance à 14 jours est 1,6 fois plus grande que la résistance à 7 jours. Les points représentés sont ceux obtenus à partir de prélèvements effectués sur le bâtiment 1. La relation est la même sur le bâtiment 2, avec toutefois une plus grande dispersion. L'hétérogénéité du matériau n'affecte pas la relation. Le matériau vieillit donc à jeune âge de la même manière, quelque soit sa composition.

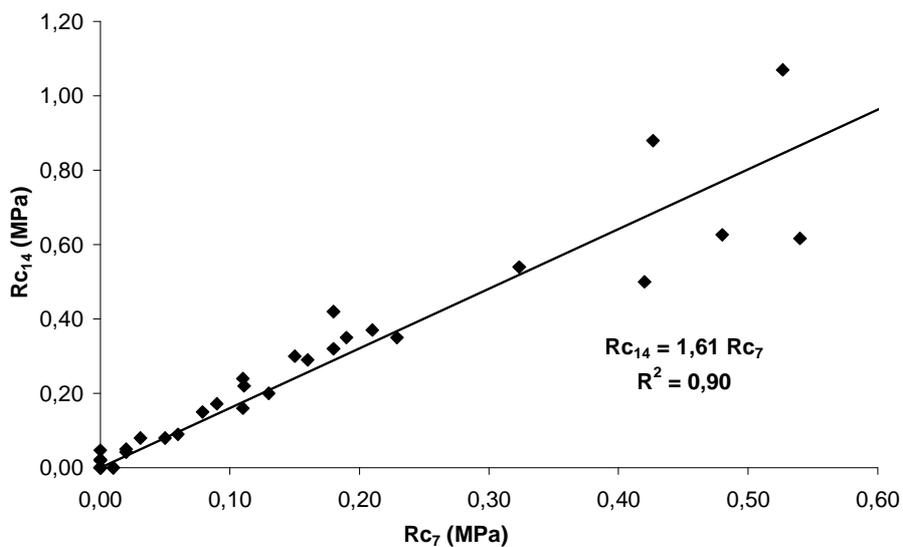


Figure 89 Relation $R_{C14} - R_{C7}$ pour des mélanges in situ

La relation entre le module E_{\max} et la résistance (à tous les âges) est visible sur la Figure 90. Il faut noter que pour des raisons pratiques le module pour ce chantier n'a pas été déterminé selon les méthodes décrites dans le chapitre 2, mais en suivant la ligne de plus grande pente de la courbe contrainte déformation : il s'agit donc d'un module maximum. On remarque qu'elle est linéaire, avec un module un peu supérieur à 200 fois la résistance. C'est un résultat conforme à ceux de la littérature, comme on a pu le voir dans le chapitre 1. Encore une fois, les différences de composition du matériau (sol, dosage en ciment, C/E) ne semblent pas influencer la relation.

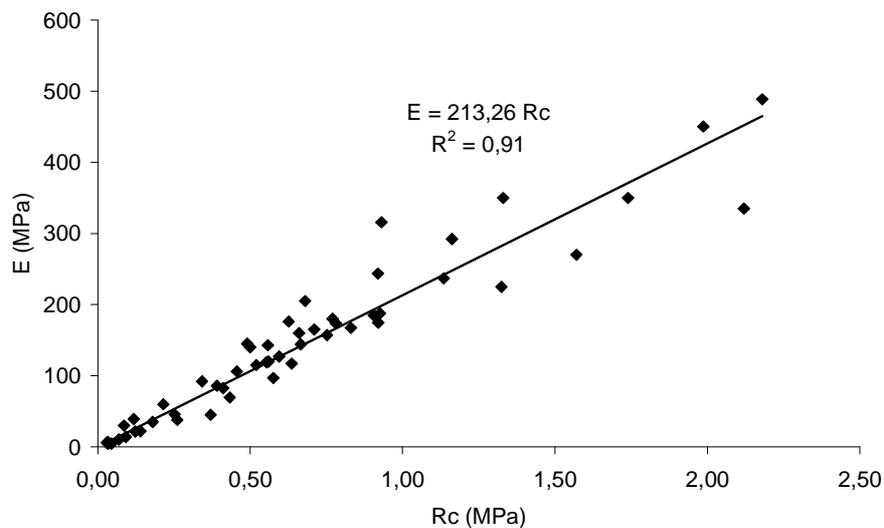


Figure 90 Relation E_{\max} – R_C pour des mélanges in situ

2.1.8.3 Comparaison avec les mélanges réalisés en laboratoire sur des sols similaires

Dans cette partie, nous comparons les résultats présentés précédemment à ceux obtenus sur des mélanges parfaits, réalisés en laboratoire avec un malaxeur Hobart à partir d'un échantillon de sol prélevé sur Vémars (cf. chapitre 2 pour sa description) et d'un échantillon de limon d'Ablaincourt (cf. chapitre 2). Ces 2 sols représentent les limites hautes et basses en matière d'argilosité sur le terrain, comme nous l'avons vu précédemment.

En comparant les courbes de la Figure 88 à celles de la Figure 91, qui représentent les courbes d'évolutions des résistances des mélanges de laboratoire, on voit que tous les résultats chantier s'inscrivent entre les résultats des mélanges extrêmes réalisés en laboratoire, c'est-à-dire le mélange C210-C/E 0,30 pour la borne haute et le mélange C140-C/E 0,15 pour la borne basse, même s'il n'existe pas sur chantier, certainement à cause des hétérogénéités observées précédemment, une relation aussi claire entre la résistance et le dosage en ciment.

On remarque aussi sur la Figure 91 que, à VBS constante, c'est le dosage en ciment qui semble être le facteur déterminant en terme de résistance, plutôt que le C/E : on voit en effet sur la Figure 91 que les mélanges laboratoires s'ordonnent suivant le dosage, c'est-à-dire que les moins résistants sont les mélanges dosés en ciment à 140 kg/m^3 . En se concentrant sur les mélanges Vémars, pour les 2 familles de dosage (140 et 210 kg/m^3), on observe logiquement que le C/E influence les résultats, avec des résistances plus grandes pour des C/E plus élevés. En revanche, les résultats des deux mélanges C140-C/E 0,26 et C210-C/E 0,24 semblent indiquer que le dosage en ciment est plus important que le C/E, dans cette étude, en ce qui concerne le gain de résistance. En effet, à C/E quasiment égal, le mélange dosé à 210 kg/m^3 est toujours, jusqu'à 90 jours, au moins deux fois plus résistants que celui dosé à 140 kg/m^3 .

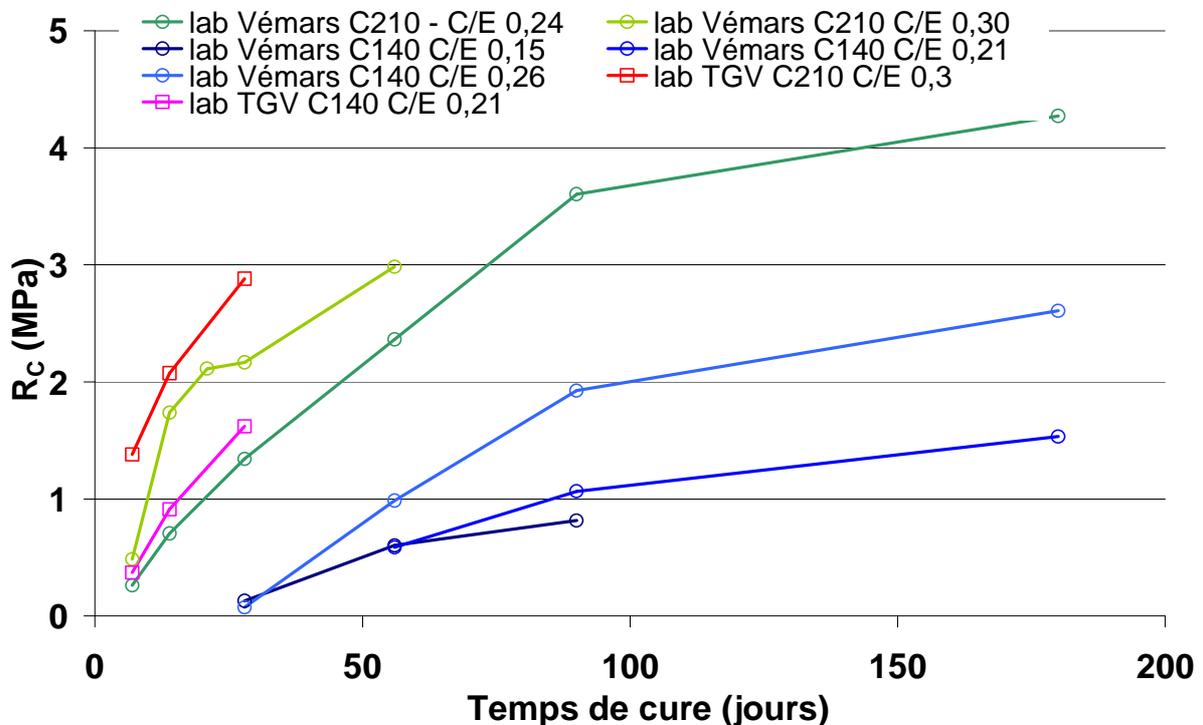


Figure 91 Evolution de la résistance en fonction du temps pour les mélanges de laboratoire

En intégrant les résultats des mélanges réalisés sur le limon d'Ablaincourt à ceux de tous les résultats chantier dans le plan $R_{C14}-R_{C7}$, on remarque que la relation ne varie presque pas, avec toujours un bon coefficient de corrélation (Figure 92). On peut donc conclure qu'indépendamment de l'homogénéité et de la composition du mélange, son vieillissement sera le même pour un mélange à base de limon des plateaux, si les conditions de cures sont similaires.

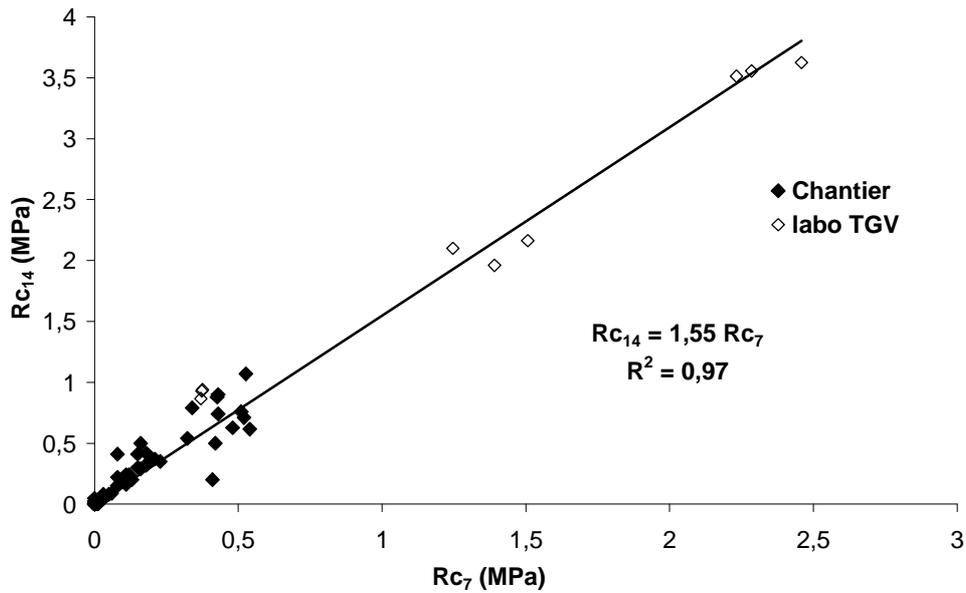


Figure 92 Relation $R_{C14} - R_{C7}$ pour les mélanges in situ et laboratoire confondus

La Figure 93 représente dans le plan $C = f(R_C)$ les résultats chantier et laboratoire obtenus à 28 jours. A un instant t, elle permet de comparer les résistances du matériau créé sur chantier et en laboratoire. On remarque premièrement que la grande majorité des résultats chantier sont compris entre les résultats des mélanges dosés à 140 kg/m^3 réalisés en laboratoire à partir des limons de Vémars (limite basse de résistance) et d'Ablaincourt (limite haute). Comme nous l'avons dit, ces deux limons représentent aussi les limites en termes d'argilosité du sol rencontrées sur le chantier de Vémars.

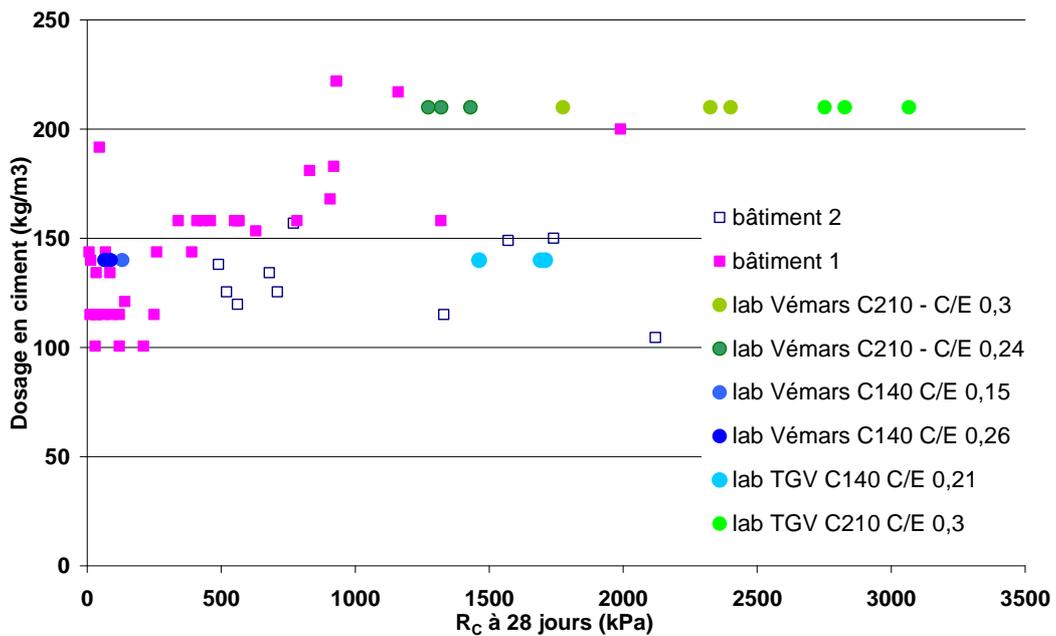


Figure 93 Relation $C - R_{C28}$ pour les mélanges in situ et laboratoire

Le dosage en ciment sur chantier est en moyenne plus élevé de 3 kg/m^3 , ce qui est négligeable, mais le C/E est supérieur (0,28 en moyenne) à celui du laboratoire (0,15 à 0,26 pour les dosages à 140 kg/m^3). Or les résultats ne sont pas plus élevés, et souvent même plus faible que ceux obtenus en laboratoire. Cela est encore plus flagrant à 90 jours (Figure 94), quand 15 des 19 séries ont des résistances comprises entre celles obtenues sur les mélanges Vémars dosés à 140 kg/m^3 , c'est-à-dire les mélanges les plus défavorables au traitement.

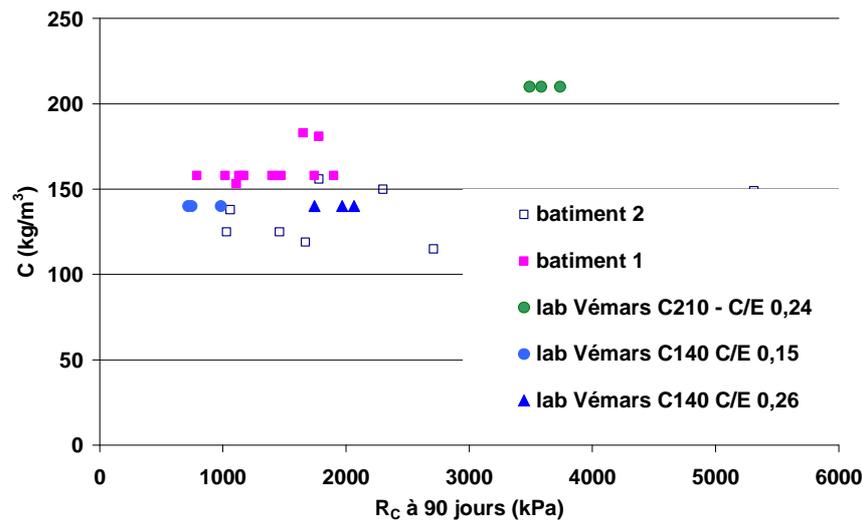


Figure 94 Relation C – R_{C90} pour les mélanges in situ et laboratoire

Sur la Figure 95, nous avons intégré de nouveau aux résultats chantier les résultats de laboratoire : on remarque que les résultats de laboratoire s'intègrent parfaitement dans ceux du chantier, prouvant que malgré les différences de dosages et la différence de qualité de malaxage, la relation module-contrainte reste la même.

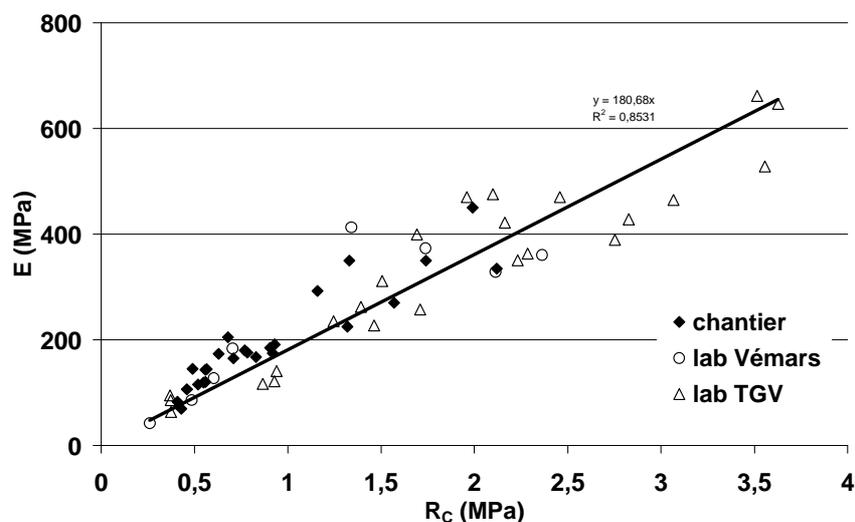


Figure 95 Relation E_{\max} – R_C pour les mélanges in situ et laboratoire

2.2 Chantier de Fréjus

2.2.1 Présentation du chantier

Dans le cadre du développement de l'activité fondations basée sur la technique du Soil-Mixing de la Société TECS (Fréjus), un ouvrage expérimental a été réalisé, dans le but d'étudier la faisabilité de cette technique dans un sol sableux et de caractériser le matériau obtenu.

La technique consiste à réaliser des doubles colonnes sécantes à partir du sol en place et par ajout d'un coulis de ciment. Elle peut être envisagée comme une alternative économique et écologique pour la réalisation de fondations, murs de soutènement et parois étanches. Ces colonnes peuvent de plus être armées pour résister à des moments de flexion.

Le LCPC a été chargé par TECS d'effectuer la caractérisation mécanique du matériau sol ciment en laboratoire.

2.2.2 Etude de sol

Des essais au pénétromètre dynamique ainsi qu'un pressiomètre ont été réalisés. Les essais au pénétromètre dynamique informent sur le profil de résistance du sol. La Figure 96 montre la résistance moyenne ainsi que les résistances minimales et maximales.

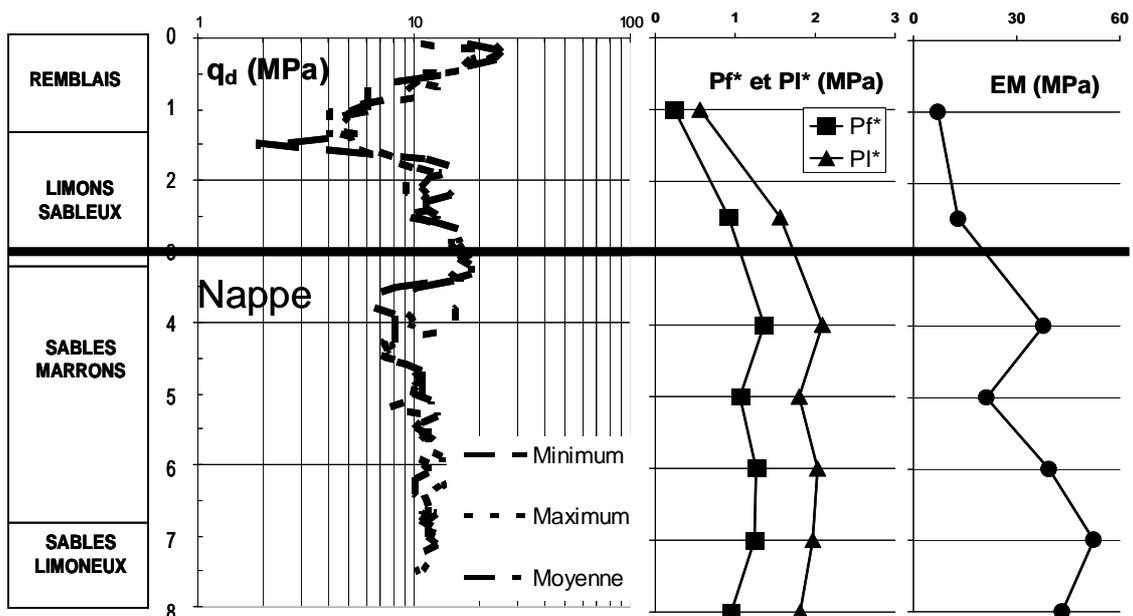


Figure 96 Profil géologique et géotechnique du site expérimental

L'essai pressiométrique Ménard nous donne pour chaque couche la pression limite p_{1*} , la pression de fluage p_{f*} ainsi que le module pressiométrique E_M (Figure 96).

Ces essais nous permettent d'estimer l'homogénéité (ou l'hétérogénéité) des différentes couches de sol impliquées dans la construction de l'ouvrage.

Les trois premiers mètres, qui correspondent au remblai et aux sables bruns silteux montrent une résistance variable au pénétromètre, et qui se stabilise après le passage du niveau de la nappe, à trois mètres. La pression limite ainsi que le module pressiométrique augmentent jusqu'au toit de la nappe puis se stabilisent.

Les deux essais in situ soulignent donc de manière générale une différence en ce qui concerne les caractéristiques mécaniques entre les couches de sols au-dessus et au-dessous du toit de la nappe. Ces résultats montrent qu'au-delà de 2,5m de profondeur, le sol est relativement homogène. Des prélèvements ont été réalisés à plusieurs profondeurs (Figure 97). On observe avec l'augmentation de la profondeur une diminution de la fraction la plus grossière (supérieure à 2 mm).

Les valeurs au bleu de méthylène et les mesures de la densité en place des sables ont été effectuées. Les valeurs au bleu sont égales à 0,2, entre 4 et 7,80 m, ce qui signifie que l'on se trouve en présence d'un sable propre. La densité déterminée à ces quatre profondeurs est sensiblement la même, aux alentours de 2.

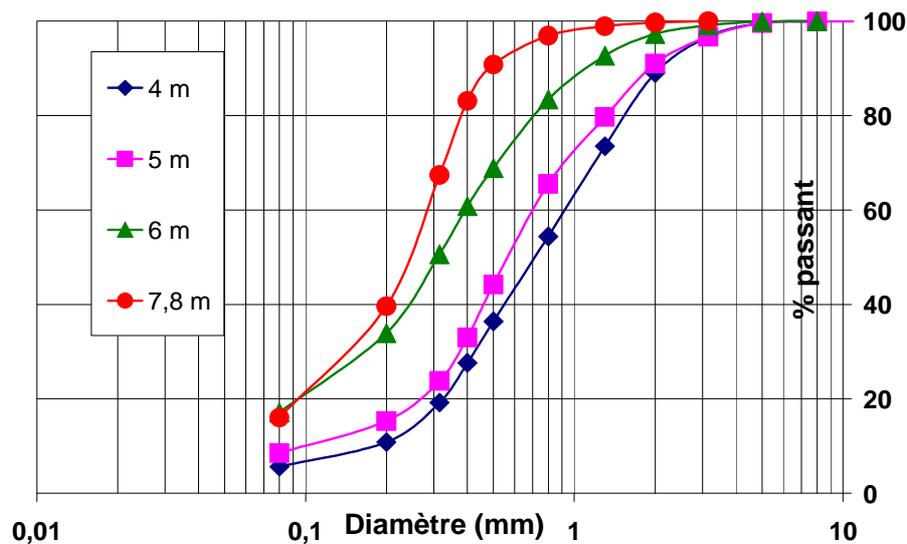


Figure 97 Granulométries des sols à diverses profondeurs

2.2.3 Réalisation des colonnes

L'ouvrage réalisé dans ce chantier était un batardeau de 8 mètres de long, de 5 mètres de large et 6 mètres de profondeur. Ce batardeau était constitué de doubles colonnes sécantes. Chaque colonne (et non pas double colonne) a un diamètre de 600 mm. La construction de cet ouvrage s'est faite par voie humide, c'est-à-dire par injection de coulis de ciment (norme NF EN 14679), avec un outil ABI (ABI, 2009) à deux lames désintégratrices inclinées qui viennent désagréger le sol et permettent le malaxage du mélange sol-ciment (l'outil est décrit plus en détails dans le chapitre 1). Le coulis de ciment est injecté par des buses situées sur les lames et la tête de l'outil (Figure 98).



Figure 98 Outil de malaxage (de marque ABI) au début des travaux

Le ciment utilisé lors de ce chantier était un CEM III/B 42,5 N PM-ES de Vicat.

La procédure de réalisation est la suivante :

- descente de l'outil dans le sol avec injection d'un coulis de ciment (C/E 1,25),
- remontée de l'outil, toujours avec injection de coulis.

L'outil est toujours en rotation et la quantité de coulis injectée durant la réalisation d'une double colonne est d'à peu près 1200 litres. 600 litres sont injectés à la descente et 600 litres à la remontée. Le volume injecté est contrôlé tous les mètres, ce qui donne au final un dosage en ciment de 320 kg/m^3 de sol en place. Il faut environ 10 minutes pour réaliser une colonne.

2.2.4 Echantillonnage et programme d'essai

Du matériau sol-ciment a été récupéré de trois manières différentes :

- (C1) un bloc de sol-ciment a été excavé d'une profondeur comprise entre 2 et 2,5 mètres, puis carotté,
- (C2) un tube PVC a été foncé dans le matériau tout de suite après la réalisation de la colonne, bouché et retiré trois jours après, ce qui a permis d'avoir une carotte de 2 mètres de long mais dont le matériau a vieilli dans des conditions différentes,
- (C3) une colonne entière a été excavée et carottée horizontalement (dans un deuxième temps) (Figure 99).



Figure 99 Colonne C3 excavée

Les échantillons de la colonne C1 sont numérotés F X-Y (où X est le diamètre de la carotte et Y le numéro de l'éprouvette), ceux de la colonne C2 sont numérotés de 1 à 19, et ceux de la colonne C3 sont notés HNX Y et SNX Y (HN signifie hors nappe et SN sous la nappe, X est le numéro de la série, et Y la position dans la carotte (A, B ou C)) (Figure 100). A représente la partie la plus éloignée du centre de la colonne tandis que C représente la position au cœur de la colonne.

A titre d'exemple, l'éprouvette HN5C a été prélevée hors nappe, dans la cinquième série, et au cœur même de la carotte.

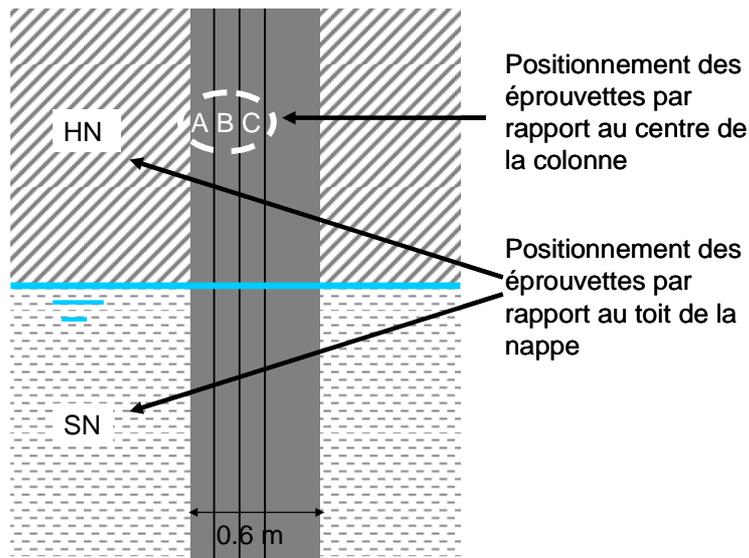


Figure 100 Positionnement des échantillons carottés dans la colonne C3

Etant donnée la quantité importante au final des échantillons, il a été possible de réaliser un assez grand nombre d'essais de caractérisation du matériau :

- résistance à la compression simple R_C ,
- résistance à la traction R_T ,
- mesure du module d'Young E ,
- mesure de la vitesse de propagation d'ondes V_P ,
- mesure du module dynamique G .

L'homogénéité du mélange a donc pu être appréciée en comparant les éprouvettes hors nappe et les éprouvettes sous la nappe, ainsi que l'influence de la position de l'échantillon par rapport au centre de la colonne.

Il est important de noter que les essais sur les échantillons des colonnes C1 et C2 ont été effectués à 90 jours, tandis que les échantillons de la colonne C3 ont été testés à 200 jours pour des raisons pratiques.

2.2.5 Résultats et observations

2.2.5.1 Caractéristiques des échantillons prélevés

Tous les échantillons ont été mesurés et pesés après préparation (rectification des surfaces, etc.) ce qui nous renseigne sur les densités.

La vitesse de propagation des ondes longitudinales V_P dans les éprouvettes a été déterminée selon la norme NF P94-411 (méthode par transparence) (AFNOR 2002). La mesure de la

vitesse dans une éprouvette se fait en plaçant celle-ci au contact d'un émetteur et d'un récepteur de part et d'autre de l'éprouvette. Une onde de compression est produite à l'extrémité haute de l'éprouvette et récupérée à l'extrémité basse de celle-ci.

Le module dynamique G se détermine de manière similaire, par la mesure de la fréquence de résonance fondamentale, en lâchant une bille sur l'échantillon et en mesurant le temps qu'il faut à l'onde pour traverser l'éprouvette (norme NF EN 14-146 pour des pierres naturelles) (AFNOR 2004).

Les caractéristiques des échantillons des colonnes C1 et C2 sont données dans le Tableau XXV. Les densités des éprouvettes provenant des colonnes C1 et C2 sont quasi identiques, ce qui va dans le sens de l'homogénéité du matériau. Les vitesses de propagations des ondes sont quant à elles plus dispersées : les valeurs sont comprises entre 3300 et 3600 pour la colonne C1 (certaines éprouvettes n'ont pas pu être testées pour des raisons techniques), et entre 1700 et 3300 m/s pour la colonne C2.

Tableau XXV Densités et vitesses de propagation des ondes mesurées sur les colonnes C1 et C2

Colonne C1	Densité	V_P (m/s)
F 50-2	2,02	3 444
F 50-2'	2,03	3 354
F 50-3	2,05	3 665
F 40-5	2,03	3 322
F 40-1	2,02	-
F 40-3	2,03	-
F 40-4	1,99	-
F 50-1A	2,08	-
F 50-1A'	2,01	-
F 100-2	2,04	-
Moyenne	2,03	3 446

Colonne C2	Densité	V_P (m/s)
1	2,08	3 315
2	2,11	3 052
3	2,07	2 724
4	2,05	3 037
5	2,02	2 570
6	1,98	3 274
10	1,98	2 724
13	2,02	1 691
14	2,07	2 210
15	2,02	2 749
16	2,02	2 686
17	2,04	2 745
18	1,98	2 455
19	2,06	2 166
Moyenne	2,04	2 671

Les premières observations visuelles effectuées sur les éprouvettes de la colonne C3 ont permis de remarquer une différence d'aspect entre les échantillons des séries HN et SN : les échantillons HN étaient en effet plus rugueux au toucher et plus poreux d'aspect que les ceux des séries SN.

Les vitesses des ondes V_P dans les éprouvettes provenant de la colonne C3 (valeurs comprises entre 2500 et 3100 m/s) sont beaucoup plus homogènes (Figure 101). De même, on remarque

que les valeurs des modules dynamiques sont comparables. La densité moyenne est un peu plus élevée que celle des autres colonnes, aux alentours de 2,10, mais la dispersion est toujours très faible.

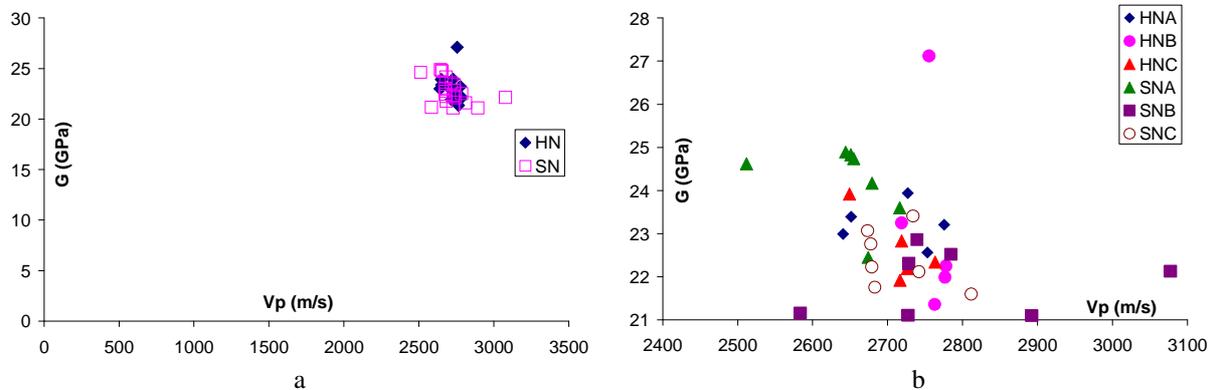


Figure 101 Relation $G - V_p$ pour les éprouvettes de la colonne C3 en fonction de leur position par rapport à la nappe(a) et en fonction de leur position par rapport à la nappe et au cœur de la colonne (b)

On peut aussi remarquer qu'aucune différence significative entre les séries HN et SN n'est mise en évidence à partir de ces mesures. De même, il n'y a aucune différence entre les éprouvettes A, B et C, ce qui indique une bonne homogénéité horizontale.

2.2.5.2 Essais de résistance à la compression simple

Les essais de résistance à la compression simple ont été effectués selon la norme NF EN 1926. Les modules d'Young ont été calculés d'après la norme NF P94-425.

Les éprouvettes de la colonne C2 ayant vieilli dans des conditions différentes de celles des autres colonnes, seules 10 d'entre elles (sur un total de 19) ont pu être testées, les autres présentaient des fissures. On remarquera d'ailleurs que ces 10 échantillons (n° 1 à 6 et 14 à 17) sont en général ceux qui présentent les vitesses V_p les plus élevées.

On peut voir sur la Figure 102 que la résistance décroît en fonction de la profondeur, passant de 18 MPa à la surface à 10 MPa à 1,5 m de profondeur. Cette observation concorde avec les constats de (Ganne et al. 2010) qui affirme que jusqu'à un tiers du ciment remonte en surface lors de la réalisation d'une colonne.

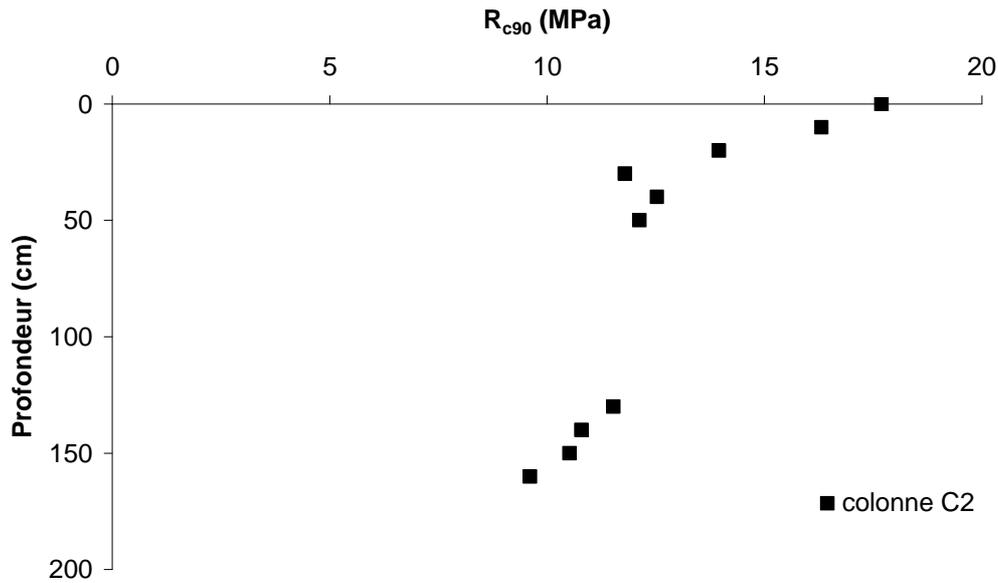


Figure 102 Evolution de la R_c en fonction de la profondeur (colonne C2)

Les résistances à la compression simple à 90 jours s'étendent de 8 à 22 MPa (la dispersion est la même pour les colonnes C1 et C2), tandis que celles à 200 jours s'étendent de 15 à 30 MPa (colonne C3), comme on peut le voir sur la Figure 103. Les modules d'Young mesurés sur les échantillons de la colonne C2 sont quant à eux un peu plus faibles que ceux de la colonne C1.

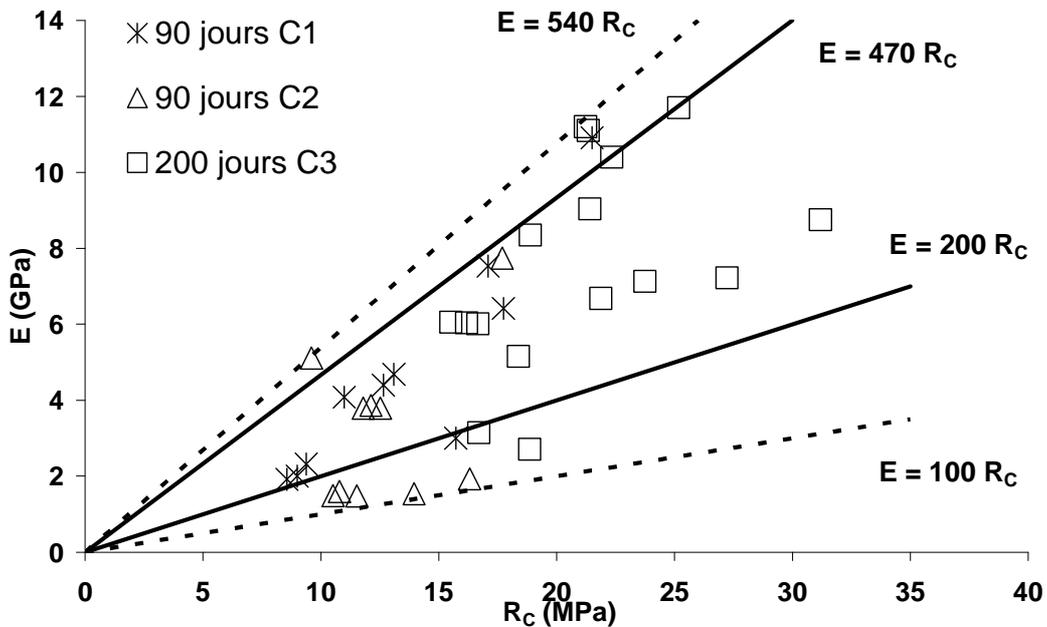


Figure 103 Relation $E_{max} - R_c$

De manière générale, on remarque une augmentation uniforme de la résistance à la compression simple en fonction du temps. Il en va de même pour le module d'Young. La juxtaposition des résultats à 200 jours à ceux à 90 jours révèle un fuseau assez net, mettant en évidence un comportement d'ensemble assez proche pour toutes les éprouvettes. Les ratios minima et maxima E/R_C varie entre 100 et 540, avec 70 % des échantillons qui présentent un module 200 à 470 fois la R_C . Au final, le module est en moyenne égale à 345 fois la résistance.

L'existence de ce comportement, ainsi que les mesures de V_P et de G , dénotent d'une bonne homogénéité inter-colonne.

Concernant la colonne C3, on ne distingue pas de différence notable entre les séries HN et SN (comme on a pu le voir précédemment), de même qu'entre les séries A, B, et C (Figure 104), ce qui dénote une bonne homogénéité intra-colonne. On observe de même que l'augmentation de la résistance du matériau en fonction du temps ne se traduit pas par une variation de la vitesse de propagations des ondes P. Le module est en moyenne égale à 360 fois la résistance pour cette colonne.

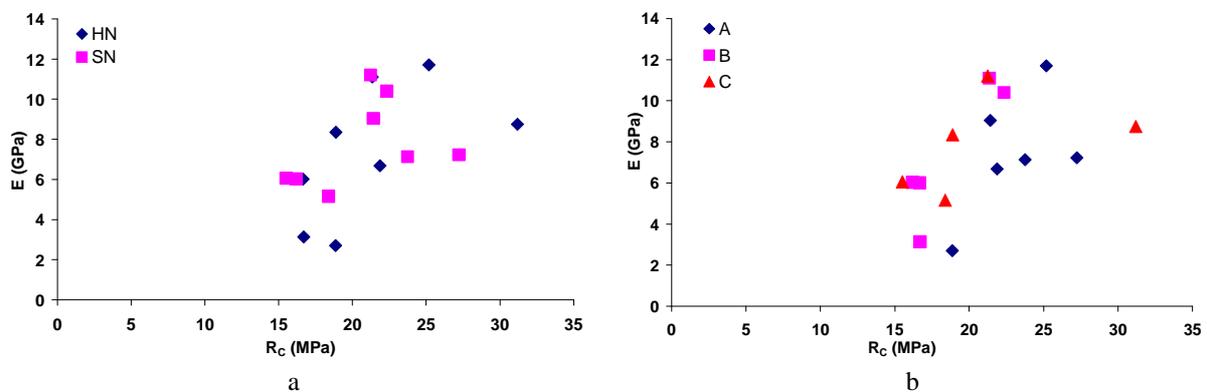


Figure 104 Relation $E_{\max} - R_C$ (colonne C3) en fonction de la position des éprouvettes par rapport à la nappe (a) et au cœur de la colonne (b)

L'absence de différence entre les série SN et HN est rassurante, mais peut aussi être due au fait que la série HN à été prélevé dans la frange capillaire, ce qui reviendrait quasiment à la même chose que de se trouver sous la nappe.

2.2.5.3 Essais de résistance à la traction

Les essais de résistance à la traction ont été réalisés suivant la norme NF P94-422 (AFNOR 2001) sur des éprouvettes tirées de la colonne C3. Le Tableau XXVI présente les résultats obtenus.

On remarque que les résultats sont proches, avec une résistance moyenne de 2,74 MPa et un écart type de 0,44 MPa, aussi bien pour les éprouvettes HN que SN, ce qui confirme l'homogénéité de la colonne.

Tableau XXVI Résistances à la traction (colonne C3)

	R_T (MPa)
SN5C-H	2,50
SN5C-B	2,50
SN5A-B	3,10
HN4C-H	3,30
HN4C-B	2,83
HN5B-H	2,95
HN5B-B	1,99
Moyenne	2,74

Le ratio moyen R_C/R_T est de 7,5, un peu inférieur à celui d'un béton (typiquement 10).

2.2.5.4 Observations

La Figure 105 est un exemple d'échantillon (HN2C) recouvert de phénophtaléine. On ne remarque aucune inclusion sur cette éprouvette. La Figure 105 montre au contraire l'échantillon HN5B-B, qui contient une inclusion assez importante, et qui présentait une résistance à la traction bien inférieure à celle des autres échantillons. Aucun autre échantillon ne présentait d'inclusion.

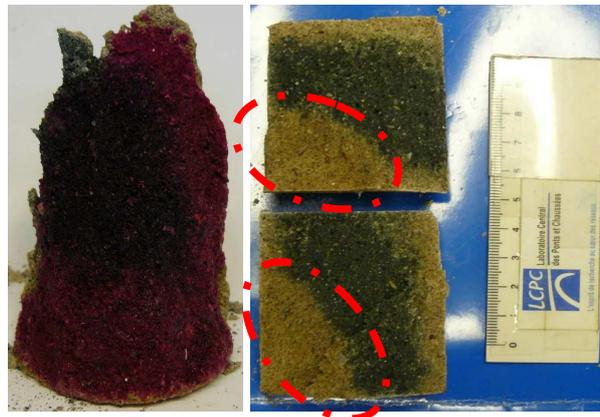


Figure 105 Observation des éprouvette et détail d'une inclusion (à droite)

2.2.5.5 Comparaison avec les mélanges réalisés en laboratoire sur des sols similaires

La Figure 106 représente dans le plan $C = f(R_C)$ les résultats obtenus sur les colonnes C1 et C2, ainsi que ceux obtenus en laboratoire sur les mélanges parfaits réalisés à partir du sable prélevé in situ. On remarque que les résistances obtenues sur chantier sont équivalentes ou supérieures à celles obtenues en laboratoire. Pour les résultats de laboratoire, on remarque que

pour un même dosage, les résultats avec un C/E sont logiquement plus résistants. Les éprouvettes des colonnes C1 et C2 ont été prélevées au dessus de la nappe, on peut donc penser qu'il y a eu un essorage du matériau, et que les résistances obtenues ne sont pas représentatives d'une cure endogène.

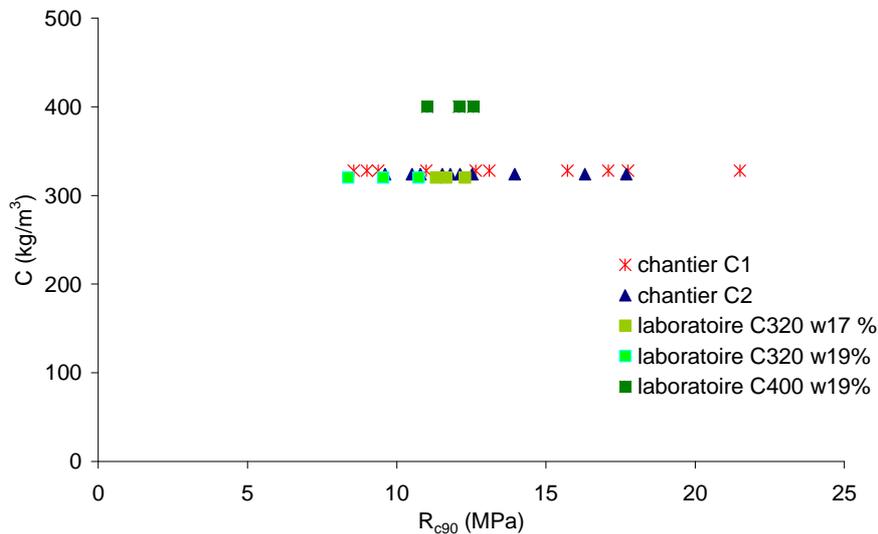


Figure 106 Relation C – R_{c90} pour les mélanges in situ et laboratoire

2.3 Conclusions

Le suivi de ces deux chantiers, dans des sols différents, nous a permis d'étudier la variabilité de la qualité de réalisation du mélange, ainsi que de ses paramètres mécaniques.

Le contrôle des paramètres machine est quelque chose d'indispensable à la bonne conduite du chantier dès lors que de grands volumes sont concernés. En effet, sur le chantier de Vémars, nous avons vu que la quantité d'eau injectée dépendait directement de la vitesse d'avancement de la machine. Or cette vitesse est variable, suivant l'opposition (subjective, et quantifiée par l'opérateur) qu'offre le sol naturel. Un sol facile à découper implique une faible quantité d'eau ajoutée, et à l'inverse un sol résistant implique l'ajout d'une grande quantité d'eau.

Ces deux cas de figure peuvent être la source de deux défauts majeurs de fabrication :

- Dans le cas d'un sol faiblement résistant, la quantité d'eau ajoutée peut être trop faible pour permettre de rendre le mélange autoplaçant,

- Au contraire, si le sol est trop résistant, la quantité d'eau ajoutée sera trop grande, et même si le mélange sera ouvrable, le C/E sera trop faible pour permettre d'atteindre les objectifs.

Nous avons aussi vu au cours de cette partie que l'ouvrabilité du matériau n'est pas quantifiable à partir d'essais au cône d'Abrams : une étude laboratoire de l'ouvrabilité du matériau est présentée dans la deuxième partie de ce chapitre.

Les observations réalisées sur les matériaux prélevés montrent que le mélange est plus difficile à homogénéiser dans un sol limoneux que dans un sol sableux, ce qui est normal compte tenu de la différence de cohésion des sols. Ceci implique une plus faible résistance sur chantier qu'en laboratoire pour les sols cohérents, tandis que la différence semble être beaucoup moins élevée pour les sols grenus.

On remarque aussi que la qualité du malaxage, même si elle influence la résistance du matériau, ne change pas la relation module – résistance.

3 Ouvrabilité du matériau Soil-Mixing

3.1 Objectifs et démarche

Les études de caractérisation du matériau Soil-Mixing se focalisent souvent uniquement sur le matériau induré. Or, même si la connaissance des propriétés mécaniques à moyen et long terme du matériau sont bien tout l'enjeu pour l'entreprise, il est primordial d'étudier le matériau frais, juste après sa réalisation. En effet, pour pouvoir prédire la résistance d'un matériau, la première chose à étudier est sa méthode de réalisation.

La Figure 107 représente notre réflexion.

Sur chantier, les exigences à long terme concernant le matériau Soil-Mixing sont la résistance, l'homogénéité et la durabilité. Les contraintes liées au marché, à la méthode et à la nature cimentaire du matériau sont la nécessité d'utiliser un dosage le plus faible possible tout en respectant les exigences de résistance, de garantir l'obtention un matériau autoplaçant, et de créer un matériau avec un C/E le plus élevé possible (qui garantira la résistance la plus élevée (Kawasaki et al. 1981; CDIT 2002)).

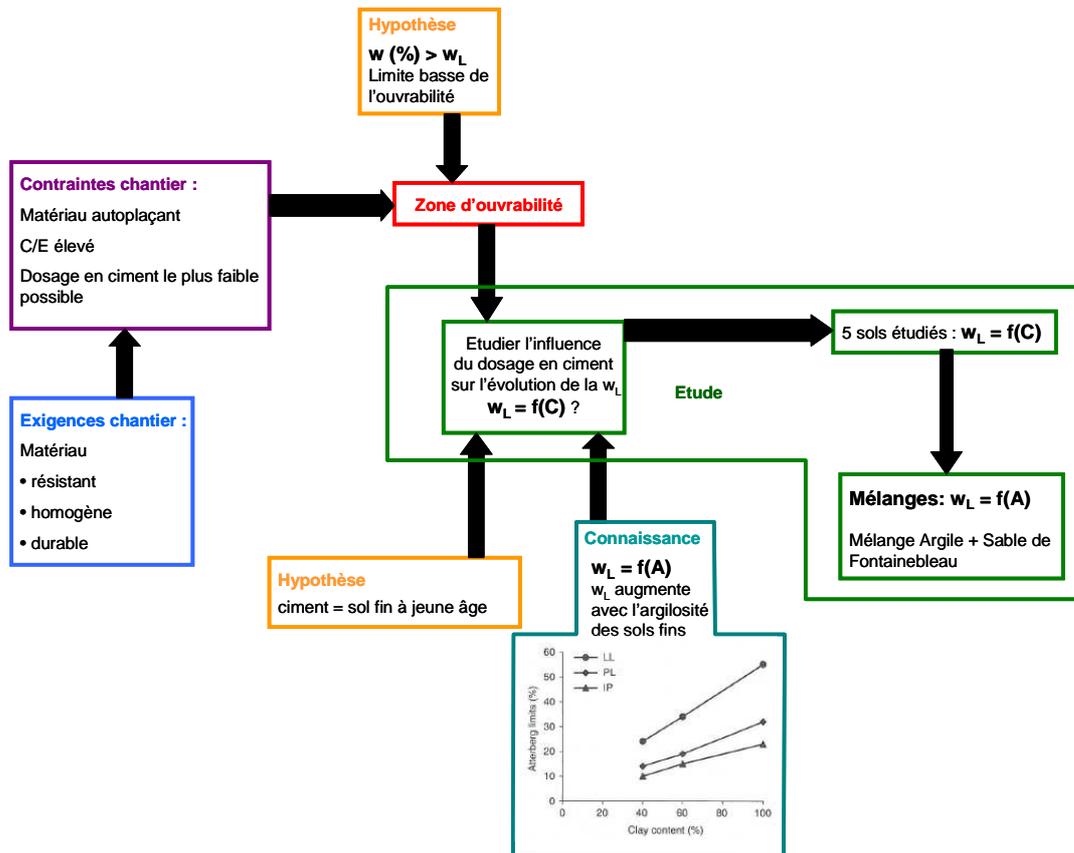


Figure 107 Démarche adoptée pour l'étude de l'ouvrabilité

On remarque clairement que nombre de ces contraintes et exigences sont reliées directement à l'ouvrabilité du matériau. Les techniques actuelles de Deep Mixing nécessitent de travailler avec un matériau autoplaçant. Si cette condition n'est pas remplie, l'ouvrage ne sera pas homogène et continu et pourra présenter des défauts de résistances ainsi qu'une durabilité réduite. Le seul moyen d'augmenter le rapport C/E est d'augmenter le dosage en ciment, ou de diminuer la quantité d'eau. Puisque les industriels cherchent sans cesse (pour des raisons financières et de compétitivité) à faire baisser le dosage en ciment, on ne peut jouer que sur la quantité d'eau injectée. Hors, c'est cette quantité d'eau ajoutée qui détermine la fluidité (et donc le degré d'ouvrabilité) du matériau.

Sur chantier, des consignes sont données afin d'obtenir un matériau autoplaçant. Nous avons toutefois vu que les méthodes traditionnelles (au cône d'Abrams) ne sont pas adaptées pour contrôler cette qualité. De plus, l'hétérogénéité du sol, l'opposition changeante que celui-ci peut offrir à la machine (dans le cas du Trenchmix notamment) les limitations des systèmes de contrôles machine en cours de développement font qu'il est très difficile de garantir que le matériau est autoplaçant en tout point. Souvent, il est donc nécessaire de faire appel à

l'expérience du personnel, qui par sa connaissance de la machine, assure alors la réalisation « au feeling » du matériau.

On voit bien dans ces conditions qu'il est ardu de définir un C/E permettant à la fois de travailler et de garantir le niveau de résistance voulu.

Or, il existe une teneur en eau limite qu'il faut toujours absolument dépasser et au-dessous de laquelle le matériau Soil-Mixing à l'état frais est plastique, et non liquide. (Bergado et al. 2005) cite comme limite la limite de liquidité du sol vierge de tout traitement.

Pour cette étude, nous avons décidé de travailler sur l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing, en considérant le matériau Soil-Mixing ainsi que le ciment comme un sol : c'est-à-dire comme un fluide qui s'écoulerait de lui-même pour une teneur en eau supérieure à un seuil (qui serait ici la limite de liquidité. Pour cela, nous avons effectué sur ces "sols" l'essai au cône de pénétration (AFNOR 1995) afin de déterminer la limite de liquidité de ces sols 5 minutes après la réalisation du mélange.

Nous avons fait l'hypothèse que la limite d'ouvrabilité est dépendante du dosage en ciment que nous assimilons à un sol fin dans cette étude. Ceci semble logique au regard des résultats obtenus par (Verdeyen et Roisin 1956) et (Boussaid et al. 2003). qui montrent une relation linéaire entre les limites d'Atterberg d'un mélange sable-argile et le pourcentage d'argile.

La même chose a été démontrée pour la valeur au bleu (Boussaid et al. 2003). La relation est encore une fois linéaire avec le pourcentage d'argile.

Des essais ont été menés sur cinq sols fins naturels (kaolinite de Provins, argile du Puy, illite Arvel, montmorillonite Arvel, et limon d'Ablaincourt) ainsi que sur des mélanges sable de Fontainebleau-kaolinite de Provins et sable de Fontainebleau-illite Arvel pour étudier l'influence de la quantité de fines sur l'ouvrabilité.

3.2 Sols vierges et ciment pur

Les limites de liquidité de tous les sols fins, à l'exception du silica flour et de la kaolinite Soka, ont été déterminées. De même, la limite de liquidité du ciment a été déterminée, avec les précautions précisées dans le chapitre 2.

La Figure 108 représente les évolutions linéaires de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement pour les différents sols vierges, hors mélanges sable-argile. La plage de limite de liquidité, fixée conventionnellement par l'enfoncement du cône de 17mm dans le sol (AFNOR 1995), s'étale entre 30 et 115 %.

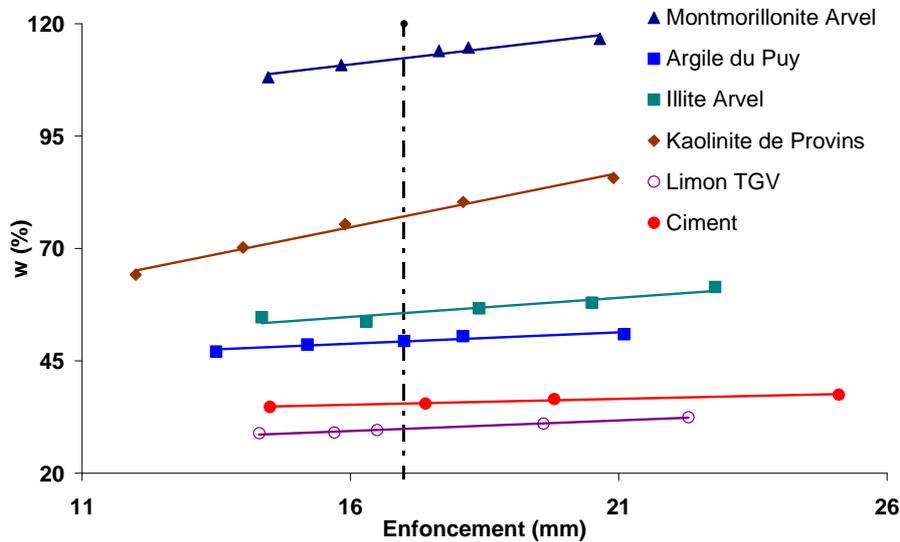


Figure 108 Résultats bruts des essais au cône de pénétration effectués sur les sols vierges

On remarque que les pentes des droites, que nous appellerons a par la suite, varient en fonction de ces différents types de sol. Ces pentes peuvent être définies comme l'inverse de la sensibilité du matériau à l'eau aux alentours de la limite de liquidité.

Plus a est élevé, moins la sensibilité à l'eau du matériau est grande, c'est-à-dire que la propension du matériau à devenir fluide, et donc ouvrable, aux alentours de la limite de liquidité est faible. Le Tableau XXVII présente pour les sols vierges les valeurs de a .

Tableau XXVII Valeur de a pour les sols vierges

Sol	a
montmorillonite Arvel	1,404
kaolinite de Provins	2,413
illite Arvel	0,848
argile du Puy	0,502
limon TGV	0,466
ciment	0,262

C'est le ciment qui a la plus grande sensibilité à l'eau. Au contraire, c'est la kaolinite de Provins qui est la moins sensible. Il faudra donc comparativement ajouter plus d'eau à cette kaolinite qu'au ciment pour atteindre un enfoncement de 25 mm par exemple.

Trois mélanges sable de Fontainebleau - kaolinite de Provins ont été réalisés, avec respectivement 25, 50 et 75 % d'argile. Les limites de liquidité de ces sols ont été déterminées.

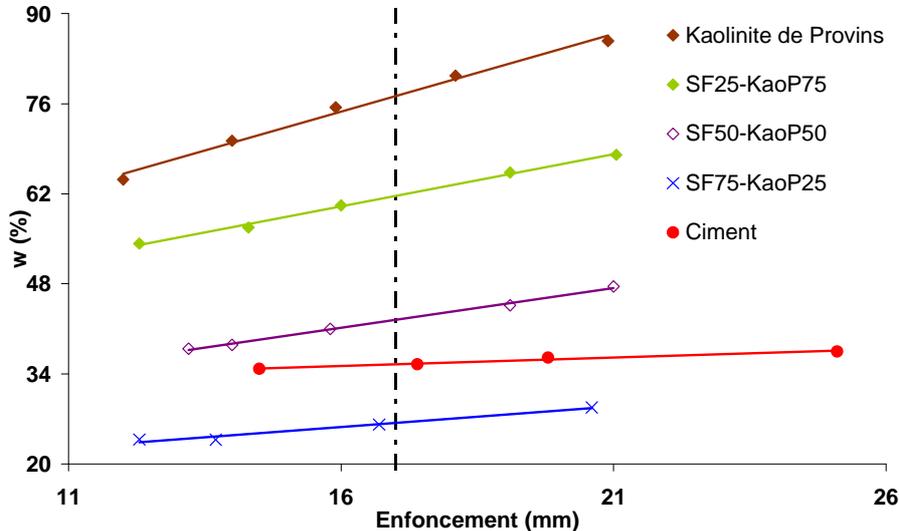


Figure 109 Evolution de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement du cône pour les mélanges sable de Fontainebleau – kaolinite de Provins

La Figure 109 représente les évolutions linéaires de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement pour les différents mélanges ainsi que pour la kaolinite pure et le ciment.

La Figure 110 montre la relation entre la limite de liquidité et le pourcentage d'argile contenu dans le mélange. On observe clairement une relation linéaire entre ces différents paramètres.

Ces résultats concordent avec ceux obtenus par (Verdeyen et Roisin 1956).

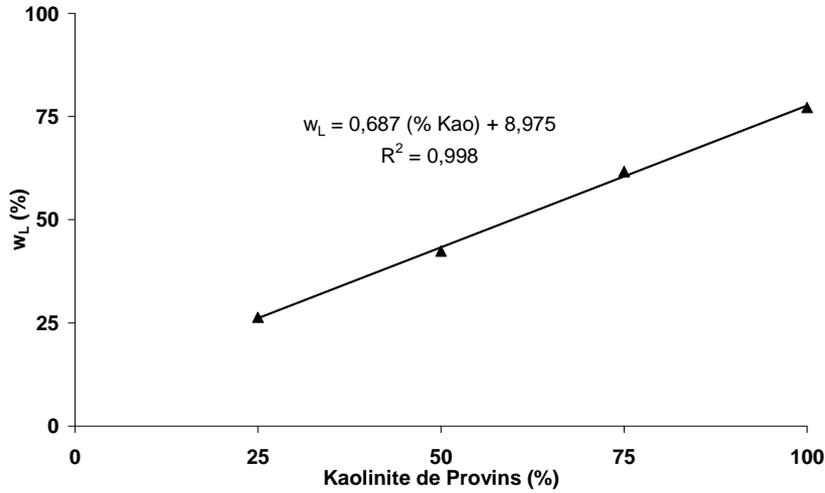


Figure 110 Relation entre la limite de liquidité et le pourcentage d'argile

Sur la Figure 111a, on observe que la relation entre la sensibilité à l'eau et le pourcentage d'argile est linéaire. Au vu des résultats présentés sur la Figure 110, il est normal d'observer une relation linéaire entre la sensibilité à l'eau et la limite de liquidité (Figure 111b). on peut donc conclure que la sensibilité à l'eau d'un sol dépendra de son argilosité.

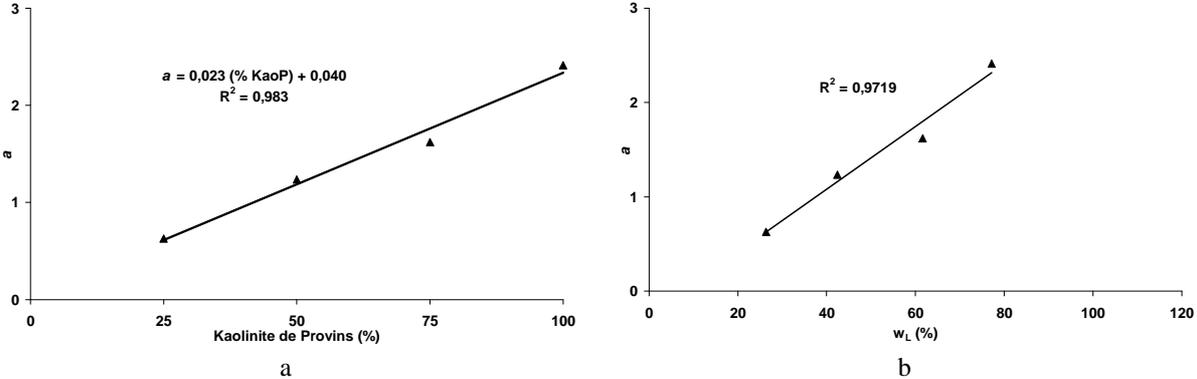


Figure 111 Relation entre a et le pourcentage d'argile (a) et entre a et la limite de liquidité (b) pour les mélanges sable de Fontainebleau – kaolinite de Provins

En revanche, lorsque tous les sols sont confondus, la relation entre la sensibilité et la limite de liquidité est moins précise, bien que toujours visible (Figure 112). Cela est certainement du à la nature de la fraction argileuse qui varie d'un sol à un autre. De manière générale, plus un sol sera argileux, plus sa sensibilité à l'eau sera faible.

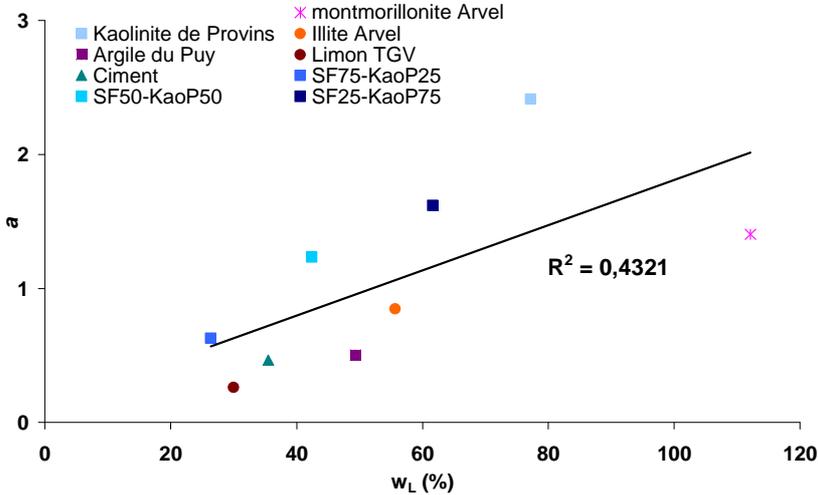


Figure 112 Relation a - wL pour tous les sols vierges

Tous ces résultats confirment notre hypothèse que la variation du dosage en ciment peut influencer la limite de liquidité et la sensibilité à l'eau du matériau Soil-Mixing.

3.3 Mélanges sol naturel-ciment

3.3.1 Influence du dosage en ciment sur la limite de liquidité

Les Figure 113a, b, c, d et e montrent les relations entre la teneur en eau et l'enfoncement de cône pour l'argile du Puy (a), la montmorillonite Arvel (b), l'illite Arvel (c), la kaolinite de Provins (d) et le limon d'Ablaincourt (e), et ce pour différents dosages en ciment.

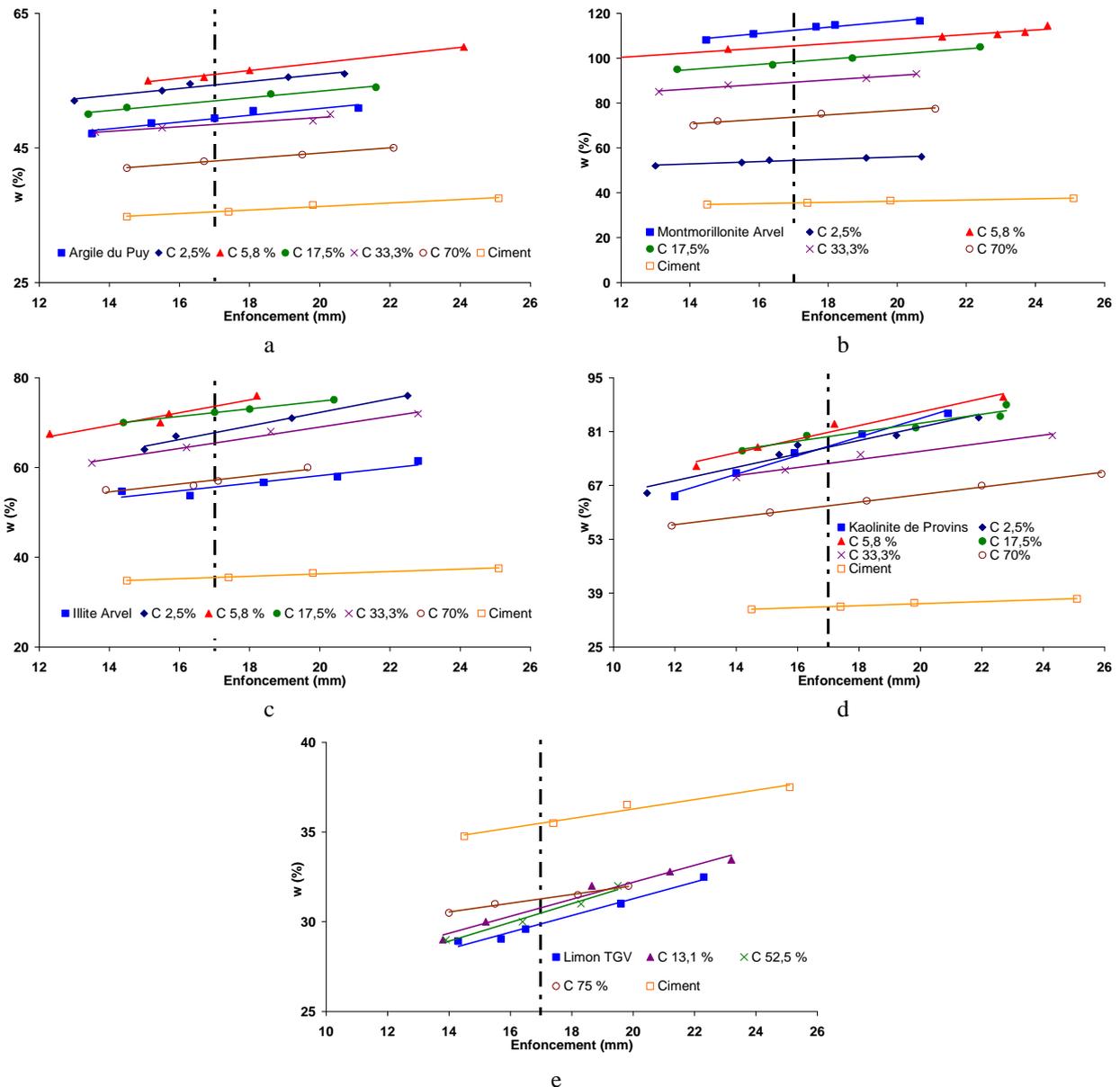


Figure 113 Evolution de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement du cône pour les mélanges argile du Puy – ciment (a), montmorillonite Arvel – ciment (b), illite Arvel – ciment (c), kaolinite de Provins – ciment (d), et limon d'Ablaincourt (e)

On observe sur toutes ces figures à part celle correspondant à la montmorillonite que la limite de liquidité d'un mélange peu dosé en ciment est supérieure à celle du sol vierge

correspondant. De même, on observe une évolution du coefficient a , sur lequel nous reviendrons par la suite.

La Figure 114 représente l'évolution de la limite de liquidité en fonction du dosage en ciment pour l'argile du Puy, la montmorillonite Arvel, l'illite Arvel, la kaolinite de Provins et le limon d'Ablaincourt. On remarque une augmentation de la limite de liquidité entre 0 et 5,8 % de teneur en ciment, excepté pour la montmorillonite et le limon. Cette augmentation est plus ou moins forte : le gain est seulement de 3,6 points pour la kaolinite de Provins mais il est de 18 points pour l'illite Arvel, soit une augmentation de 32 % de la limite de liquidité. Ceci est à prendre en compte pour le calcul de la quantité d'eau à injecter.

(Brandl 1981; Locat et al. 1996; Chew et al. 2004) ont obtenu les mêmes résultats, à un âge beaucoup plus important (supérieur ou égal à 7 jours) comme nous l'avons montré dans le chapitre 1. Ces résultats vont à l'encontre de notre hypothèse selon laquelle le ciment à l'état frais (5 minutes après hydratation dans notre cas) se comporte seulement comme un sol fin. En effet, si cela était le cas, la limite de liquidité du matériau sol-ciment serait tout simplement calculable en fonction de la quantité de ciment et de sol, dès lors que l'on connaîtrait les limites des deux constituants d'origines : cette augmentation de la limite de liquidité du matériau pour un faible dosage n'apparaîtrait pas, et on s'attendrait à voir une évolution linéaire décroissante (si la limite de liquidité du sol est supérieure à celle du ciment) de la limite de liquidité du mélange à mesure que le dosage en ciment augmente, de la même manière qu'il a été montré précédemment que w_L diminue avec la diminution de la fraction argileuse. Les résultats obtenus montrent donc que la limite de liquidité du matériau à l'instant t_0 est déjà affectée par le ciment, et cela de la même manière qu'après 7 jours ou plus de cure. Une réaction se produit donc.

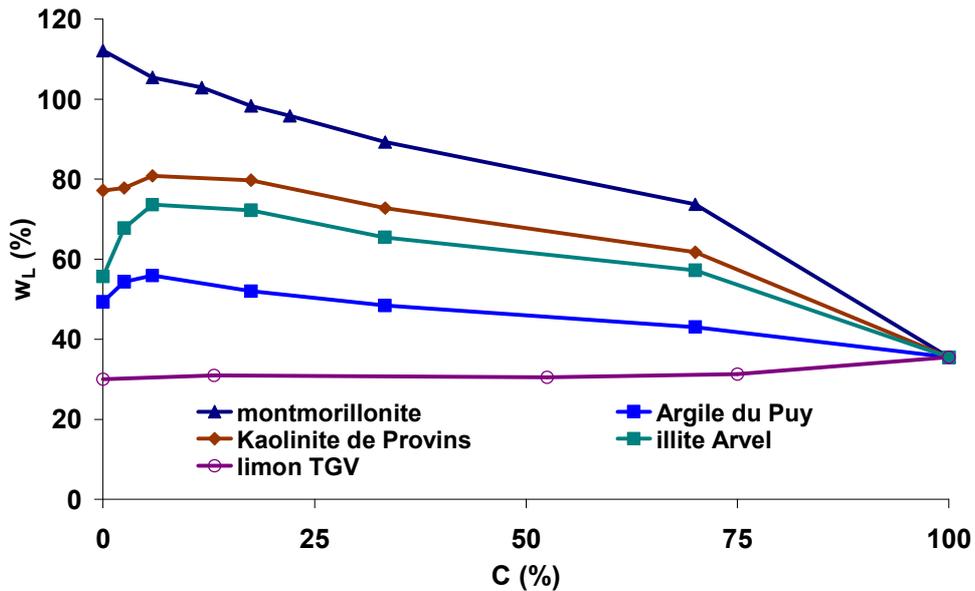


Figure 114 Evolution de la limite de liquidité du matériau en fonction du dosage en ciment pour les mélanges argile du Puy – ciment, montmorillonite Arvel – ciment, illite Arvel – ciment, kaolinite de Provins –ciment et limon d’Ablaincourt – ciment

Cependant, certains résultats sont surprenants même aux vues de ceux de la littérature : le limon qui est un sol peu plastique devrait présenter une augmentation de sa w_L pour un faible dosage en ciment, or ce n’est pas le cas.

De plus, après le pic, la relation entre la limite de liquidité et le dosage en ciment semble être linéaire décroissante, et la limite de liquidité diminue jusqu’à atteindre celle du ciment (36 %). Par conséquent, la limite de liquidité du matériau Soil-Mixing repasse sous la limite de liquidité du sol vierge pour un dosage à 33 % pour l’Argile du Puy, et pour un dosage supérieur à 70 % pour l’illite Arvel. Ces résultats diffèrent de ceux de la littérature de par le fait que chez les autres auteurs la limite de liquidité ne semble plus être affectée par le dosage en ciment au-delà de 10 % de ciment environ (il faut toutefois noter que les auteurs de la bibliographie ont travaillé sur des sols traités depuis au moins 7 jours, contrairement à nous).

Nous reviendrons sur ces constats à la fin de cette partie pour discuter des éventuelles applications aux chantiers. Cependant, on peut déjà conclure que pour des sols plastiques à très plastiques (VBS comprise entre 5 et 8), l’ajout de ciment au sol est néfaste à l’ouvrabilité pour la plage de dosages communément admise.

3.3.2 Influence du dosage en ciment sur la sensibilité à l'eau

On peut aussi étudier la sensibilité à l’eau en fonction du dosage : on obtient la

Figure 115.

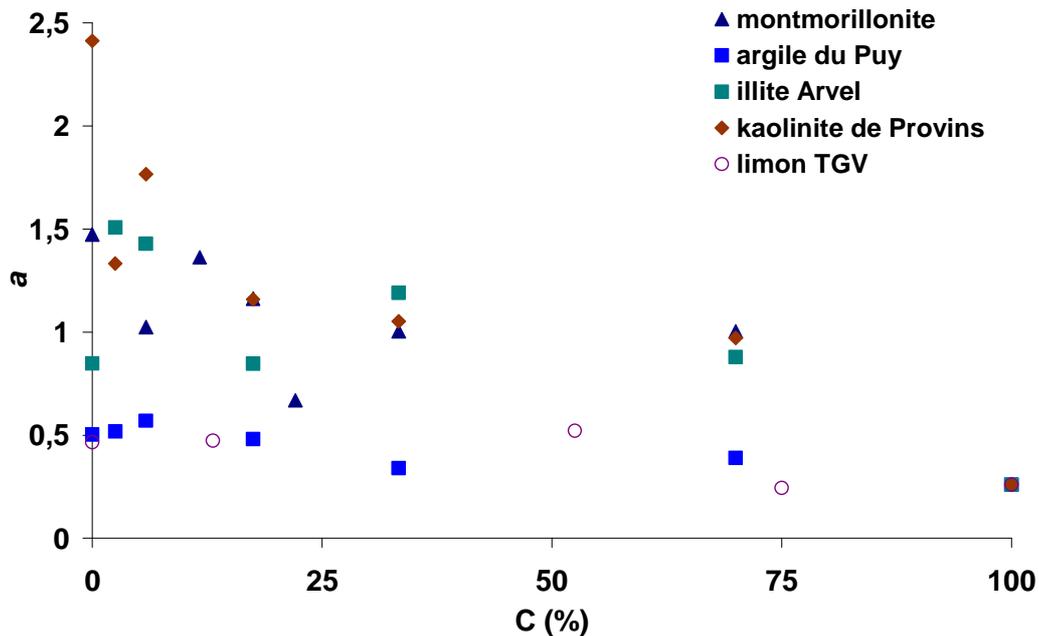


Figure 115 Evolution du coefficient a en fonction du dosage en ciment pour les mélanges argile du Puy – ciment, montmorillonite Arvel – ciment, illite Arvel – ciment, kaolinite de Provins –ciment et limon d’Ablaincourt – ciment

Dans l’ensemble, a diminue quand le dosage augmente jusqu’à atteindre la valeur correspondant au ciment. Cependant, pour l’argile du Puy et l’illite Arvel notamment, le coefficient augmente jusqu’à atteindre un pic entre 3 et 6 % de ciment, comme pour la limite de liquidité. Cela voudrait dire que le sol est rendu moins sensible à l’eau et donc moins possiblement ouvrable pour un faible ajout de ciment. De la même manière que pour la limite d’ouvrabilité, cette observation n’est pas logique : la tendance devrait être linéaire et décroissante si le ciment se comportait comme une fraction fine du sol. Cependant la tendance générale est à la baisse, ce qui est plus logique.

3.4 Mélanges sable-argile : influence de la fraction argileuse sur la limite d’ouvrabilité

Pour étudier l’influence de l’argilosité du sol sur son ouvrabilité, nous avons étudié des mélanges sable – argile.

La Figure 116 représente les résultats bruts des essais réalisés. On remarque comme pour les autres sols (exceptés la montmorillonite et le limon) une augmentation de la limite de liquidité avec l’augmentation du dosage en ciment (lorsque celui-ci est faible).

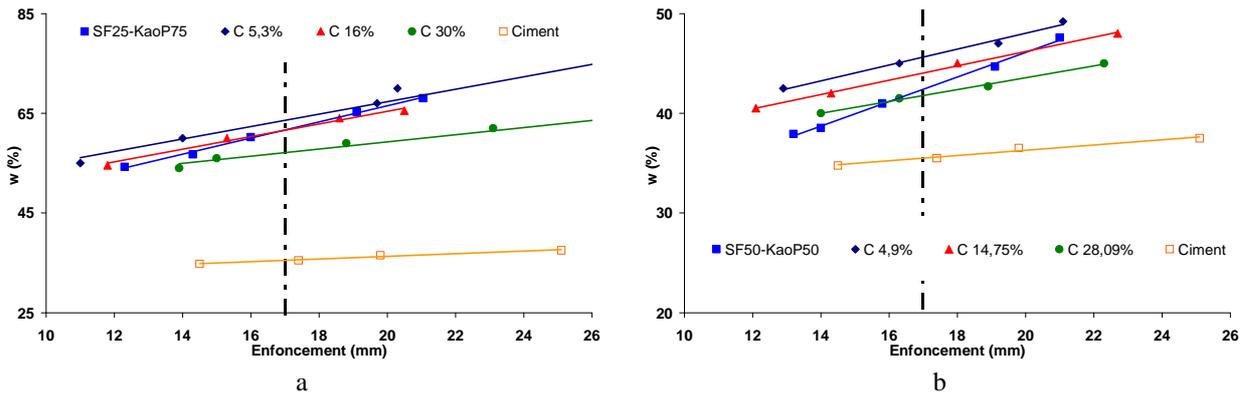


Figure 116 Evolution de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement du cône pour les mélanges sable de Fontainebleau-kaolinite de Provins-ciment avec 75 % (a) et 50 % (b) de kaolinite

En représentant cette évolution de w_L en fonction du dosage (Figure 117) pour ces mélanges ainsi que pour la kaolinite de Provins pure, on remarque que quelle que soit la quantité d'argile contenue dans le mélange, le pic est atteint aux alentours de 5 % de ciment, soit un dosage de 70 kg/m^3 . De même, la différence de valeur entre ce pic et la limite de liquidité du matériau pur ne varie pas : dans le cas de ces mélanges, w_L augmente de 2,5 points en moyenne, indépendamment de l'argilosité du sol.

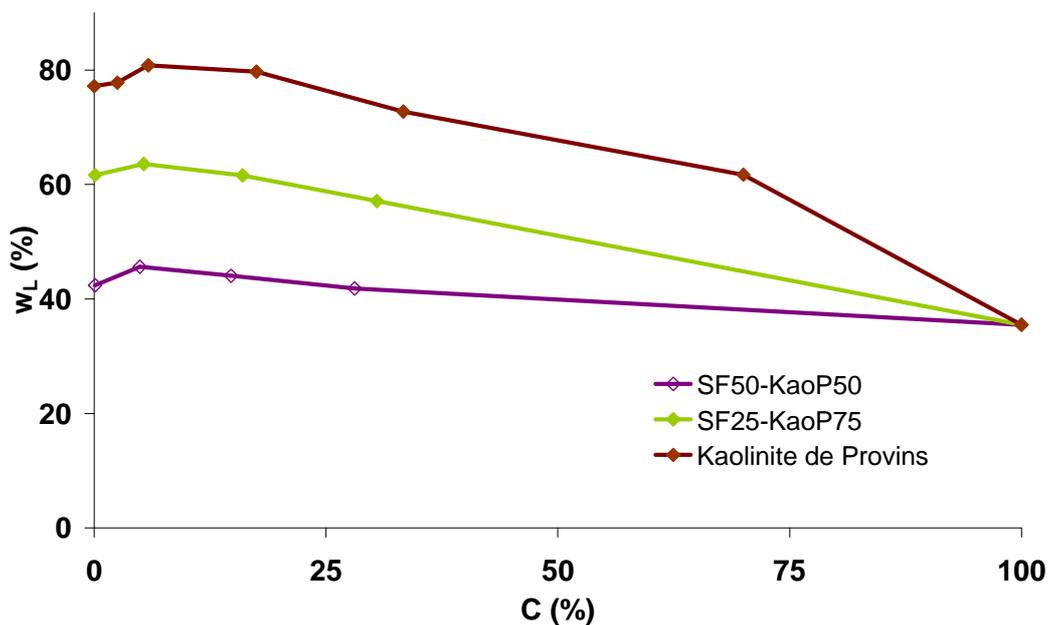


Figure 117 Evolution de la limite de liquidité des matériaux à base de kaolinite de Provins en fonction du dosage en ciment.

Cela peut vouloir dire deux choses :

- Soit qu'au fur et à mesure que la quantité d'argile augmente, l'impact du ciment sur l'ouvrabilité à faible dosage se fait de moins en moins sentir,

- Soit que le Δw_L (qui représente la différence des limites entre le matériau vierge et le dosage pour lequel le pic est atteint) est trop faible pour être quantifié en fonction de la quantité d'argile.

Pour nous assurer que ce n'était pas la précision de la mesure qui nous empêchait de quantifier le Δw_L en fonction de la fraction argileuse, nous avons mené la même expérience sur des mélanges sable de Fontainebleau – illite Arvel.

La Figure 118 montre l'évolution de ces différences de limite de liquidité entre le pic, fixé arbitrairement à 5,8 % ce qui représente un dosage de 70 kg/m^3 pour une argile pure.

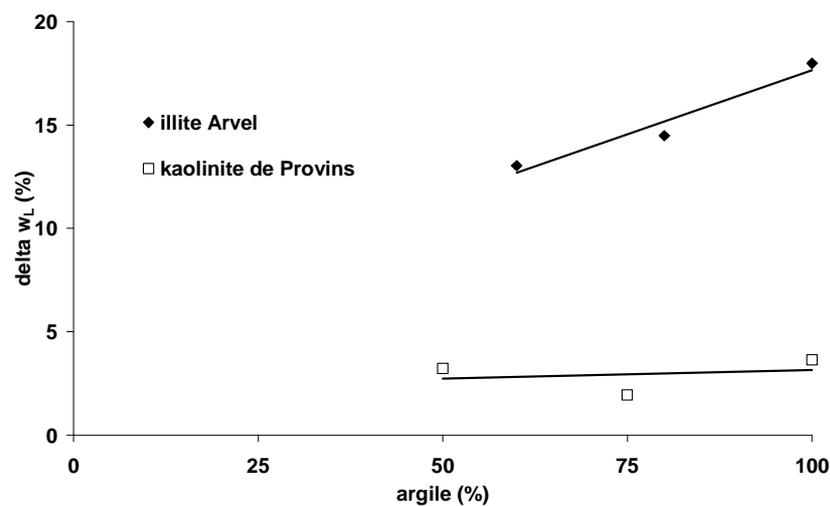


Figure 118 Δw_L en fonction de la fraction argileuse pour les mélanges sable de Fontainebleau – illite Arvel
La relation est linéaire pour l'illite Arvel, ce qui veut dire que plus l'argilosité du sol est forte, plus l'augmentation de la limite de liquidité est grande.

Pour la kaolinite de Provins, l'absence de relation clairement définie était donc due à un problème de précision de la mesure.

Nous avons aussi étudié l'évolution à dosage constant de la limite de liquidité en fonction du pourcentage d'argile : la relation entre ces deux paramètres est linéaire pour tous les dosages et les différents sols (Figure 119). Pour les mélanges à base de kaolinite de Provins (Figure 119a), cette observation montre que le matériau Soil-Mixing se comporte de la même façon que le sol originel et que c'est le pourcentage de particules argileuses qui va jouer le plus grand rôle sur la limite de liquidité. En revanche, pour les mélanges à base d'illite Arvel (Figure 119b), à faible dosage, c'est le ciment qui pilote l'évolution de la limite de liquidité, plutôt que l'argilosité.

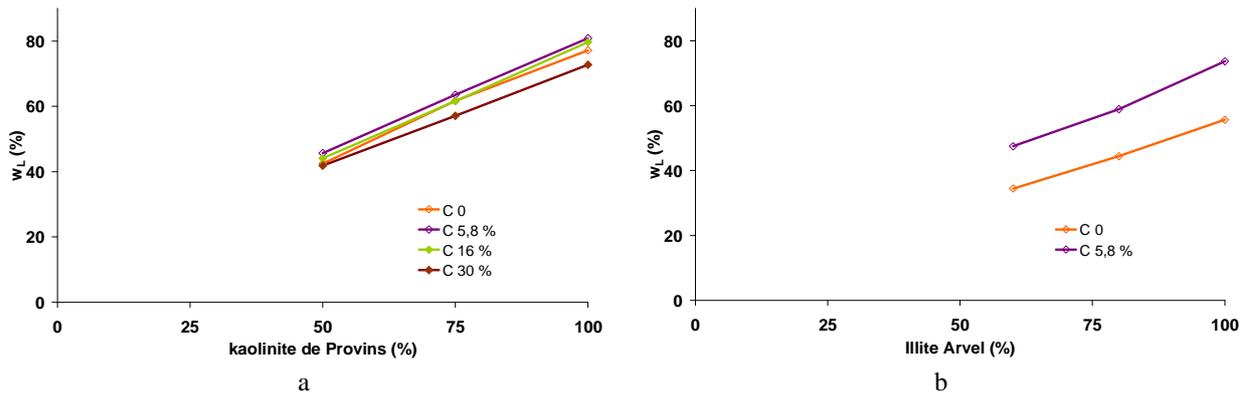


Figure 119 Evolution de la limite de liquidité en fonction de l'augmentation du dosage en ciment pour les mélanges à base de kaolinite de Provins, à dosage en ciment constant

La sensibilité à l'eau quant à elle augmente avec le dosage en ciment, de façon plus nette que sur les autres sols présentés plus haut (pour tous les mélanges sable de Fontainebleau – kaolinite de Provins), comme on peut le voir sur la Figure 120.

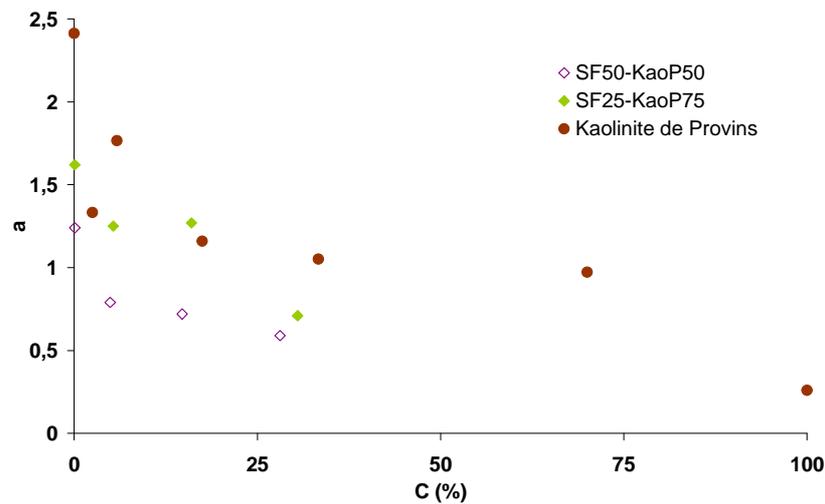


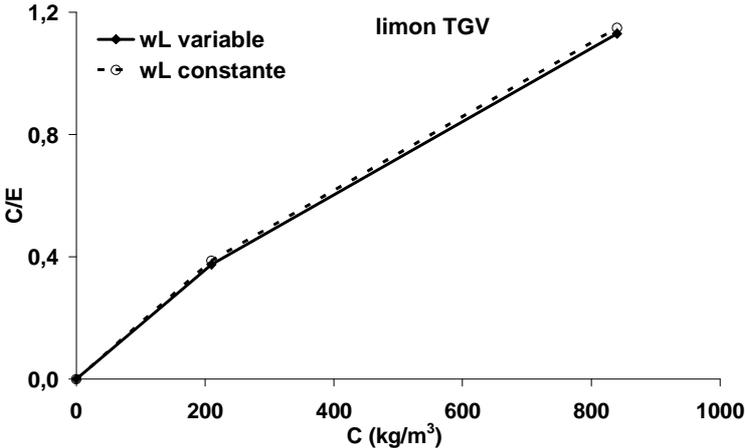
Figure 120 Evolution de la sensibilité à l'eau en fonction de l'augmentation du dosage en ciment pour les mélanges à base de kaolinite de Provins

On remarque aussi qu'avec l'augmentation du dosage en ciment la tendance reste la même, à savoir que c'est toujours le matériau le plus argileux qui présente la plus faible sensibilité à l'eau.

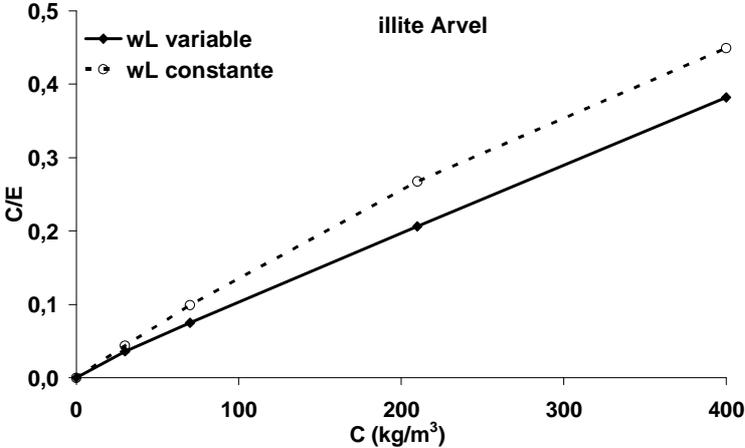
3.5 Application au chantier

Nous avons vu dans la littérature qu'il est nécessaire de travailler à une teneur en eau au moins supérieure à celle du sol en place dans le cas du Deep Mixing (Bergado et al. 2005).

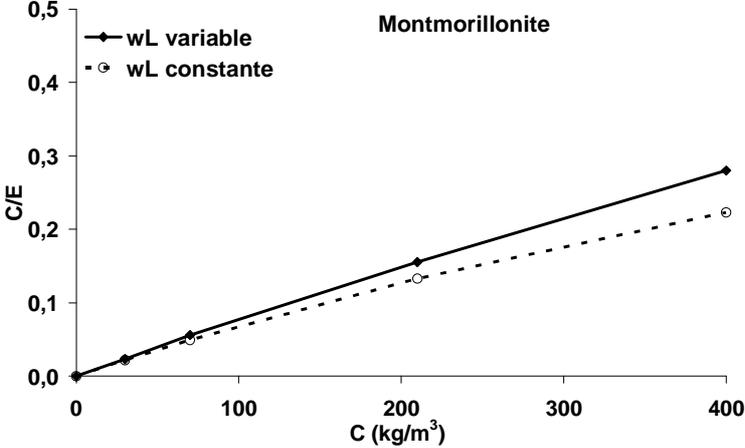
Dans cette partie, nous allons comparer l'évolution du C/E maximal de plusieurs sols en fonction du dosage en ciment calculé en suivant cette consigne d'une part et calculé en suivant nos observations d'autre part, ceci afin de montrer une éventuelle différence dans la limite haute de la zone d'ouvrabilité du matériau. C'est ce que représente la Figure 121 pour le limon d'Ablaincourt, l'illite Arvel et la montmorillonite Arvel. Le C/E maximal atteignable est celui obtenu pour une teneur en eau minimale, qui est dans le cas du Deep Mixing égale à la limite de liquidité du matériau.



a



b



c

Figure 121 Comparaison des plages d'ouvrabilité en fonction de la limite de liquidité supposée du mélange pour le limon d'Ablaincourt (a), l'illite Arvel (b) et la montmorillonite Arvel (c)

Pour les matériaux peu plastiques de type limon, la différence est nulle, puisque la limite de liquidité du matériau ne semble pas dépendre du dosage en ciment.

Pour des sols plastiques et très plastiques (VBS comprise entre 5 et 8), nous avons vu que la limite de liquidité augmente pour atteindre un pic aux alentours de 70 kg de ciment par mètre cube. On observe une forte variation du C/E maximal atteignable selon que l'on utilise comme limite de liquidité celle du sol ou celle du matériau Soil-Mixing. Le C/E maximal atteignable est toujours plus petit dans le cas où la limite de liquidité du matériau est prise en compte. De ce fait, la zone d'ouvrabilité est plus petite.

Pour les argiles vraiment très plastiques de type montmorillonite et bentonite, la zone d'ouvrabilité du matériau est au contraire plus grande si l'on calcule le C/E à partir de la limite de liquidité du matériau, puisque la quantité d'eau minimale à ajouter pour garantir la qualité autoplaçante du matériau diminue.

A titre d'exemple, pour l'illite Arvel, il faudra injecter pour un dosage de 210 kg/m³ 230 l/m³ d'eau en plus si l'on considère la limite de liquidité du matériau plutôt que celle du sol pour obtenir un matériau réellement autoplaçant. Cette valeur n'est pas négligeable et il est donc nécessaire de faire varier les consignes sur chantier afin de garantir le caractère autoplaçant et donc la continuité du matériau

3.6 Conclusions

Dans cette partie, nous définissons le domaine d'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing grâce à la limite d'ouvrabilité du matériau, que nous associons à la limite de liquidité. En effet, la limite de liquidité est définie comme la teneur en eau à laquelle le matériau s'écoule sous une contrainte seuil comprise entre 2 et 2,5 kPa. Nous considérons qu'au dessus de cette limite, le matériau est autoplaçant.

Nous avons vu que l'évolution de l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing n'est pas linéaire avec la quantité de ciment ajoutée. Ceci diffère des résultats obtenus sur des mélanges non

cimentaires constitués de sable et d'argile, et remet en cause notre hypothèse de départ qui consistait à assimiler le ciment à un sol fin à très jeune âge. Les résultats obtenus sont en effet comparables à ceux obtenus par différents auteurs pour des temps d'hydratation beaucoup plus élevés (7 jours et plus).

Il existe une plage de dosage en ciment pour laquelle la limite d'ouvrabilité est supérieure à celle du matériau vierge : le pic se trouve aux alentours des 5 % de ciment, et la limite d'ouvrabilité du matériau peut dans certains cas ne pas retrouver la valeur du sol vierge avant un dosage égal à 50 % de ciment. Pour ces sols, le C/E maximal atteignable à faible dosage diminue donc. C'est un résultat capital qui implique de revoir les consignes chantiers, puisque c'est dans cette plage de dosage que les industriels travaillent. Cette augmentation varie grandement (et peut même être négative comme dans le cas de la montmorillonite). Un pourcentage maximal d'augmentation de 32 % a été obtenu sur une illite.

La zone d'ouvrabilité des matériaux va donc évoluer en fonction de la quantité de ciment ajoutée et du type de sol rencontré.

Les mélanges sable – argile – ciment ont montré que cette augmentation de w_L semble être proportionnelle à l'argilosité du sol. Cette « bosse » est donc certainement due à la nature minéralogique du sol. A dosage en ciment égal, nous avons également constaté que w_L augmente avec la quantité d'argile, montrant que comme dans le cas d'un sol naturel, la fraction argileuse joue sur les limites d'Atterberg, mais qu'elle n'est pas forcément la cause unique ni même principale de ces variations.

La sensibilité à l'eau du matériau tend quant à elle à augmenter avec le dosage en ciment. Toutefois, à faible dosage, la tendance n'est pas très nette pour certains sols. C'est un paramètre important qu'il faut prendre en compte sur chantier : même s'il est admis qu'il faudra donner des consignes pour atteindre au moins la limite de liquidité du matériau, il est préférable de se placer un peu au dessus, par sécurité (sur chantier, l'hétérogénéité des paramètres du sol est un problème) et pour faciliter la réalisation des travaux. Or, nous avons vu que la sensibilité à l'eau d'un sol peut varier très fortement : sa connaissance permettra d'obtenir un C/E plus élevé, ou de ne pas surdoser en ciment le mélange (selon la méthode Soil-Mixing utilisée). En effet, les différences de sensibilité varient de 1 à 5 : une même quantité d'eau ajoutée dans deux sols différents permettra de s'éloigner plus ou moins vite de la zone de transition état plastique – état liquide.

La détermination des limites d'Atterberg du sol, préconisée par la norme NF EN 14679 (AFNOR 2005), n'est donc pas suffisante. La détermination de la limite de liquidité du sol traité est cruciale pour pouvoir donner des consignes permettant d'obtenir un matériau continu et homogène.

4 Etude de l'impact de la préparation du sol, de la méthode de malaxage et des conditions de cure

4.1 Objectifs et démarche

L'un des objectifs majeurs de notre projet de recherche est d'évaluer les propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing en fonction des paramètres suivant : dosage en ciment, type de sol, granulométrie, argilosité et teneur en eau.

Pour atteindre cet objectif, nous avons du faire des choix de matériel et de protocoles de réalisation des mélanges et des essais. La Figure 122 décrit la démarche qui nous a amenés à faire ces choix.

Les protocoles de réalisation et de cure des matériaux créés en laboratoire sont décrits dans le chapitre 2.

Nous avons vu dans le chapitre 1 que la préparation du sol, quand celui-ci est organique, influence fortement la résistance du matériau Soil-Mixing. Nous n'avons pas inclus de sols organiques dans notre étude paramétrique. Cependant, afin de quantifier l'impact de l'argilosité du sol sur les performances de la stabilisation, nous avons créé en laboratoire des sols mixtes (mélange de kaolinite Soka et de sable de Fontainebleau). Or on peut recréer ces sols de différentes façons : c'est l'influence de cette méthode de préparation que nous allons étudier dans cette partie.

De même, nous avons vu que différents malaxeurs sont utilisés pour créer les mélanges en laboratoire : nous avons fait le choix d'utiliser un malaxeur Hobart. Cependant, afin de comparer différentes cinématiques de malaxage, qui sont des paramètres qui varient d'une technique chantier à une autre, nous avons utilisé un autre malaxeur. Nous allons comparer ici les résultats obtenus avec ces 2 méthodes de malaxage.

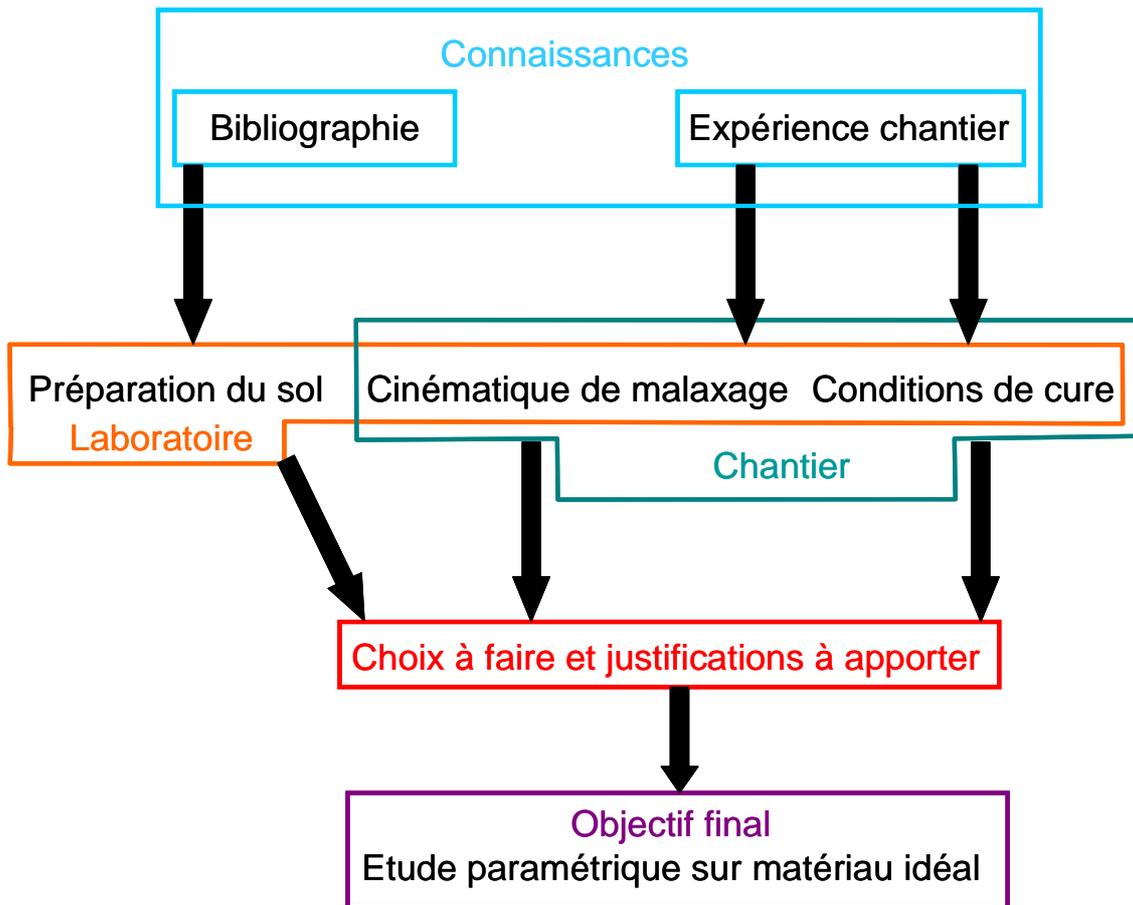


Figure 122 Démarche adoptée lors de l'étude d'influence de la préparation du sol, de la cinématique de malaxage et des conditions de cure

Enfin, afin d'étudier l'impact des conditions de cure, nous avons créé des éprouvettes que nous avons conservées dans différentes ambiances. Encore une fois, nous allons comparer les résultats obtenus à ceux de nos mélanges dits de référence.

Cette étude s'inscrit aussi dans la continuité des travaux communs des différentes équipes à travers le monde et qui ont pour but d'uniformiser la reproduction du matériau Soil-Mixing en laboratoire, afin de pouvoir comparer les différentes études (Kitazume et al. 2009)

4.2 Influence de la méthode préparation du sol

4.2.1 Préparation du sol et réalisation des mélanges

La méthode la plus intuitive et simple pour créer un sol mixte (composé de fine et de sable) est de mélanger intimement à sec les 2 matériaux. Cela permet de réaliser rapidement une grande quantité de sol. Cependant, aucune interaction ne se crée entre les différentes particules : elles sont juste juxtaposées les unes aux autres.

(Unikowski 1982) affirme que les études qui ont été réalisées sur des mélanges sable – argile - ciment en incorporant tous les composants au moment de la confection des éprouvettes sont à écarter puisque les particules grossières ne sont pas « polluées » comme elles peuvent l’être dans la nature. En procédant de cette manière, il affirme que l’argile est indépendante des granulats et constituent des boulettes qui ne jouent qu’un petit rôle.

Nous avons donc décidé de reproduire la méthode de cet auteur, et qui est la suivante :

- Le sable et l’argile sont introduits à sec dans le malaxeur Hobart et mélangés pendant cinq minutes,
- Ensuite le mélange est humidifié avec un pulvérisateur en prenant soin de ne pas dépasser les 5% de teneur en eau finale,
- Le mélange est de nouveau malaxé pendant quelques minutes puis mis à sécher dans une étuve à 55 °C.

Cette façon de procéder est sensée lier le sable à l’argile, cette dernière l’entourant.

Nous avons ensuite réalisé les mélanges selon le protocole correspondant au malaxeur Hobart et décrit dans le chapitre 2.

Le sol choisi était un mélange composé de 75 % de sable de Fontainebleau et 25 % de kaolinite Soka, dosé en ciment à 320 kg/m^3 , avec une teneur en eau initiale de 40 %.

4.2.2 Résultats et analyses

Les éprouvettes ont toutes été testées selon le même protocole.

La masse volumique moyenne des éprouvettes pour les deux méthodes est presque identique : elle vaut 1828 kg/m^3 pour celles préparées selon la méthode Unikowski et 1831 kg/m^3 pour celles préparées selon la méthode classique.

En comparant les résistances obtenues sur les mélanges effectués selon les deux méthodes, on observe que la relation est linéaire et que les résultats sont comparables (Figure 123). Le coefficient directeur de la droite reliant les résistances obtenues selon la méthode Unikowski et celles obtenues selon la méthode classique vaut exactement 1,0053.

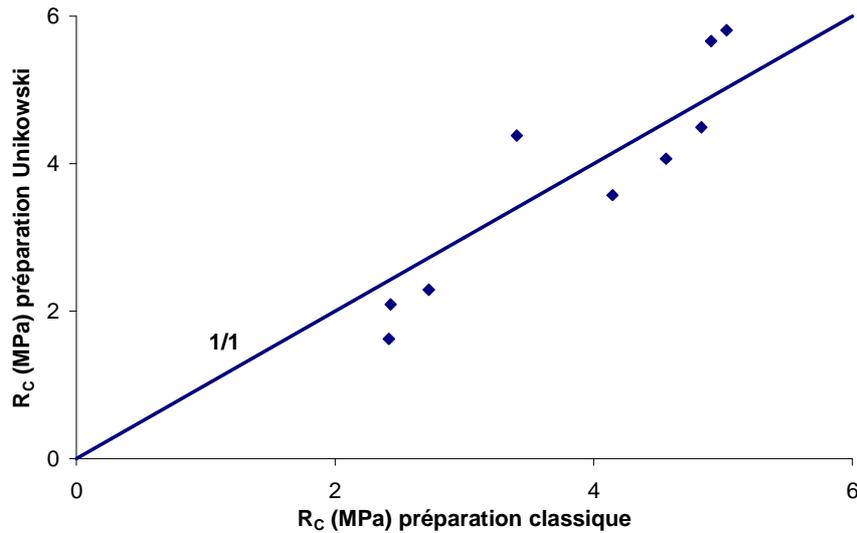


Figure 123 Comparaison entre les résistances obtenues sur mélanges de sols mixtes préparés selon notre méthode et la méthode Unikowski

Le calcul des modules montre que la méthode de préparation du sol n'influence pas la relation entre E_{50} et la résistance à la compression simple (Figure 124). Ce résultat est logique au vu des résultats que nous avons obtenus sur le chantier de Vémars.

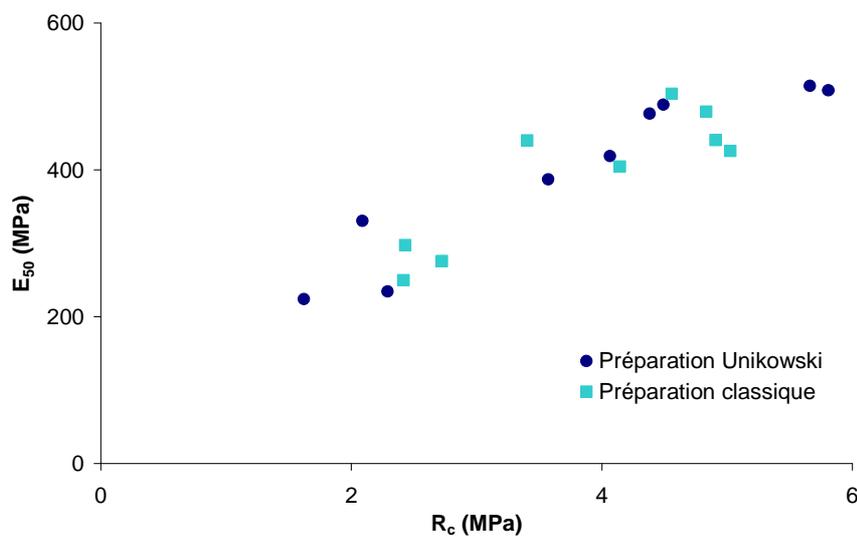


Figure 124 Comparaison des relations E_{50} - R_c obtenues sur des mélanges de sols mixtes préparés selon notre méthode et la méthode Unikowski

Ces résultats montrent donc que la méthode classique de préparation du sol n'est pas moins adaptée que la méthode prônée par Unikowski. Elle est donc tout à fait acceptable.

4.3 Influence du malaxage

Sur chantier, la cinématique de malaxage varie d'une technique à une autre. Il est donc légitime de se poser la question de connaître les performances d'une technique ou d'un outil par rapport à un autre. La même question est également posée en laboratoire.

De la même façon que des études ont déjà été menées sur l'influence du malaxage (à cinématique constante), comme nous avons pu le voir dans le chapitre 1 (Terashi et al. 1977; Nakamura et al. 1982; Kitazume et al. 2009) nous avons choisi de comparer des résultats obtenus à partir de mélanges réalisés avec un malaxeur Hobart et un malaxeur à mortier, qui sont très différents.

Cela a déjà été effectué d'une certaine manière sur chantier : (Ganne et al. 2010) présente en effet pour des résultats obtenus sur chantier et regroupant trois techniques de Soil-Mixing différentes (CSM, CVR C-mix et TSM) la relation entre le module E50 et la résistance à la compression simple. On remarque que la relation entre les deux paramètres semble être la même, quelle que soit la technique utilisée. Néanmoins, à cause des problèmes de variabilité inhérents au chantier et que nous avons pu voir précédemment, il est nécessaire d'étudier en laboratoire la différence qu'il peut y avoir entre deux cinématiques de malaxage.

(Larsson 2003) a utilisé deux malaxeurs légèrement différents, et en appliquant au mélange une énergie de malaxage égale quel que soit le malaxeur utilisé, a comparé les résistances obtenues. Celles-ci sont similaires, et aucune différence notable n'est remarquée.

Nous nous proposons donc d'aller plus loin, en comparant deux malaxeurs totalement opposés.

Comme cela a été dit dans le chapitre 2, les mélanges réalisés ne diffèrent que par l'outil de malaxage.

Les mélanges testés sont un mélange de Sable de Fontainebleau dosé à 265 kg/m^3 avec 19 % de teneur en eau totale, un mélange de kaolinite Soka dosé à 400 kg/m^3 avec 120 % de teneur en eau totale et un mélange de sol mixte Sable de Fontainebleau –kaolinite Soka (50 % de sable et 50 % de kaolinite) dosé à 210 kg/m^3 avec 65 % de teneur en eau totale.

On peut observer sur la Figure 125 que les densités des mélanges obtenus à l'aide des deux malaxeurs présentent les mêmes densités, à sol initial égal.

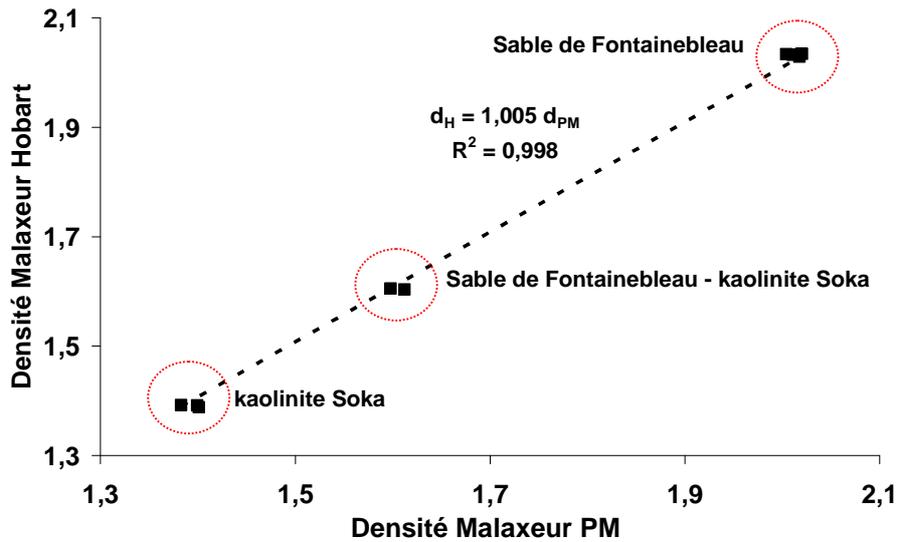


Figure 125 Comparaison des densités obtenues sur des mélanges préparés avec les deux malaxeurs

La Figure 126a présente les résistances obtenues pour les mélanges idéaux ainsi que pour les mélanges réalisés avec le malaxeur à mortier. On observe une résistance légèrement plus grande sur les éprouvettes malaxées avec le malaxeur Hobart, et ce quel que soit l'âge du matériau. Cette différence est de l'ordre de 10 %.

La Figure 126b représente le vieillissement des éprouvettes, en normalisant toutes les résistances aux différents âges par la résistance à sept jours. On observe très clairement que le vieillissement et le gain de résistance sont identiques, ce qui indique qu'il n'y a pas eu un problème de conservation, et que la différence est bien due au malaxage.

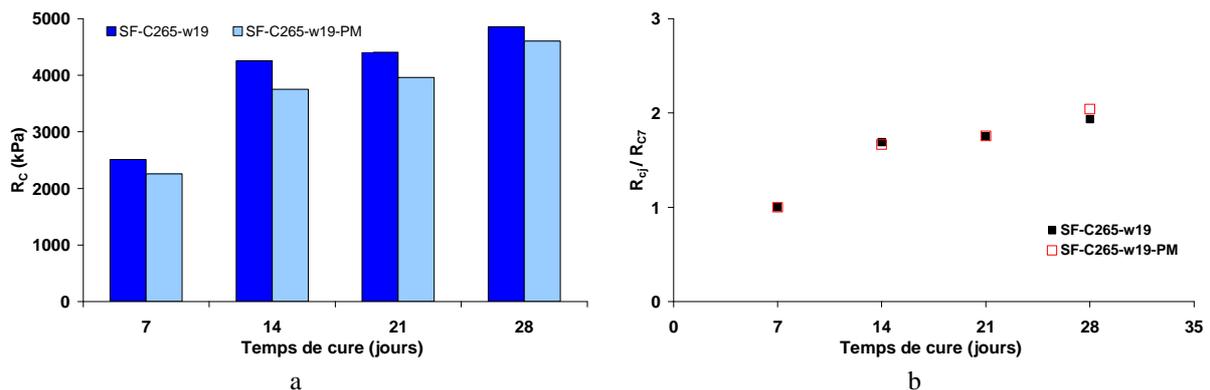


Figure 126 Comparaison des résistances obtenues (a) et du gain de résistance obtenu(b) à 7, 14, 21 et 28 jours pour des mélanges sable-ciment réalisés avec les deux malaxeurs

Les Figure 127a et Figure 127b présentent les résultats obtenus sur les mélanges à base de kaolinite et de sable-kaolinite. Encore une fois, on remarque que la résistance la plus grande est obtenue avec le malaxeur Hobart, sauf à 14 jours pour le mélange à base de kaolinite.

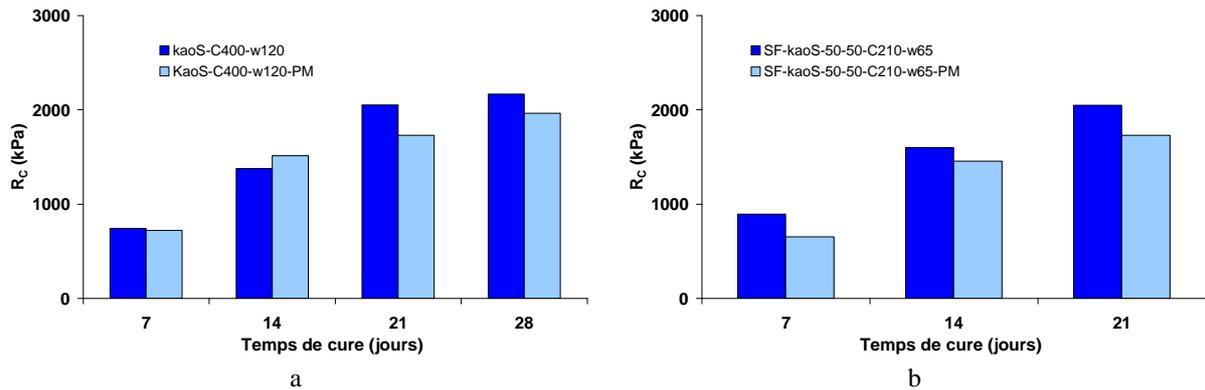


Figure 127 Comparaison des résistances obtenues sur des mélanges à base de kaolinite (a) et de sol mixte SF-kaoS (b) réalisés avec les deux malaxeurs à 7, 14, 21 et 28 jours

On remarque sur la Figure 128, qui représente la résistance des mélanges obtenue en fonction de la résistance obtenue sur les mélanges réalisés avec le malaxeur à mortier, que la relation est linéaire, avec un coefficient directeur de 1,10. Le coefficient de corrélation de 0,99 ainsi que la plage des résultats obtenus, de 0,8 à 5 MPa, et sur des matériaux différents, montre que cette tendance est toujours valable.

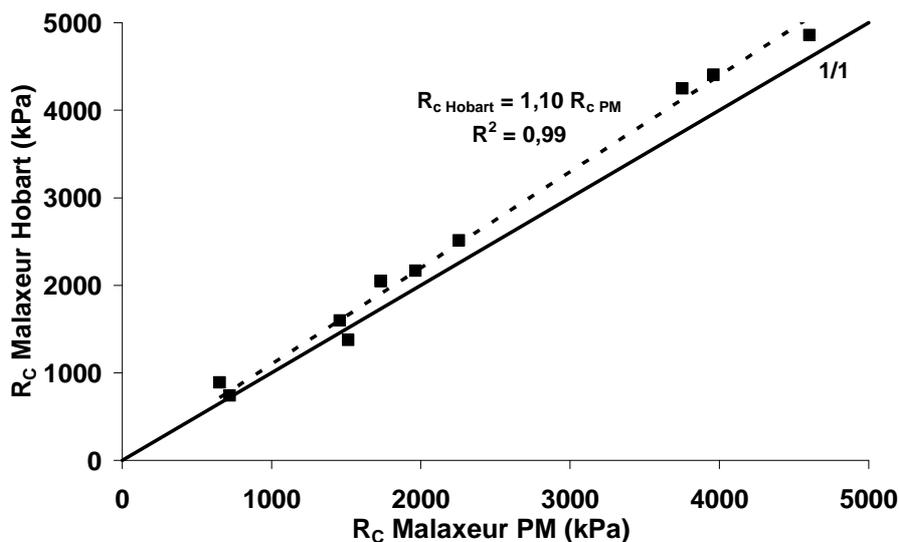


Figure 128 Comparaison entre les résistances obtenues avec le malaxeur Hobart et le malaxeur à mortier (tous mélanges confondus)

On peut donc conclure que la cinématique de malaxage influence la résistance du matériau obtenu. Dans notre cas, le malaxeur Hobart, que nous avons choisi pour l'étude paramétrique que nous avons réalisée, permet d'obtenir des résultats supérieurs de 10 % à ceux obtenus avec un malaxeur à mortier. Pour les argiles et sols argilo-sableux, le résultat semble logique, à cause des couteaux qui ont pour fonction d'émotter le sol. En revanche, on aurait pu penser que la cinématique n'aurait pas eu tant d'influence sur un matériau granulaire (donc sans cohésion) comme le sable de Fontainebleau.

4.4 Influence des conditions de cure

In situ, les conditions de cure peuvent varier fortement, d'un chantier à un autre, d'un emplacement à un autre sur le même chantier, voire au sein d'un même élément (colonne, panneau).

On peut citer comme causes principales de ces variations de conditions de cure sur chantier l'hydrogéologie du site avec le positionnement de toute ou partie de l'ouvrage sous nappe (ou dans la frange capillaire) ou bien en zone non saturée. L'éventuelle zone de marnage est aussi à prendre en compte. Le but de l'ouvrage joue aussi un rôle important, puisqu'un mur de soutènement avec une face excavée sera soumis aux aléas climatiques.

La différence entre ces conditions de cure va principalement être l'humidité relative. C'est pourquoi nous avons recréé en laboratoire en plus de nos conditions de cure endogènes, des ambiances différentes avec des humidités relatives contrôlées à 29 %, 55 % et 76 %.

Les essais ont été réalisés sur des mélanges à base de sable de Fontainebleau dosés en ciment à 265 kg/m^3 avec une teneur initiale en eau de 19 %.

La Figure 129 présente les résistances obtenues pour chacun de ces mélanges à 14 et 28 jours. On observe une chute constante et graduelle de la résistance avec la chute de l'humidité relative. Cela peut s'expliquer par un problème d'hydratation du ciment : en effet, celle-ci ne peut plus se faire de façon optimale et la résistance chute.

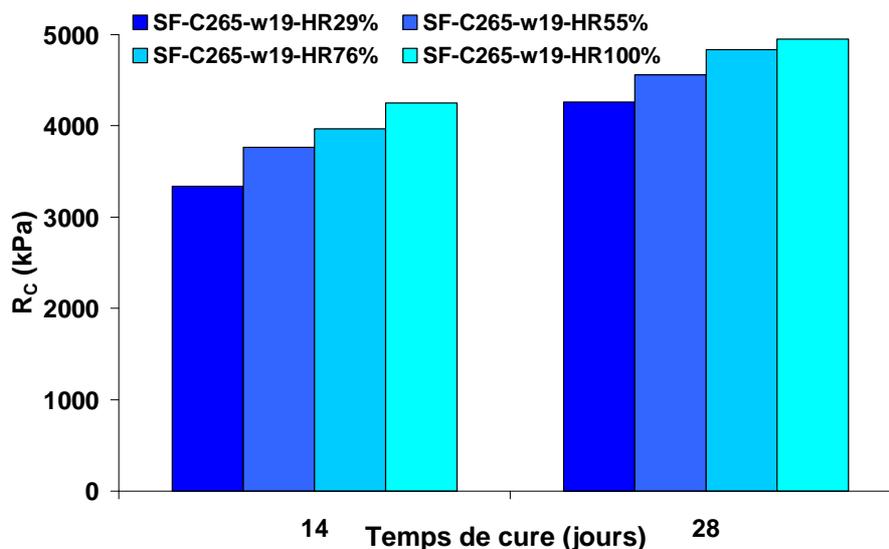


Figure 129 Comparaison des résistances obtenues à 14 et 28 jours en fonction des conditions de cure

Sur la Figure 130, on peut voir que la relation entre la résistance et l'humidité relative est linéaire, avec des allures semblables à 14 et 28 jours. On remarque que pour un matériau qui a vieilli dans un milieu où règne une humidité relative de 29 % la résistance n'est égale qu'à 80 % de la résistance d'un même mélange conservé dans des conditions de cure endogènes.

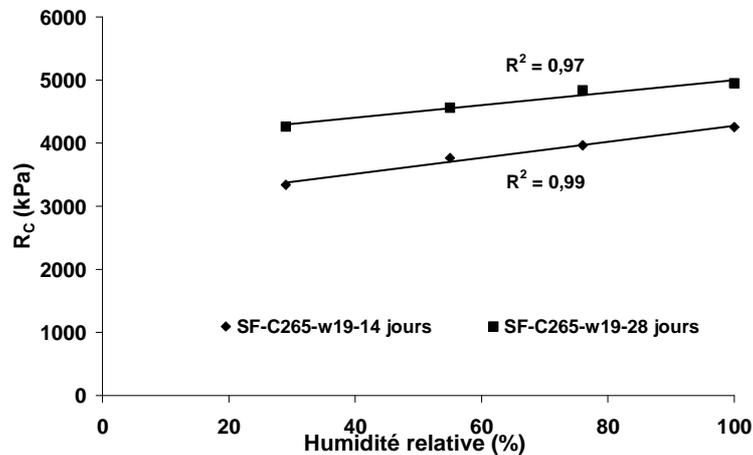


Figure 130 Relation entre la résistance et l'humidité relative à 14 et 28 jours

L'humidité relative a donc une influence sur la résistance finale du matériau. Elle n'est donc pas à négliger lors du dimensionnement d'ouvrage, en particulier des murs de soutènements dont une face sera exposées à l'air libre et donc soumise au soleil et au courant d'air, qui peuvent être soumis à effet d'assèchement important.

4.5 Conclusions

Cette partie avait pour but de montrer les éventuelles différences de résultats que l'on pouvait obtenir selon la méthode de préparation du sol, de préparation du mélange ainsi que son mode de conservation, et ceci entre autres afin de valider les choix que nous avons fait pour la réalisation de notre étude paramétrique sur mélanges idéaux.

La première conclusion est que la préparation du sol, dans le cas de la reconstitution d'un sol sablo-argileux, n'a pas d'effet sur la résistance du matériau, comme nous avons pu le montrer.

La cinématique de malaxage, et donc le choix du malaxeur, a par contre une importance, même sur des matériaux granulaires réputés facile à mélanger. Le malaxeur Hobart permet de réaliser des mélanges en moyenne 10 % plus résistants que ceux réalisés avec un malaxeur à mortier.

Enfin, l'humidité relative de l'atmosphère dans laquelle vieillit le matériau joue aussi un rôle non négligeable sur la résistance du matériau Soil-Mixing, avec comme conditions de cure optimum la cure endogène.

Pour réaliser notre étude paramétrique, nous avons besoin de produire de manière simple, fiable et rapide un grand nombre d'éprouvettes.

5 Conclusions générales

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons vu que le matériau réalisé sur chantier n'est pas quelque chose de totalement contrôlable, ni contrôlé.

Les variations ponctuelles de teneur en eau dans les sols dues à la géologie du terrain, ainsi que les aléas climatiques (pluie et neige) font que la quantité d'eau dans le mélange n'est pas toujours identique. Une autre cause de la variation de la quantité d'eau est l'hétérogénéité du sol, qui joue aussi sur la résistance du matériau obtenu.

La réalisation du mélange in situ et le contrôle des paramètres machine présentent des limitations, qui font toujours planer un doute sur le dosage réel et la représentativité des prélèvements (à moins d'en prélever en très grande quantité).

Le suivi du chantier de Vémars a toutefois montré que même si la qualité de malaxage est moins bonne in situ qu'en laboratoire (ce qui est un résultat courant dans la littérature, comme nous avons pu le voir dans le chapitre 1), la relation module – résistance reste la même que celle obtenue sur des mélanges idéaux.

Le chantier de Fréjus a montré d'une part que, dans un sable, le malaxage est beaucoup plus aisé que dans un limon : presque aucune inclusion n'a pu être remarquée. De plus, la différence de résistance entre le chantier et le laboratoire a quasiment disparue. Les résultats montrent aussi qu'il existe une bonne homogénéité à la fois inter et intra-colonne. Par ailleurs, nous n'avons pas réussi à montrer de différence entre le matériau ayant vieilli sous nappe et celui ayant vieilli hors nappe. Cela peut s'expliquer peut être par le fait que les échantillons hors nappe se trouvaient en fait dans la frange capillaire.

L'étude sur l'ouvrabilité a montré que le dosage en ciment avait une influence très importante sur la limite de liquidité du matériau (et donc sur sa limite d'ouvrabilité), et qu'il n'est pas

suffisant de donner comme consigne d'injecter une quantité d'eau qui équivaldrait à la limite de liquidité du sol. Il peut être en effet nécessaire d'injecter plus d'eau pour certains sols argileux pour obtenir la qualité autoplaçante recherchée. De même, l'étude de la sensibilité à l'eau du matériau permettra d'obtenir un C/E plus élevé, ou de ne pas surdoser en ciment le mélange.

La troisième partie de ce chapitre, sur l'impact de la préparation du sol, de la méthode de malaxage et des conditions de cure sur les propriétés du matériau Soil-Mixing, nous a permis de faire d'une pierre deux coups. Premièrement, les deux dernières de ces questions se posent inévitablement sur chantier et il est nécessaire d'avoir des éléments de réponses pour pouvoir comparer les résultats de plusieurs chantiers. Deuxièmement, ces études s'inscrivent dans la continuité des travaux menés conjointement par différents laboratoires (dont les résultats ont été publiés à la conférence Deep Mixing '09 (Kitazume et al. 2009 ; Marzano et al. 2009)) et qui permettent d'harmoniser les protocoles utilisés en laboratoire à travers le monde pour reproduire le matériau Soil-Mixing. Troisièmement, nous voulions valider nos choix pour la réalisation de notre étude paramétrique.

Pour réaliser celle-ci, nous avons besoin de produire de manière simple et rapide un grand nombre d'éprouvettes. Les mélanges et les conditions de cure se devaient d'être idéaux.

La comparaison des résultats obtenus à partir des deux méthodes de préparation du sol montrent qu'il n'existe pas de différence entre les deux. Ceci nous a permis de faire l'impasse sur une méthode très coûteuse en temps, au profit d'une autre beaucoup plus simple.

L'étude portant sur la comparaison des performances entre le malaxeur Hobart et celui à mortier a montré que le premier était toujours le plus performant en terme de résistance obtenue. Cela nous a permis d'une part de déterminer que la cinématique de malaxage avait bien une influence sur la résistance obtenue, et de pouvoir justifier notre choix (dans l'optique d'avoir un mélange idéal) qui de plus présente les avantages suivants : grande contenance (et donc grand rendement) et possibilité de comparer les résultats obtenus avec ceux de la littérature française.

L'étude de l'influence de l'humidité relative sur la résistance a montré que les conditions climatiques avaient une grande influence sur le matériau Soil-Mixing : sur un matériau conservé à une humidité relative de 29 %, on observe une baisse de la résistance à 28 jours de 20 % par rapport à un matériau conservé dans des conditions endogènes. Ces résultats, ainsi

que le retour d'expérience disponible dans la littérature, nous ont confortés dans notre choix de conserver notre matériau en conditions endogènes, ce qui est aussi plus facile à mettre en application.

Chapitre 4. Etude Paramétrique

1 Introduction

Dans ce chapitre, qui représente la partie principale de notre projet de recherche, nous présentons les résultats et analyses de notre étude paramétrique. Cette étude avait pour but, comme nous l'avons déjà dit, d'évaluer les propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing en fonction du type de sol à partir duquel il est réalisé, de la granulométrie de ce sol et de la nature et de la quantité des particules fines qu'il contient ainsi que des quantités de ciment et d'eau présentes dans ce mélange.

La Figure 131 présente notre démarche. Les sols grenus (trois sables, une farine de silice, et des sols mixtes sable-farine de silice) nous ont permis d'étudier l'influence de la granulométrie sur le comportement mécanique du matériau. Ces sols étant insensibles à l'eau, nous avons pu écarter son influence.

L'influence de la nature de la fraction fine a pu être étudiée à l'aide de mélange à base d'argile. Une kaolinite et une illite ont donc été traitées. Ces sols étant sensibles à l'eau, au contraire des sols grenus, nous avons pu étudier l'influence de l'eau dans le mélange, en faisant fortement varier la teneur en eau initiale.

En compléments, d'autres sols mixtes à base d'argile et de sable ont été créés en laboratoire afin de pouvoir compléter l'étude en nous focalisant sur influence de la quantité de fines ainsi que leur nature. Pour ceci, nous avons comparé les résultats obtenus avec ceux obtenus sur les mélanges de sols mixtes insensibles à l'eau.

Une partie de synthèse vient clore ce chapitre, dans laquelle nous résumons les différents comportements observés. Cette synthèse vise aussi à proposer un abaque permettant de prédire, en fonction de la quantité de ciment, la résistance atteignable à 28 jours.

Dans ce chapitre, tous les mélanges ont été réalisés avec le malaxeur Hobart et ont été conservés dans des conditions de cure endogènes décrites au chapitre 2, ceci pour avoir des mélanges idéaux.

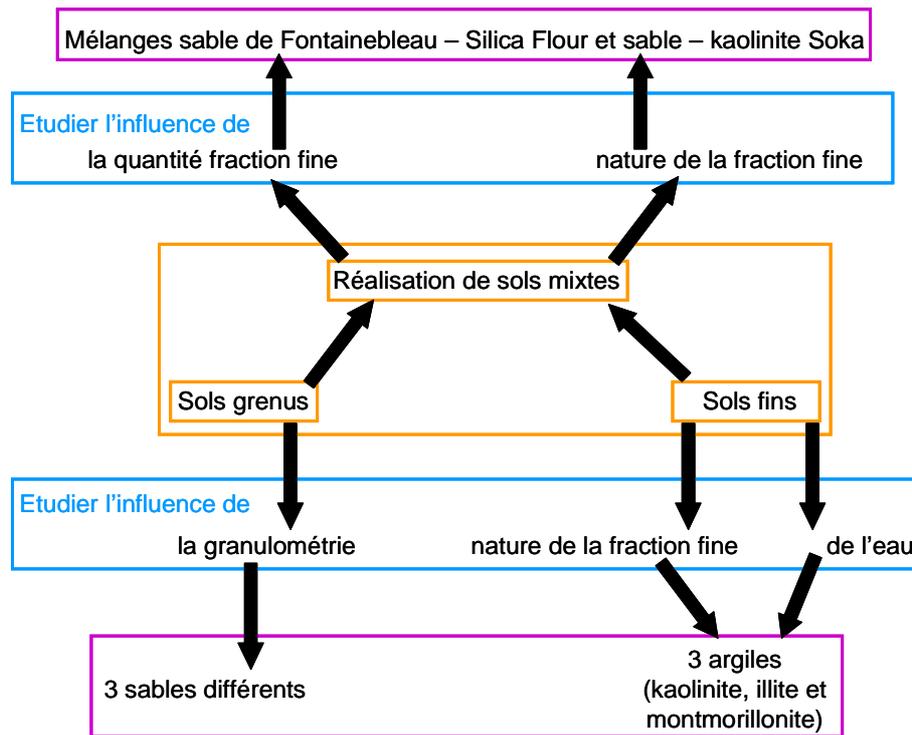


Figure 131 Représentation schématique de notre démarche scientifique

2 Sols grenus

Les sols retenus pour l'étude portant sur les sols grenus sont les sables de Fontainebleau, de Triel et de Fréjus ainsi que le Silica Flour. Ce dernier a aussi été mélangé avec du sable de Fontainebleau dans des proportions différentes afin d'étudier l'impact de l'ajout d'une fraction granulaire fine et inerte dans les sols sur les propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing.

Dans cette partie, nous n'utiliserons pas la notation classique pour le dosage en ciment qui s'exprime normalement en kg/m^3 . Au contraire, nous l'exprimerons en pourcentage, et ce afin de pouvoir comparer nos résultats à ceux de la littérature.

2.1 Résultats typiques

On peut voir sur la Figure 132 les résultats d'essais de compression simple obtenus pour les trois sables et tous les dosages en ciment, et sur la Figure 133 les résultats obtenus sur les mélanges sable de Fontainebleau – Silica Flour. Ces figures montrent clairement que de manière générale tous les mélanges sol-ciment suivent la même allure de vieillissement.

Logiquement, la résistance de tous les mélanges sol-ciment augmente de manière très importante pendant les premiers 28 à 56 jours puis elle atteint un plateau entre 56 et 90 jours.

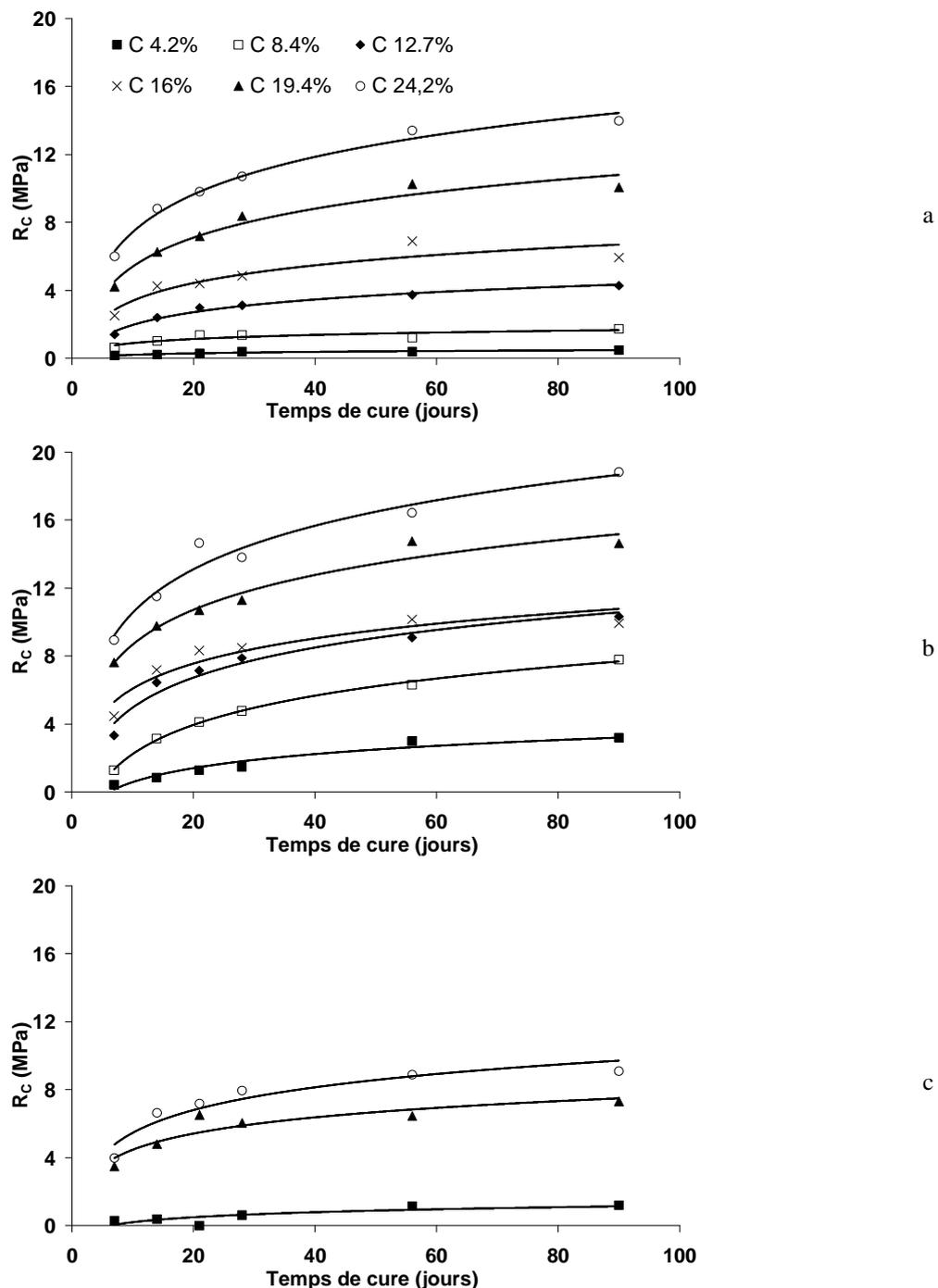


Figure 132 Evolution de la résistance en fonction du temps pour tous les dosages, pour les sables de Fontainebleau (a), Triel (b), et Fréjus (c)

Pour les sables purs, c'est le sable de Triel qui présente la plus grande résistance, quel que soit le dosage en ciment. En revanche, nous n'observons pas d'ordre clairement établi entre le sable de Fontainebleau et celui de Fréjus. Cela dépend du dosage en ciment : pour un dosage en ciment de 4,2 %, le sable de Fréjus présente une plus grande résistance que celui de

Fontainebleau, mais c'est l'inverse que l'on observe pour un dosage de 24,2 %. Les résistances obtenues par ces différents mélanges varient de 500 kPa à 15 MPa à 28 jours (pour un sable de Fontainebleau et un sable de Triel traités respectivement à 4,2 % et 24,2 %), couvrant une large gamme d'utilisation potentielle comme par exemple l'amélioration de sol et les soutènements. Les différences de résistance sont dues à la différence des courbes granulométriques des sables, que l'on peut trouver dans le chapitre 2.

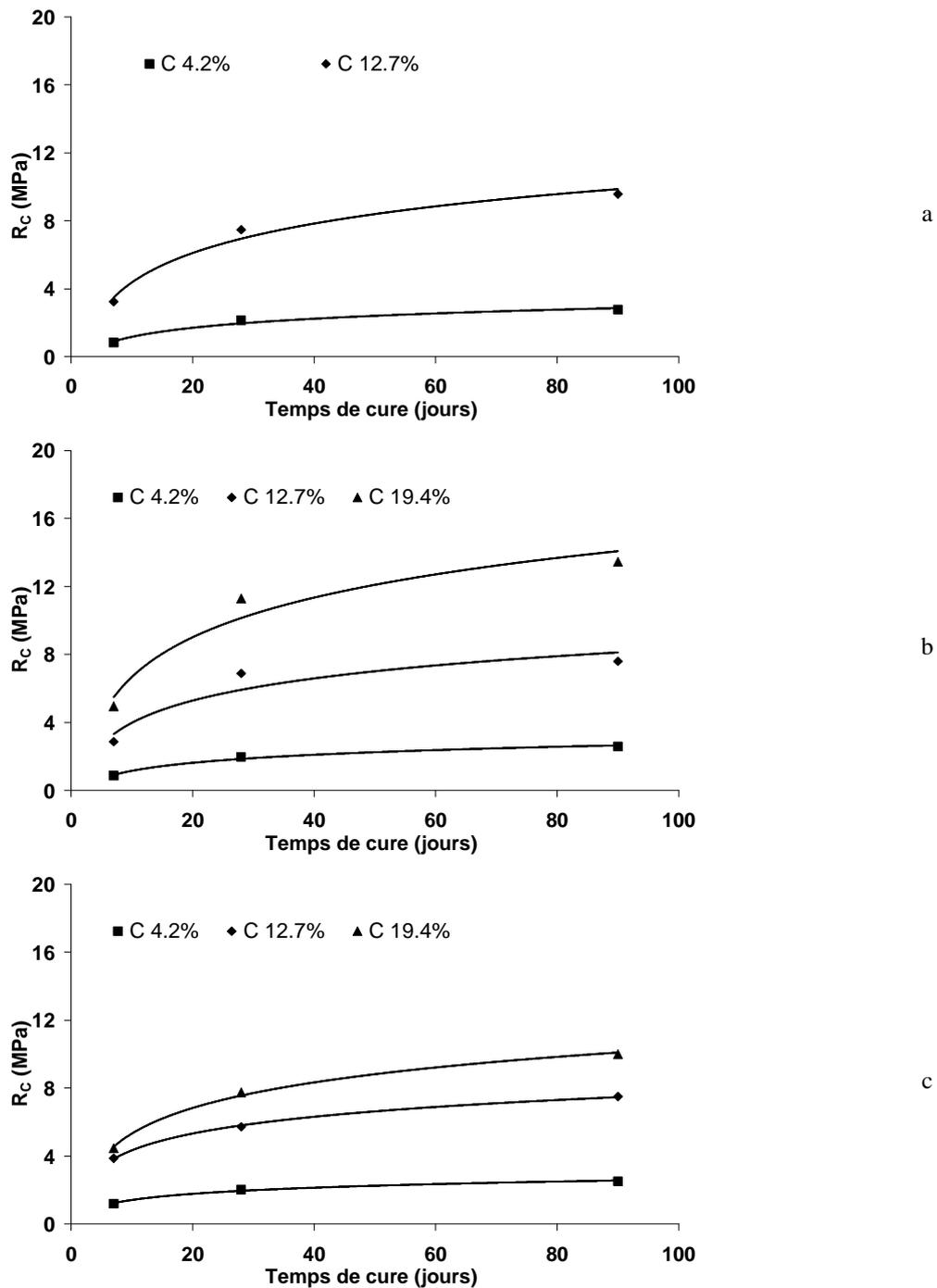


Figure 133 Evolution de la résistance en fonction du temps pour tous les dosages pour les sols mixtes SF75-SilicaF25 (a), SF50-SilicaF50 (b), SilicaF (c)

Pour les mélanges à base de sols mixtes, c'est le mélange avec 25 % de Silica Flour SF75 - SilicaF25 qui présente dans tous les cas la plus grande résistance. Le Silica Flour pur et le mélange SF50 – SilicaF50 présentent quant à eux des résistances similaires à 90 jours pour des dosages à 4,2 % et 12,7 % en ciment, mais qui diffèrent de 3 MPa en faveur du sol mixte pour un dosage de 19,4 % en ciment. Enfin, les mélanges à base de Silica Flour, purs ou non, sont toujours beaucoup plus résistants que les mélanges de sable de Fontainebleau pur, sauf pour le dosage en ciment de 19,4 %. Nous reviendrons sur ces résultats par la suite plus en détails.

2.2 Répétitivité, répétabilité, reproductibilité et représentativité des résultats

Pour nous assurer de la répétabilité et de la reproductibilité de nos résultats, deux mélanges (SF-C265 et SF-C320) ont été réalisés deux fois sur deux jours par le même opérateur (dans le cas du mélange SF-C320) et par un autre opérateur (dans le cas du mélange SF-C265), en suivant précisément la même procédure.

De même, une série de neuf éprouvettes d'un mélange SF75-SilicaF25 avec un dosage en ciment de 19,4 % (soit 320 kg/m^3) a été réalisée et testée à 28 jours, afin de nous assurer de la répétitivité de nos résultats. Le coefficient de variation obtenu était de 8 %, inférieur à la limite de 10 à 15 % généralement admise dans la littérature (Consoli et al. 2007; Jegandan et al. 2010). Les mélanges SF-C265, pour lesquels quatre et cinq éprouvettes ont été respectivement testées, ont donné des résistances moyennes de 2513 kPa et 2451 kPa, avec des écarts types de 194 kPa et 214 kPa.

On peut voir sur la Figure 134 les moyennes de ces résultats ainsi que les barres d'erreurs représentant la plage globale des résistances, qui prouvent que les résultats obtenus sur les mélanges de sols grenus sont répétitifs, répétables et reproductibles.

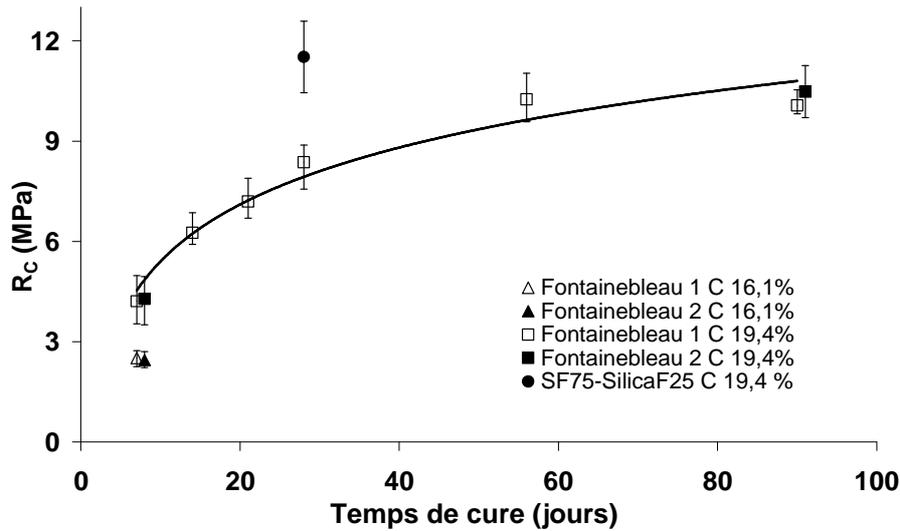


Figure 134 Résultats des essais de représentativité, répétabilité et reproductibilité

Pour les sables de Fontainebleau et de Triel, tous les résultats obtenus ont été normalisés pour extrapoler une résistance à 28 jours pour un dosage en ciment de 12,7 % afin d'étudier la représentativité des résultats sur un panel assez large. Pour Fontainebleau cela représente 143 éprouvettes et pour Triel 132 éprouvettes.

La Figure 135 représente les distributions cumulatives de la résistance pour les mélanges de sable de Fontainebleau et de Triel, de même que les distributions de la loi normale centrée calculée à partir des moyennes et des écarts types des résultats. On observe que les résultats suivent une loi de distribution normale, ce qui implique une bonne représentativité. De plus, le coefficient de variation est toujours très bon après normalisation, étant compris entre 11 % pour Fontainebleau et 7 % pour Triel

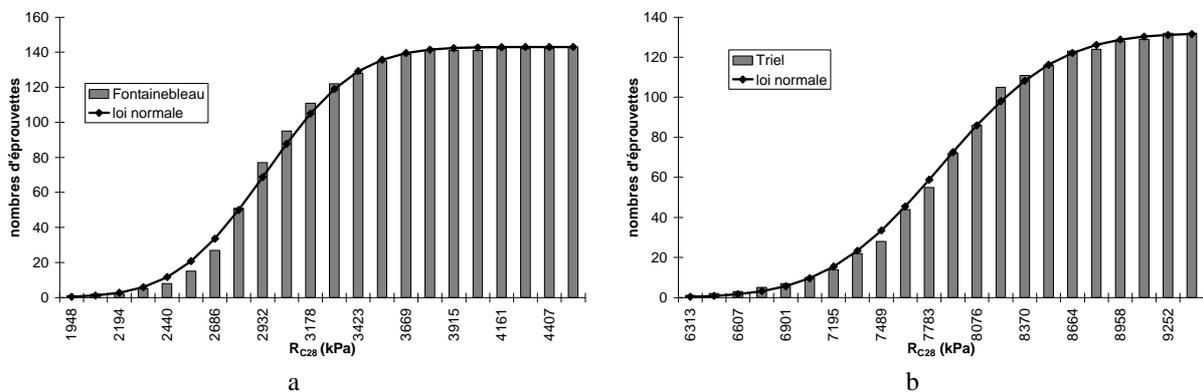


Figure 135 Distribution cumulative de la résistance et représentation de la loi normale associée pour les mélange de sable de Fontainebleau (a) et de Triel (b)

Il faut noter que dans la bibliographie, certains auteurs (Ganne et al. 2010) semblent privilégier la loi log normale car celle-ci se cale mieux sur les résultats d'essais obtenus sur

des éprouvettes carottées sur chantier. Ces jeux de données contiennent parfois des faibles valeurs pouvant amener à des valeurs caractéristiques négatives. Ces auteurs éliminent souvent les points les plus faibles obtenus sur des éprouvettes comportant des inclusions.

2.3 Elasticité du matériau

Une des utilisations de la méthode du Deep Mixing est la réalisation de fondations et de murs de soutènement. La détermination de la rigidité du matériau et de sa déformation à la rupture est donc importante. Nous avons choisi de représenter la rigidité par le module E_{50} défini dans le chapitre 2.

Les relations entre les valeurs de E_{50} et celles de la résistance sont visibles sur la Figure 136 aussi bien pour les sables purs que pour les mélanges à base de Silica Flour.

En comparant les sables entre eux, on remarque que la relation entre le module et la résistance ne dépend pas distinctement du type de sable mais de la résistance et donc de l'âge et/ou du dosage en ciment du mélange. Logiquement, les modules les plus élevés sont obtenus sur des mélanges à base de sable de Triel, qui présentent les plus hautes résistances. On remarque toutefois que la relation du E_{50} - R_C pour le sable de Fréjus semble être légèrement plus faible que pour les deux autres sables.

Pour les mélanges à base de sols mixtes (sable de Fontainebleau – Silica Flour), on observe une tendance un peu différente. De manière générale, les plus hauts modules sont toujours ceux obtenus pour les plus hautes résistances, mais il semblerait aussi que les modules dépendent de la granulométrie, avec à résistance égale un module croissant lorsque la quantité de Silica Flour augmente. Cela semble se confirmer en superposant aux résultats ceux obtenus sur le sable de Fontainebleau pur. Il faudrait toutefois plus de points pour pouvoir conclure de manière définitive.

Pour tous ces mélanges, on observe une diminution de la relation entre E_{50} et R_C entre 5 et 7 MPa de résistance. Pour les résistances jusqu'à 5 - 6 MPa (correspondant aux temps de cure les plus courts et/ou aux dosages en ciment les plus faibles, la relation est linéaire et vaut entre 70 et 120 pour les sables purs et entre 70 et 180 pour les mélanges à base de Silica Flour. Pour les plus hautes résistances, indépendamment du sol traité et de la résistance (qui continue de croître), E_{50} atteint un pic entre 600 et 1000 MPa.

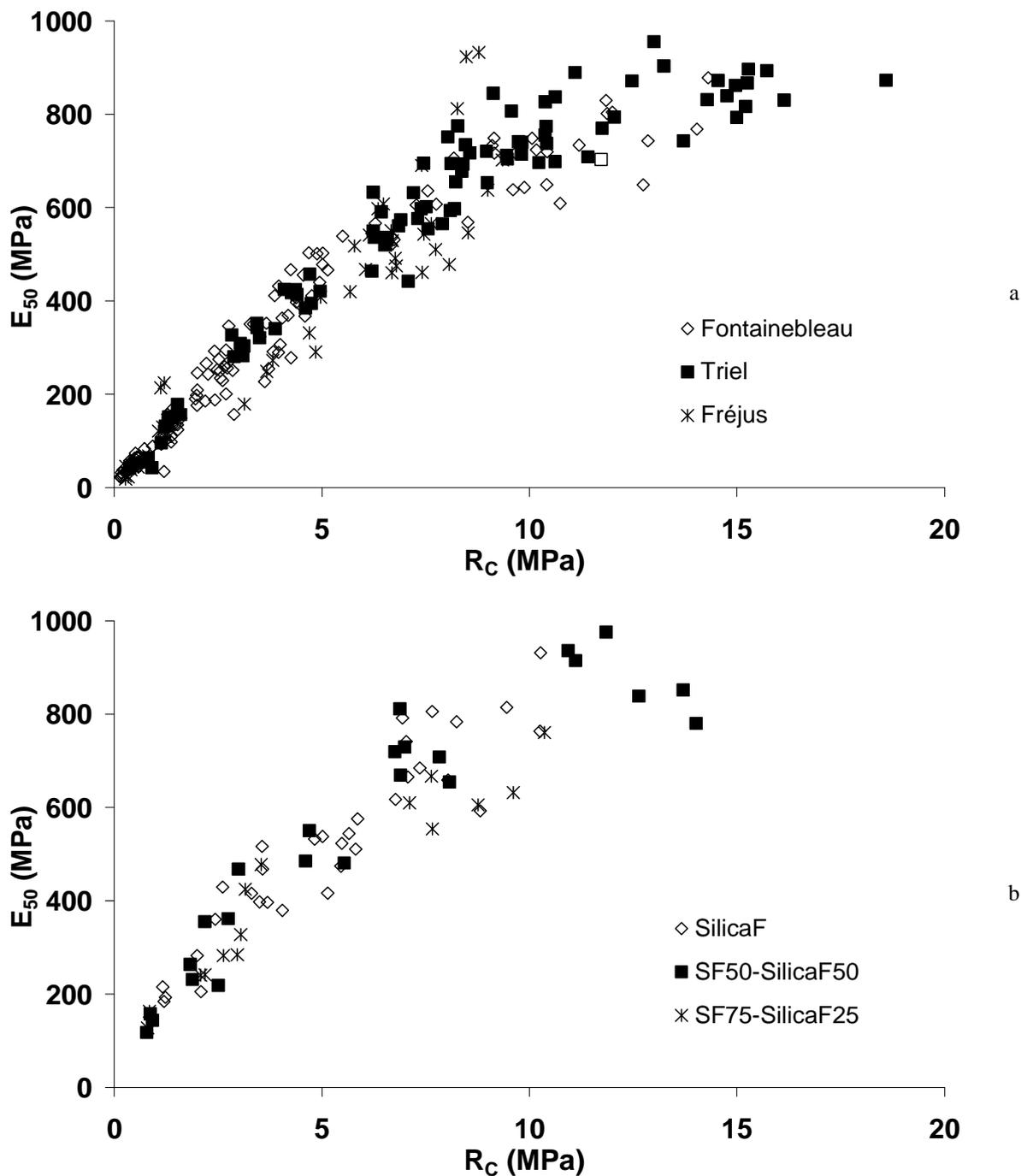


Figure 136 Relation $E_{50} - R_C$ pour les sables purs (a) et les sols mixtes (b)

(Jegandan et al. 2010) et (Ganne et al. 2010) ont présenté des courbes d'allure similaire. Cependant, (Ganne et al. 2010) ont suivi une méthode de détermination du module de déformation différente de la nôtre. La mesure du déplacement est locale. Nous avons présenté cette méthode dans le chapitre 2. Nous avons voulu reproduire cette méthode de mesure et avons trouvé sur 9 éprouvettes d'un mélange SF75-SilicaF25-C320 (qui présentaient en moyenne une R_C de 11,5 MPa avec un coefficient de variation de 9 %) des modules de l'ordre de 17,1 GPa avec un coefficient de variation des résultats de 4 %. Nos matériaux semblent

donc légèrement plus rigides que ceux testés par ces auteurs qui obtiennent pour une telle résistance des modules variant de 10 à 14 GPa. Au final, l'ordre de grandeur de la différence entre les modules calculés à partir de déformations globales et de déformations locales semble être d'environ 20.

La Figure 137 représente le ratio E_{50}/R_C en fonction de R_C pour tous les mélanges de sols grenus. On voit bien que ce ratio diminue avec l'augmentation de la R_C , et ce pour tous les mélanges. En moyenne pour les sables purs le ratio diminue de 120 jusqu'à 60 fois la R_C , tandis que pour les mélanges à base de Silica Flour, il évolue de 180 jusqu'à 60 fois la R_C . On retrouve donc bien les bornes citées dans la bibliographie (Jegandan et al. 2010). De plus cela confirme l'observation faite que le module augmente, à résistance égale, lorsque la quantité de matériau fin (ici le Silica Flour) augmente.

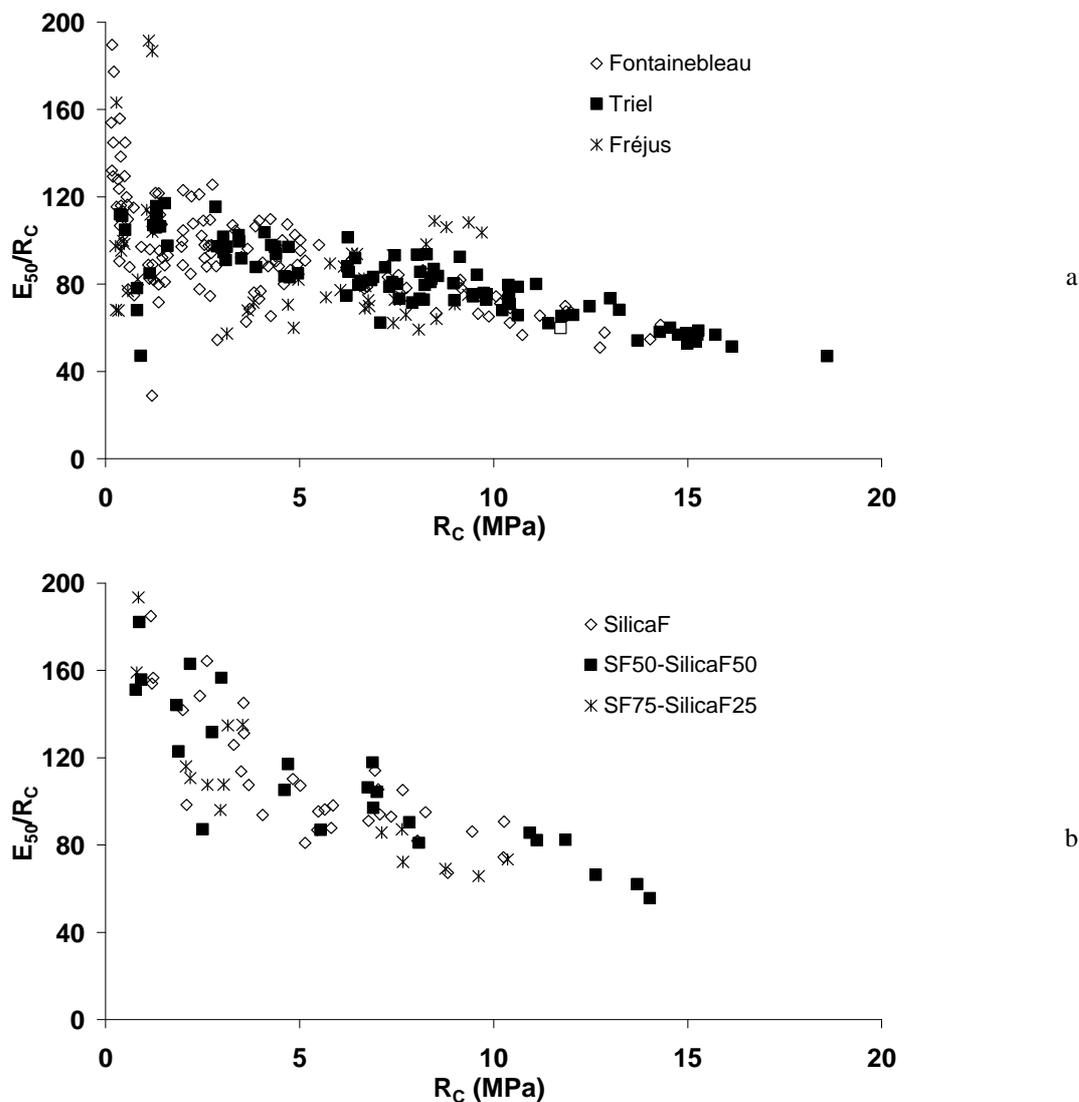


Figure 137 Relation ratio $E_{50}/R_C - R_C$ pour les sables purs (a) et les sols mixtes (b)

2.4 Déformation à la rupture

Sur la Figure 138, qui présente l'évolution de la déformation à la rupture pour les mélanges à base de sable de Fontainebleau, Triel, ainsi que les mélanges à base de Silica Flour, on observe qu'indépendamment du type de sol, la tendance est toujours la même : la déformation à la rupture augmente de façon assez linéaire avec la R_C . Elle évolue de 1 – 1,2 % pour les faibles résistances jusqu'à 2 % pour les résistances les plus élevées.

(Jegandan et al. 2010) a obtenu des résultats similaires pour des sols sableux, avec toutefois des déformations plus élevées (jusqu'à 6 % pour les résistances les plus élevées) et une plus grande dispersion.

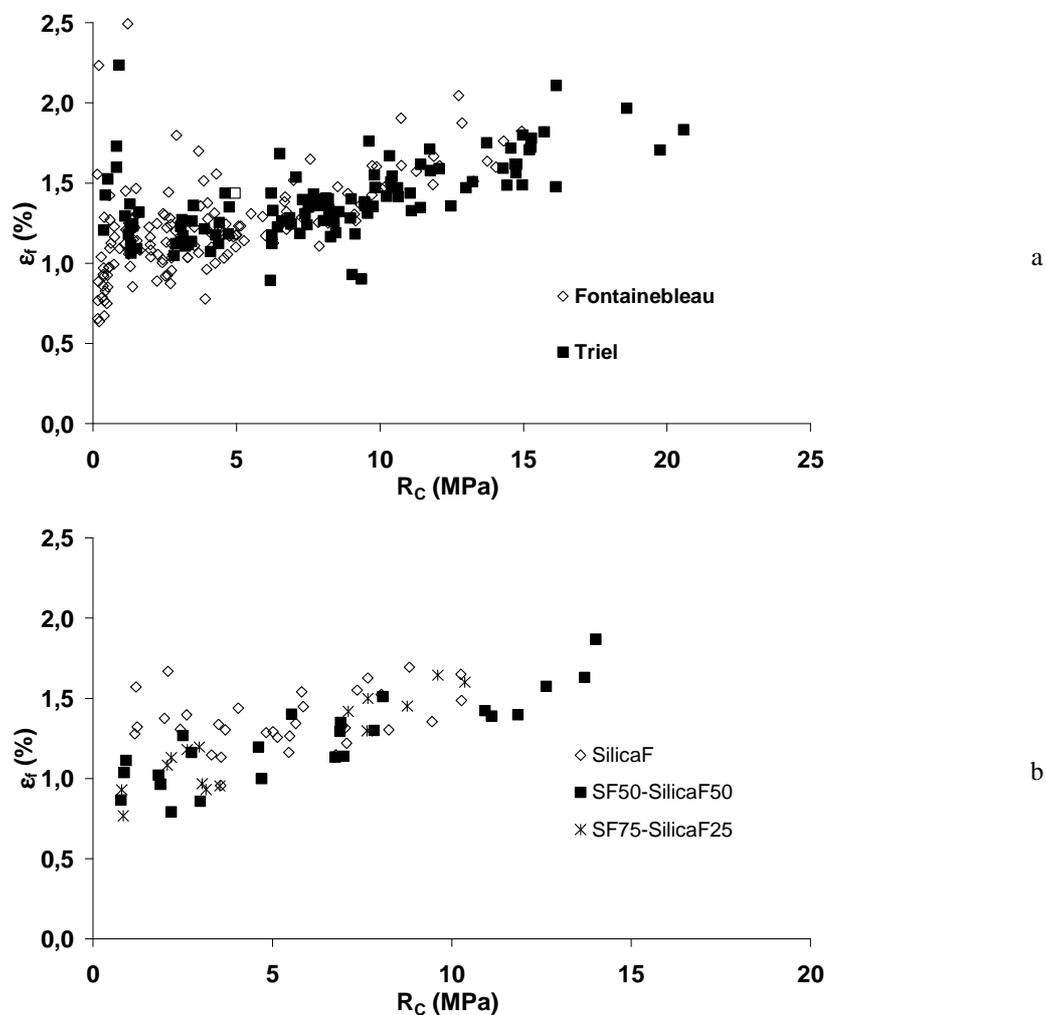


Figure 138 Relation $\epsilon_f - R_C$ pour les sables purs (a) et les sols mixtes (b)

2.5 Influence du dosage en ciment sur la résistance

Une petite différence dans le dosage en ciment implique un changement significatif en termes de résistance du matériau, d'après les Figure 132 et Figure 133. (Consoli et al. 2010) a proposé une fonction puissance, définie par l'Équation 1, comme étant la plus adaptée à la relation expérimentale entre la résistance à la compression R_C et le dosage en ciment (C).

$$R_C = a * C^b \quad \text{Équation 1}$$

Avec a un paramètre exprimé en kPa et b un paramètre adimensionnel. Ces deux paramètres sont déterminés expérimentalement.

Sur la Figure 139 on peut voir le calage de cette relation pour les mélanges sol-ciment réalisés avec du sable de Fontainebleau pur ainsi que les courbes de tendances.

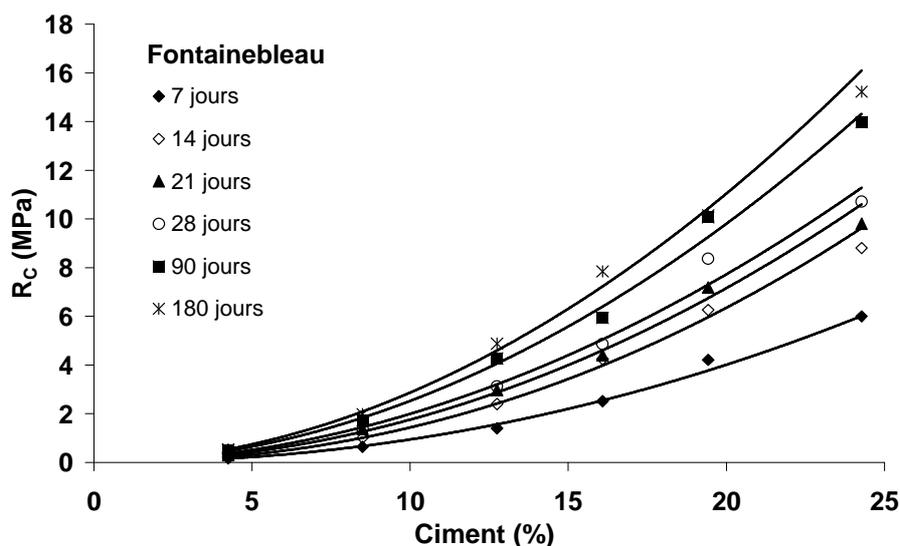


Figure 139 Relation R_C -C pour le sable de Fontainebleau

La Figure 140 représente quant à elle dans le même plan les résultats obtenus avec les mélanges sol-ciment de sable de Triel et de Fréjus. La fonction puissance se cale correctement sur tous les résultats expérimentaux. Cependant, la courbure change selon le type de sable et l'âge, ce qui n'était pas le cas pour les mélanges réalisés à partir du sable de Fontainebleau.

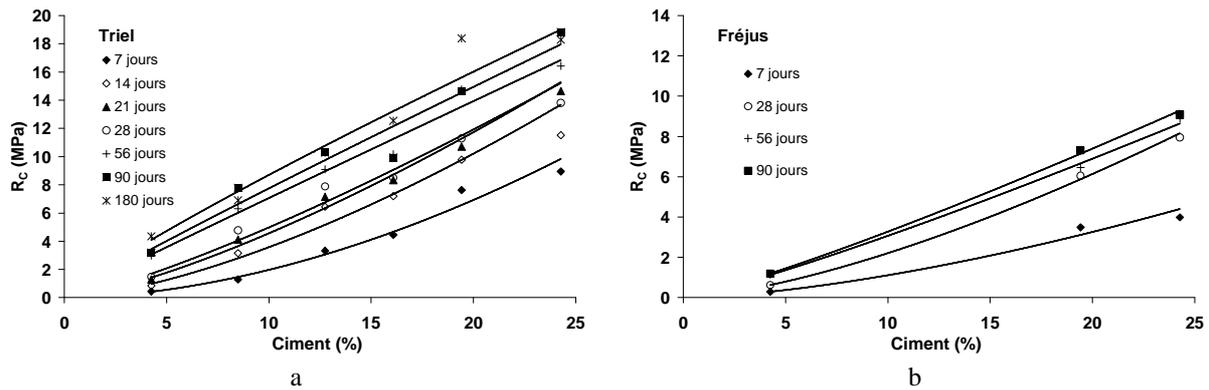


Figure 140 Relation R_C -C pour les sables de Triel (a) et de Fréjus (b)

Les résultats montrent la même tendance pour les mélanges réalisés à partir de Silica Flour (Figure 141).

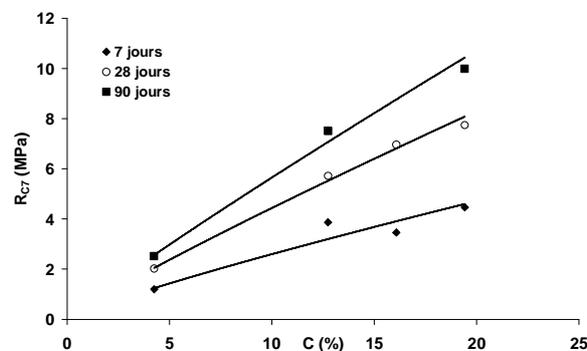


Figure 141 Relation R_C -C pour le Silica Flour

Alors que les mélanges réalisés avec le sable de Fontainebleau ne montrent pas de différences notable des valeurs des paramètres a et b dans le temps (avec une augmentation de 7 jusqu'à 28 pour a et une diminution de 2,15 à 1,96 pour b entre 7 et 90 jours de cure), comparativement les mélanges à base de sable de Triel et de Fréjus présentent de grandes variations pour ces deux paramètres dans le temps, avec a augmentant de 30 pour les deux sables jusqu'à 1144 pour Triel et 210 pour Fréjus, et avec b diminuant de 1,8 à 0,9 de 1,5 à 1,17 pour Triel et Fréjus respectivement. Pour les mélanges contenant du Silica Flour, a augmente fortement au cours du temps, tandis que b reste assez stable.

Une diminution de b dans le temps implique un changement dans la courbure de la relation entre R_C et C, et signifie que l'effet du dosage diminue pour de plus grand temps de cure, c'est-à-dire que pour un court temps de cure la différence de résistance sera plus grande qu'après un long temps de cure.

Une relation linéaire entre b et a apparaît clairement dans un plan semi-logarithmique, comme on peut le voir sur la Figure 142 pour tous les âges confondus et pour sept jours de cure seulement. Les Équation 2 et Équation 3 nous donnent la relation à tous âges et à 7 jours entre a et b .

$$b = -0,02946 \ln a + 2,7557 \quad R^2 = 0,8674 \quad \text{Équation 2}$$

$$b_7 = -0,3145 \ln a_7 + 2,7097 \quad R^2 = 0,9447 \quad \text{Équation 3}$$

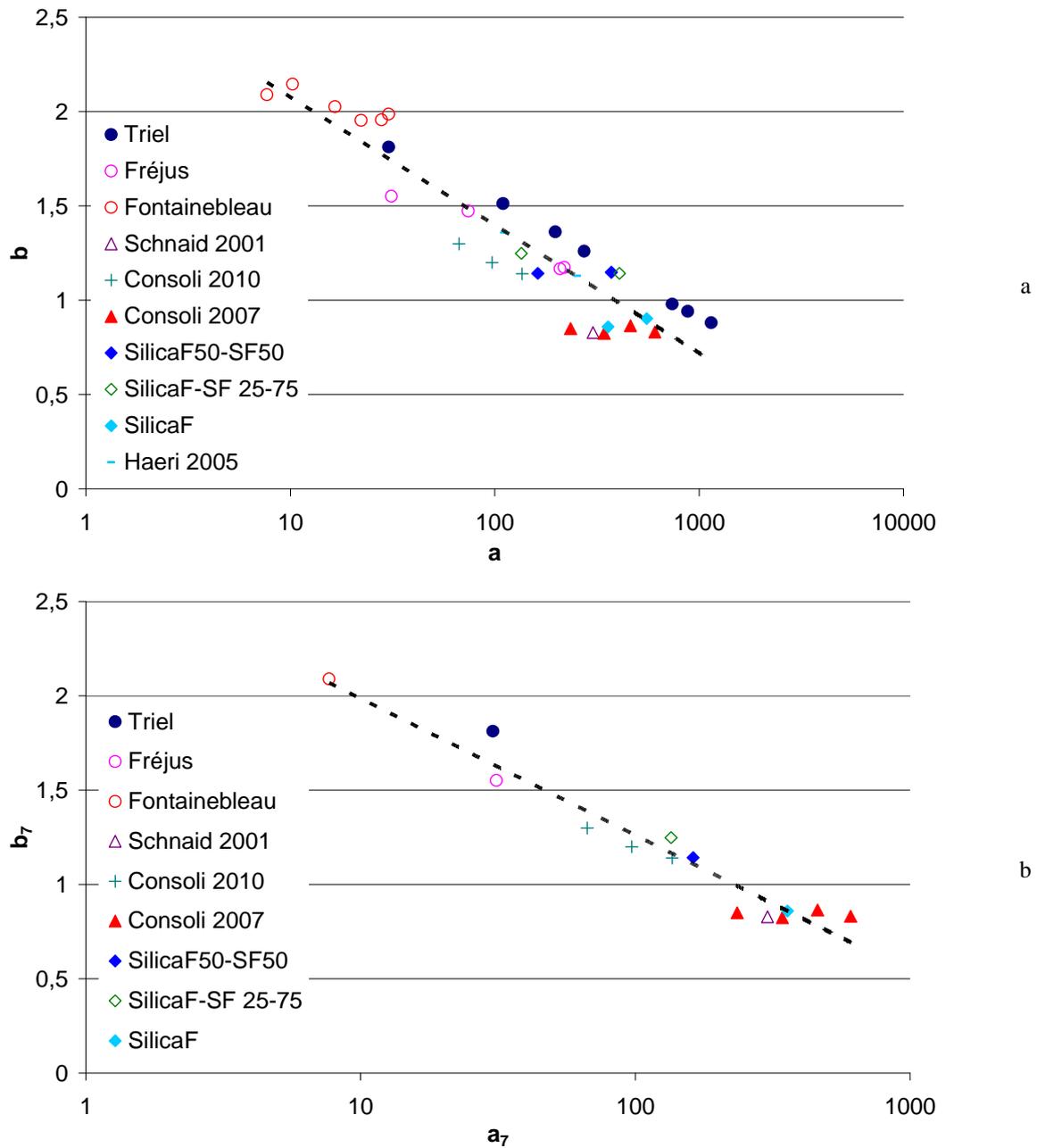


Figure 142 Relation entre les paramètres a et b à tout âge (a) et à sept jours (b)

La Figure 142 montre des valeurs de a et b déterminées à partir d'autres études présentées dans la partie bibliographique (Schnaid et al. 2001; Haeri et al. 2005; Consoli et al. 2007; Consoli et al. 2010). Les recherches conduites par ces auteurs n'ont donné des résultats qu'à 7 et 28 jours. De plus, la procédure de réalisation des éprouvettes lors de ces études diffère de la notre, puisque celles-ci étaient compactées statiquement. Les auteurs ont fait varier la densité du matériau afin de créer différents points. Néanmoins, comme les sols testés sont des sols grenus et puisque les valeurs correspondent bien aux nôtres, il nous a paru judicieux d'ajouter ces résultats à notre analyse. Le Tableau XXVIII rassemble les propriétés de ces sols, ainsi que des nôtres.

Tableau XXVIII Récapitulatif des paramètres granulométriques des sols de la littérature et de notre étude d'après (Schnaid et al. 2001; Haeri et al. 2005; Consoli et al. 2007; Consoli et al. 2010)

Sols	Cu	Cc	d50 (mm)	d30 (mm)	d10 (mm)	d60 (mm)	% < 63 µm
(Consoli et al. 2010)	1,89	1,19	0,16	0,135	0,09	0,17	0,1
(Consoli et al. 2007)	50,00	0,18	0,13	0,01	0,0032	0,17	38,4
(Haeri et al. 2005)	28,00	1,80	4	1,5	0,2	5,5	6
(Schnaid et al. 2001)	32,00	2,15	0,1	0,029	0,0028	0,14	38,8
Fontainebleau	1,47	0,98	0,21	0,18	0,15	0,22	0,1
Triel	2,92	1,07	0,32	0,23	0,13	0,38	1
Fréjus	7,14	1,51	0,39	0,23	0,07	0,5	10
SilicaF	7,25	0,86	0,022	0,01	0,004	0,029	90
SilicaF-SF 50-50	20,51	0,58	0,096	0,027	0,0078	0,16	45
SilicaF-SF 25-75	12,50	4,50	0,18	0,12	0,016	0,2	22,5

En partant de la formule reliant a_7 à b_7 , il est maintenant possible de proposer une formule (Équation 4) reliant R_C à sept jours à C avec seulement b_7 comme paramètre expérimental.

$$R_C = e^{8,616} \times e^{b_7(\ln C - 3,18)} \quad \text{Équation 4}$$

En utilisant le passant à 63 µm C_{63} (63 µm est une limite couramment utilisée en géotechnique pour séparer les particules fines de celles plus grossières (AFNOR 2003), et C_{63} est la notation usuelle pour le passant à 63 µm) il est possible de relier b_7 à ce passant. On peut voir la relation entre ces deux paramètres dans l'Équation 5.

$$b_7 = -0,1711 \times \ln C_{63} + 1,7767 \quad R^2 = 0,9436 \quad \text{Équation 5}$$

Sur la Figure 143 on peut voir la qualité de l'ajustement obtenu avec cette relation.

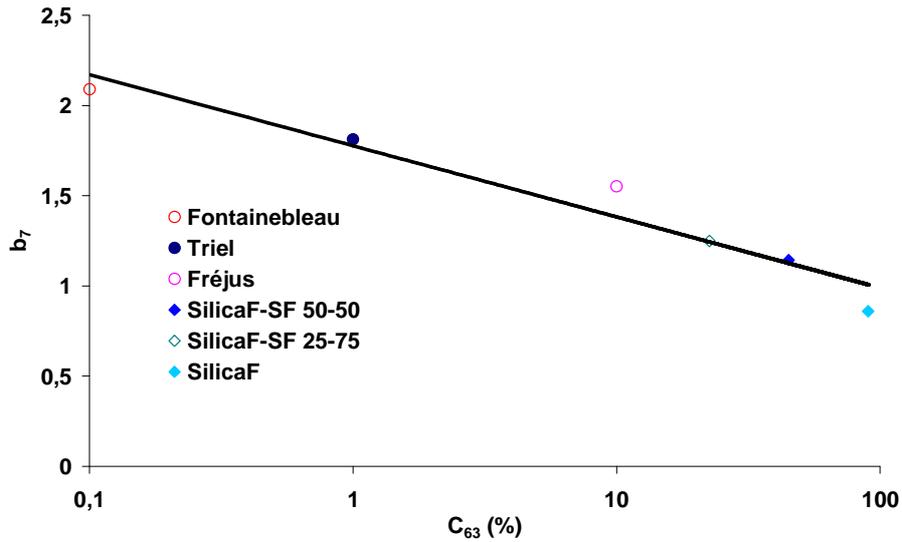


Figure 143 Relation b_7 - C_{63}

Enfin, il est donc possible de proposer une formule permettant à l'opérateur d'estimer la résistance du sol granulaire stabilisé basée sur le dosage en ciment C et le pourcentage de fine C_{63} (Équation 6).

$$R_{C7} = 19,428 \times C^{1,777 - 0,171 \ln C_{63}} \times C_{63}^{0,544} \quad \text{Équation 6}$$

Cette formule donne une R_C après sept jours de cure.

La Figure 144 illustre la bonne corrélation entre les résultats obtenus en laboratoire et les valeurs obtenus par la formule donnée par l'Équation 6.

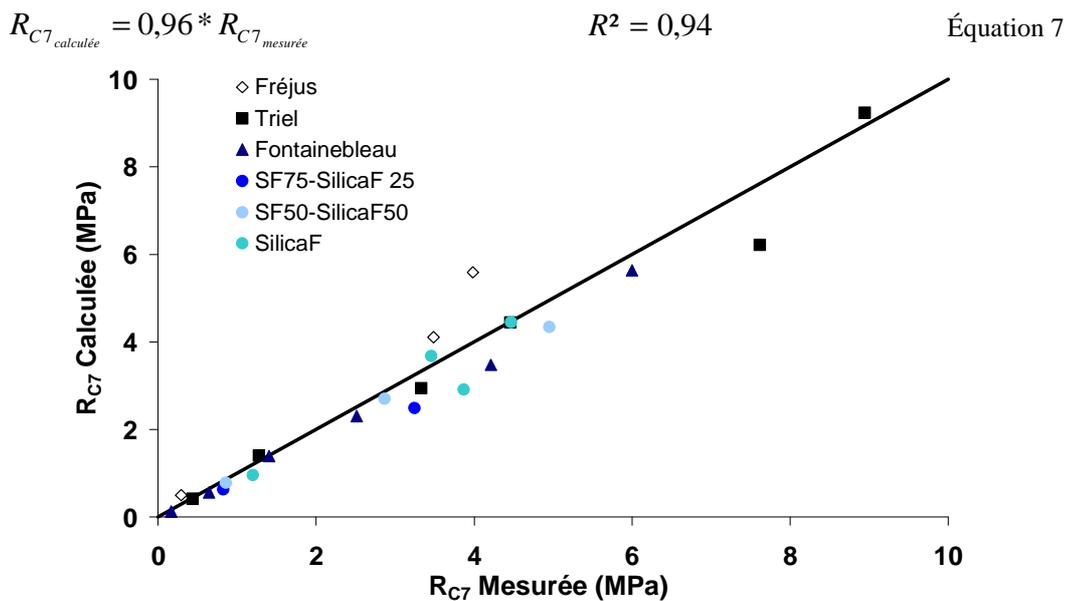


Figure 144 Relation R_{C7} calculée – R_{C7} mesuré

La Figure 145, qui est une réinterprétation, de la Figure 136a, montre l'évolution de la relation entre la R_C et le E_{50} : il est clair que cette relation, bien que toujours linéaire, évolue avec le dosage en ciment. Le Tableau XXIX nous donne pour chaque dosage l'équation de la relation entre la R_C et le E_{50} .

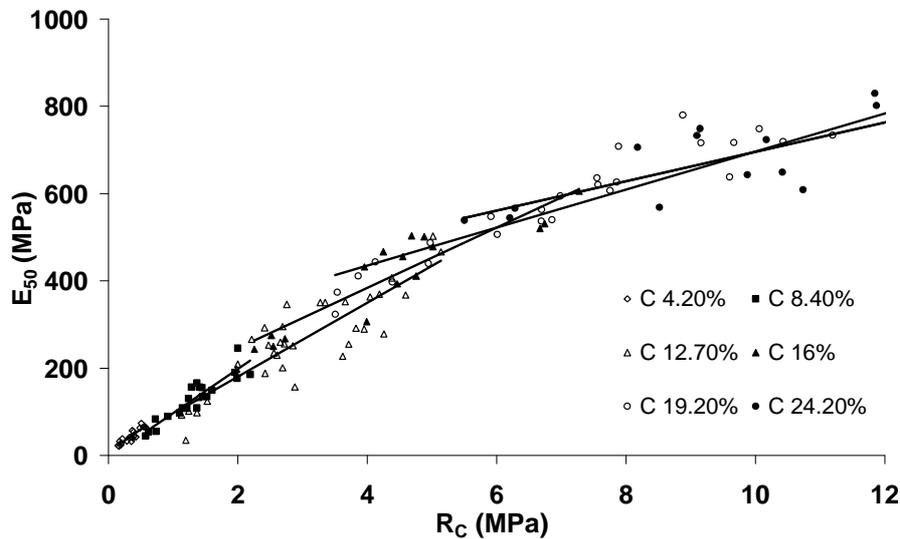


Figure 145 Evolution de la relation $E_{50} - R_C$ en fonction du dosage pour le sable de Fontainebleau

Tableau XXIX Relation reliant E_{50} à R_C en fonction du dosage pour le sable de Fontainebleau

C (%)	Equation
4,2	$E_{50} = 103,85 R_C + 7671$
8,4	$E_{50} = 100,5 R_C - 3179$
12,7	$E_{50} = 84,532 R_C + 11465$
16	$E_{50} = 69,111 R_C + 107003$
19,4	$E_{50} = 43,569 R_C + 260809$
24,2	$E_{50} = 33,669 R_C + 359065$

La forme générale de cette relation donnée par l'Équation 8 est un polynôme du premier degré.

$$E_{50} = m \times R_C + p \quad \text{Équation 8}$$

Le paramètre m est la pente qui diminue lorsque C augmente. La Figure 146 représente la relation entre m et C . p est un paramètre expérimental exprimé en kPa.

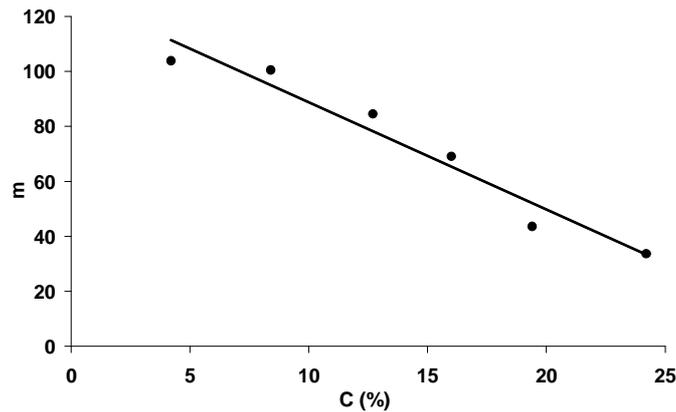


Figure 146 Relation m – C pour le sable de Fontainebleau

La relation entre m et C nous est donnée par l'Équation 9.

$$m = -3,9029 \times C + 127,77 \quad R^2 = 0,95 \quad \text{Équation 9}$$

Enfin, on peut donc exprimer le module E_{50} en fonction du dosage en ciment et de la résistance (Équation 10).

$$E_{50} = (-3,9029 \times C + 127,77) \times R_C + p \quad \text{Équation 10}$$

Cependant, pour le dimensionnement, ce sont souvent la R_C et le E_{50} à 28 jours qui sont pris en compte. C'est pourquoi il est nécessaire d'étudier le vieillissement du matériau.

2.6 Influence de la granulométrie sur la résistance et son développement

Dans cette partie, nous allons étudier plus en détail l'influence de la granulométrie sur la résistance et le processus de prise. Dans un premier temps, nous allons étudier les sols purs (Fontainebleau, Triel et Fréjus) puis nous nous intéresserons aux sols mixtes (mélanges à base de Silica Flour).

2.6.1 Cas des sables purs

On peut voir sur la Figure 147 que la granulométrie du sol d'origine a un grand impact sur la résistance du matériau Soil-Mixing. La constitution minéralogique des trois sables étant la même, et la préparation ainsi que le dosage en ciment étant strictement identique, la résistance dépend principalement de la granulométrie du sol. Les mélanges de Triel sont ceux qui présentent les plus grandes résistances. Pour les mélanges de Fontainebleau et de Fréjus, on remarque que l'un peut être plus résistant que l'autre pour un dosage, mais que l'ordre peut

s'inverser pour un autre dosage. Le point d'inversion se trouve quelque part entre 4,2 % et 19,4%. De plus, cette figure montre que le gain de résistance entre le temps t_1 fixé à 7 jours et le temps t_x assez lointain est différent d'un sable à un autre.

Une autre façon d'analyser les données est de représenter une résistance normalisée en fonction du temps de cure. La résistance à la compression R_C à n'importe quel temps de cure peut être normalisée par la R_C à 7 jours R_{C7} afin de comparer le durcissement des différents mélanges. Toutes choses étant égales par ailleurs, si une différence apparaît, elle dépendra de la granulométrie.

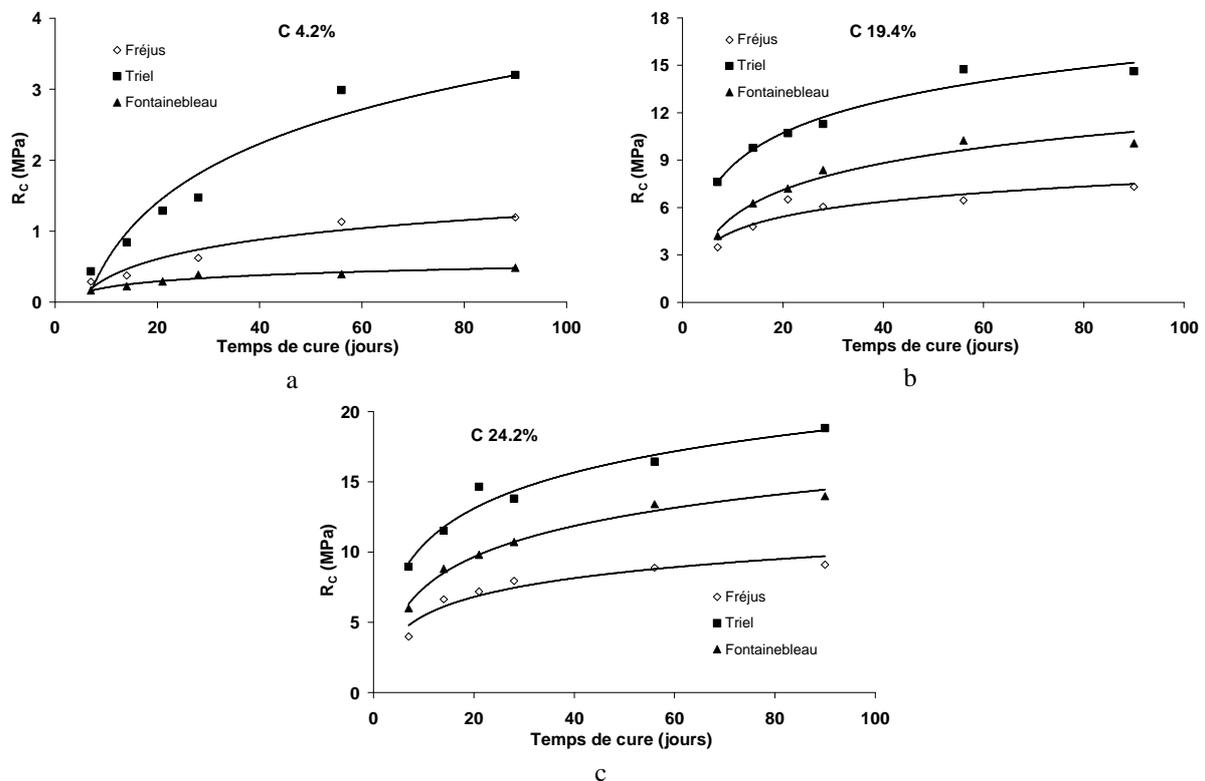


Figure 147 Evolution de la résistance en fonction du temps de cure pour les trois sables pour des dosages de 4,2 % (a), 19,4 % (b) et 24,2 % (c)

Pour le sable de Fontainebleau (Figure 148), le traitement au ciment entraîne une augmentation de 200 à 300 % de la R_C entre 7 et 28 jours. Après 28 jours, un plateau est atteint dans le développement de la résistance et celle-ci demeure relativement constante. On remarque aussi clairement que le gain en résistance décroît avec l'augmentation du dosage en ciment.

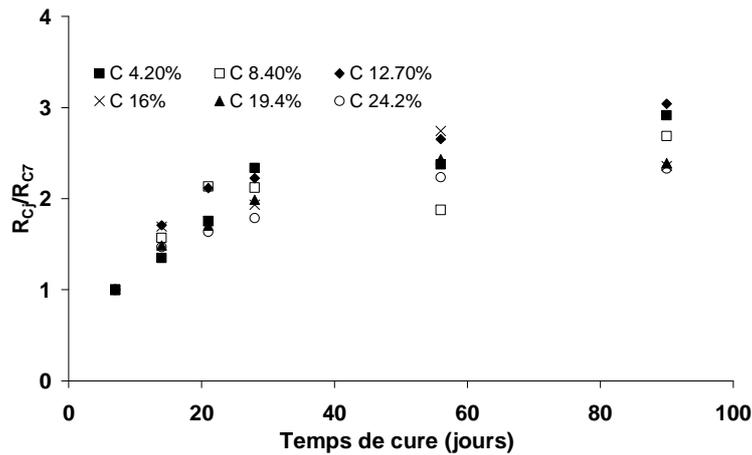


Figure 148 Développement du gain de résistance par rapport à R_{C7} pour tous les dosages pour le sable de Fontainebleau

On peut voir sur la Figure 149 l'évolution du gain en résistance des mélanges réalisés à partir des sables de Triel et Fréjus. Pour ces deux sables, le ratio R_{Cj}/R_{C7} met plus de temps à atteindre un plateau (en moyenne 56 jours là où le sable de Fontainebleau ne met que 28 jours pour atteindre ce même plateau). Lorsque le dosage en ciment augmente, le plateau est atteint plus rapidement : ce phénomène apparaît à partir de 12,70 % de ciment.

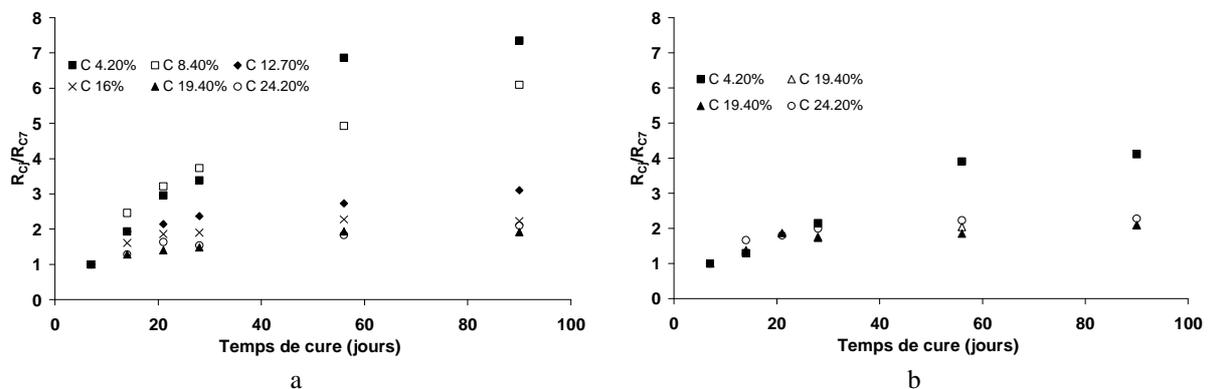


Figure 149 Développement du gain de résistance par rapport à R_{C7} pour tous les dosages pour les sables de Triel (a) et de Fréjus (b)

Pour les mélanges basés sur le sable de Triel, le gain en résistance varie entre 2 et 8 pour des dosages en ciment de 4,2 % et 24,2 % respectivement, alors que pour les mélanges sol-ciment basés sur les sables de Fontainebleau et Fréjus il varie en 2 et 3 et entre 2 et 4 respectivement.

Enfin, comme pour le sable de Fontainebleau, le gain en résistance décroît avec l'augmentation du dosage en ciment, mais cela est encore plus visible pour ces deux sables, puisque les différences de gain sont plus grandes.

Il semble donc que la granulométrie du sol à traiter représente un paramètre encore plus important à faible dosage en ciment : elle influence non seulement la résistance, mais aussi le gain en résistance à travers le temps. Par exemple, pour un dosage de 4,2 %, la R_{C28} varie de 400 kPa pour le sable de Fontainebleau à 1500 kPa pour le sable de Triel, mais tandis que la résistance du mélange de sable de Fontainebleau a atteint son maximum, celle du mélange de Triel ne l'a pas encore atteinte, et doublera pour atteindre 3000 kPa à 90 jours.

Un sable uniforme tel que celui de Fontainebleau présente donc un gain de résistance relativement constant, quelque soit le dosage en ciment, tandis que pour des sables avec des granulométries plus étalées tels que Triel et Fréjus, la résistance se développera différemment et plus longuement.

On peut voir sur la Figure 150 les différences de vieillissement que nous venons de décrire, pour les trois sables et avec des dosages en ciment de 4,2 % et 19,4 %.

Pour un dosage faible, on observe que le gain en résistance et son développement n'est pas du tout comparable d'un sol à l'autre, tandis que pour un dosage élevé nous ne pouvons pas observer de différences notables entre les trois mélanges. Cela signifie que pour un dosage élevé, l'effet du ciment annule l'importance de la granulométrie, en ce qui concerne le gain de résistance entre 7 jours et le plateau (28 à 56 jours). Les mêmes observations ont été faites pour un dosage en ciment de 24,2 %.

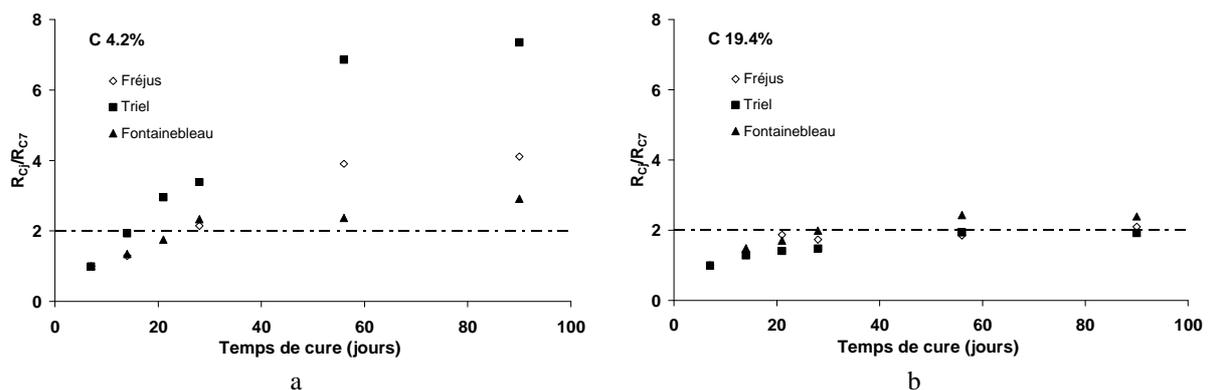


Figure 150 Développement du gain de résistance par rapport à R_{C7} pour les trois sables pour un dosage de 4,2 % (a) et 19,4 % (b)

Il est donc possible de dire que la granulométrie joue un rôle très important sur la résistance du matériau Soil-Mixing, et aussi son développement. Cependant, la résistance au plateau sera au moins égale à deux fois la résistance à 7 jours, quel que soit le dosage en ciment utilisé et

la granulométrie du sable, mais pour des faibles dosages, elle pourra être plus grande, jusqu'à 8 fois la R_{C7} , comme dans le cas de Triel.

2.6.2 Cas des mélanges à base de Silica Flour

Cette partie de l'étude nous permet d'évaluer l'influence de la fraction fine sur la résistance et son développement. Cette fraction fine est dans notre cas scrupuleusement identique en matière de minéralogie au sable de Fontainebleau avec laquelle elle est mélangée. C'est donc bien seulement l'influence de la granulométrie que nous allons étudier.

On peut voir sur la Figure 151 que quel que soit le dosage en ciment utilisé, c'est le mélange SF75-SilicaF25 qui présente la plus grande résistance, suivi de près par le mélange SF50-SilicaF50. (Le Roux et Rivière 1969; Terashi et al. 1977; Kawasaki et al. 1981) ont publié des résultats assez similaires, en mélangeant des particules fines à du sable et en traitant ce sol à la chaux. (Unikowski 1982) aussi montre qu'un ajout de farine de silice, même minime, dans du sable augmente la résistance du mortier. Le pic est certainement situé entre 25 et 50 % de fines, ce qui permet d'atteindre un état de compacité maximale et donc une résistance maximale (Reiffsteck et al. 2007). La courbe de Fuller calculée à partir d'un diamètre maximum d_{max} identique au d_{max} de ces sols est positionnée entre les courbes granulométriques de ces deux sols (Figure 56, chapitre 2), expliquant ce résultat.

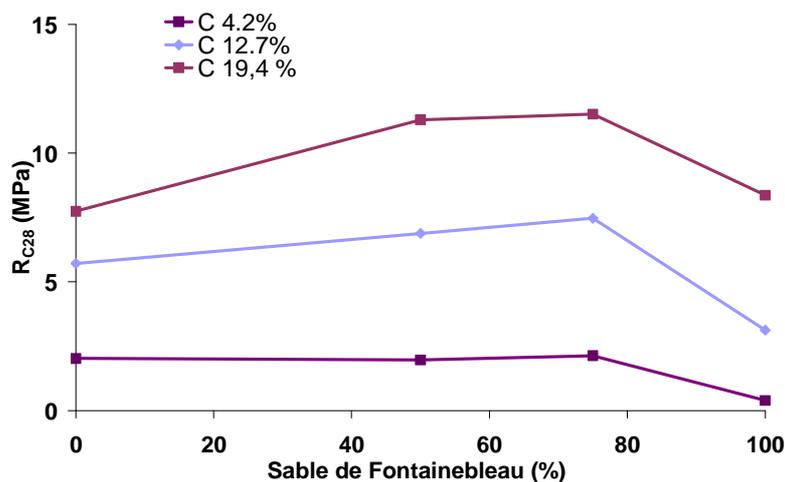


Figure 151 Evolution de la résistance en fonction la quantité de sable de Fontainebleau dans les sols mixtes
Sable de Fontainebleau SilicaF

Cependant, avec l'augmentation du dosage, on observe que l'écart entre les mélanges contenant du Silica Flour et ceux à base de sable de Fontainebleau pur diminue. En

particulier, pour un dosage de 19,4 % les mélanges à base de Fontainebleau et de Silica Flour purs présentent la même résistance.

Ceci ne s'explique pas au regard des ratios R_{C28}/R_{C7} ou R_{C90}/R_{C7} qui, tout en étant, de manière générale, plus faibles pour les mélanges à bases de Silica Flour pur, sont toujours comparables à ceux des autres mélanges (Figure 152).

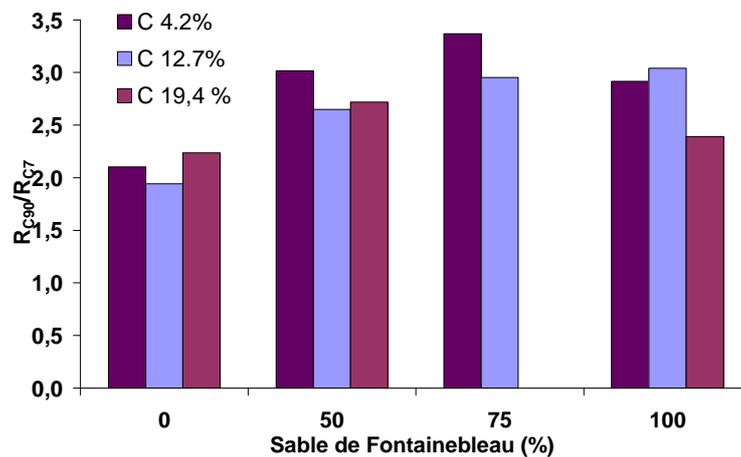


Figure 152 Evolution des ratios R_{C90}/R_{C7} en fonction la quantité de sable de Fontainebleau

On remarque aussi que le dosage semble avoir un impact sur le gain de résistance, comme dans le cas des sables purs traités. Plus la quantité de ciment ajoutée est grande, plus l'effet de celui-ci semble annuler l'importance de la granulométrie. Le gain de résistance entre 7 et 90 jours est toujours au minimum égal à 2, comme pour les sables purs. Le Silica Flour vieillit toujours de la même façon, indépendamment du dosage.

La raison de cet effacement progressif de la différence de résistance peut s'expliquer aussi en partie par la relation entre la résistance à la compression R_C et le dosage en ciment C (qui est une fonction puissance, comme nous l'avons vu).

Le paramètre b , défini dans l'Équation 1, varie beaucoup entre ces différents sols, allant de 2 pour les mélanges sol-ciment de Fontainebleau jusqu'à 0,8 pour les mélanges sol-ciment de Silica Flour pur. Cela signifie qu'une augmentation du dosage en ciment a une influence beaucoup plus grande sur les mélanges de Fontainebleau que sur les autres. La R_{C7} de ces mélanges variera donc très fortement d'un dosage de 4,2 % à un dosage de 19,4 %, tandis que pour tous les mélanges à base Silica Flour elle variera moins, étant moins dépendante du ciment.

2.7 Prédiction de la résistance à 28 jours d'un sol granulaire traité au ciment

Nous avons vu que nous étions capable de prédire la résistance à 7 jours du matériau, en fonction du dosage en ciment et de sa granulométrie.

Nous avons aussi vu que la $R_{C_{finale}}$ (à plus long terme que 28 jours) était au moins supérieure à 2 fois la R_{C7} , dans tous les cas. Cela nous permet en première approche d'estimer la limite basse de la $R_{C_{finale}}$.

(Topolnicki 2004) estime que la R_{C28} est égale à 2 fois la R_{C7} . Ceci correspond assez bien à nos résultats (Figure 153). Cette approximation surestime toutefois de 8 % en moyenne nos résultats (Équation 11).

$$2 * R_{C7} = 1,084 * R_{C28} \quad R^2 = 0,91 \quad \text{Équation 11}$$

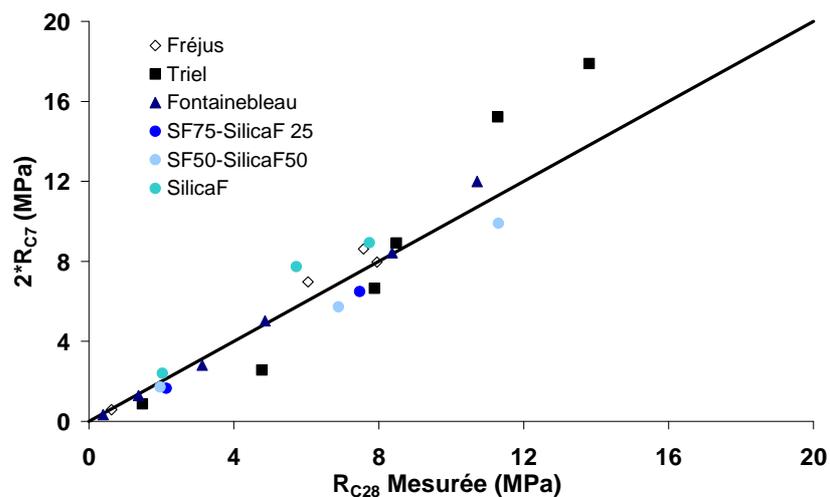


Figure 153 Relation $2 * R_{C7} - R_{C28}$ mesurée

En revanche, en regardant de plus près la forme des courbes typiques des résultats en fonction du temps, on remarque que la relation entre la résistance et le temps est de forme logarithmique (Équation 12).

$$R_{C_t} = g * \ln(t) - h \quad \text{Équation 12}$$

Avec g et h (en kPa) des paramètres déterminés expérimentalement.

De manière générale, g et h ont des valeurs assez proches de R_{C7} , bien qu'un peu plus faible. On peut donc proposer la formule suivante (Guimond-Barrett et al. 2012) (Équation 13).

$$R_{C_t} = \beta * R_{C7} * (\ln(t) - 1) \quad \text{Équation 13}$$

Avec β un coefficient réducteur à définir.

Au cours de la prise du mélange, la seule variable connue est la teneur en eau, qui diminue. (Ahnberg et al. 2003) a proposé une formule permettant d'estimer la teneur en eau finale du mélange, après prise. L'Équation 14 présente cette formule.

$$w_{stab} = \frac{\rho_{sol} * \frac{w_n}{w_n + 1} - k * \frac{C}{1000}}{\rho_{sol} * \frac{1}{w_n + 1} + (1 + k) * \frac{C}{1000}} \quad \text{Équation 14}$$

Avec k la « teneur en eau non évaporable » égale à 0,23.

En considérant que β est égal au rapport teneur en eau finale / teneur en eau initiale, on obtient la formule suivante (Équation 15) :

$$R_{C_t} = \frac{w_f}{w_i} * R_{C7} * (\ln(t) - 1) \quad \text{Équation 15}$$

Avec w_f et w_i les teneurs en eau finales et initiales respectivement.

On obtient ainsi des valeurs très proches de celles mesurées en laboratoire (Figure 154).

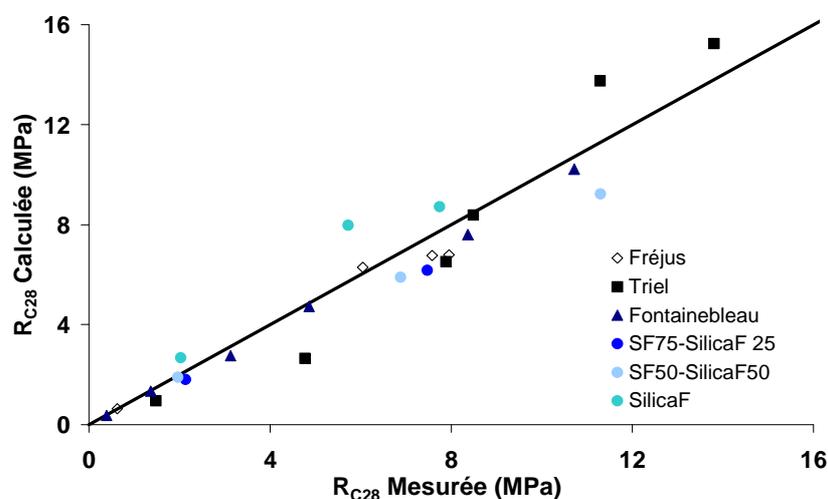


Figure 154 Relation R_{C28} calculée – R_{C28} mesurée

On remarque que l'on obtient une prédiction plus précise de la R_{C28} avec cette formulation (Équation 16) que par la simple multiplication par un coefficient de deux de la résistance à 7 jours R_{C7} .

$$R_{C28\text{Calculée}} = 0,92 * R_{C28\text{Mesurée}} \quad R^2 = 0,89 \quad \text{Équation 16}$$

Enfin, sur la Figure 155 nous avons comparé la résistance à 28 jours mesurée en laboratoire à la résistance à 28 jours calculée à partir des R_{C7} elles-mêmes calculées d'après le dosage en ciment et la granulométrie. Le coefficient de corrélation reste très acceptable (0,88) et on peut conclure que le calcul de R_{C28} à partir du dosage en ciment et de la granulométrie est fiable même s'il sous-estime de 6 % la résistance réelle.

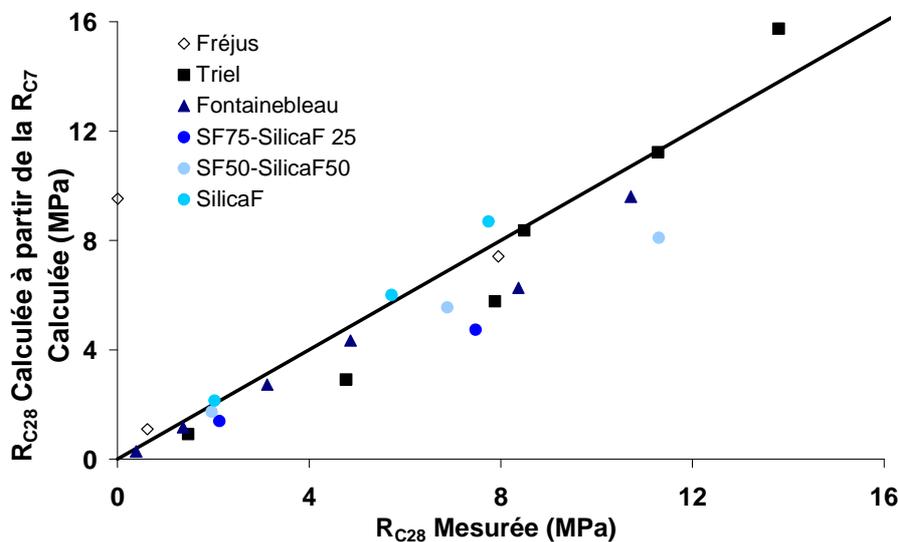


Figure 155 Relation R_{C28} calculée à partir de la R_{C7} calculée – R_{C28} mesurée

2.8 Conclusions

Dans cette partie de l'étude paramétrique, nous nous sommes focalisés sur les matériaux granulaires, afin d'étudier l'influence de la granulométrie sur les propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing.

Nous avons vu dans un premier temps que quelque soit le type de sol traités, les courbes de vieillissement possèdent toutes la même allure.

Pour les sables purs, la relation E_{50} - R_C est la même, indépendamment du sable (Figure 156a). Elle est assez linéaire jusqu'à ce qu'on atteigne une résistance d'environ 6 MPa. Au-delà, le

module atteint un plateau, et ne varie plus, quelque soit le dosage. En revanche, pour les mélanges de sable de Fontainebleau – Silica Flour, le ratio E_{50}/R_C sur la partie linéaire augmente en même temps que la quantité de fines dans le mélange, passant pour les faibles résistances de 120 à 180. Pour tous les mélanges sol-ciment on observe une diminution du ratio qui va tendre jusqu'à 60 pour les plus grandes résistances.

La déformation à la rupture croît constamment en fonction de la résistance, indépendamment du type de sol traité. Elle est multipliée par 1,5 environ entre les plus faibles résistances et les plus grandes résistances (Figure 156b).

La Figure 156c est une autre représentation de ce comportement, dans le plan σ - ϵ .

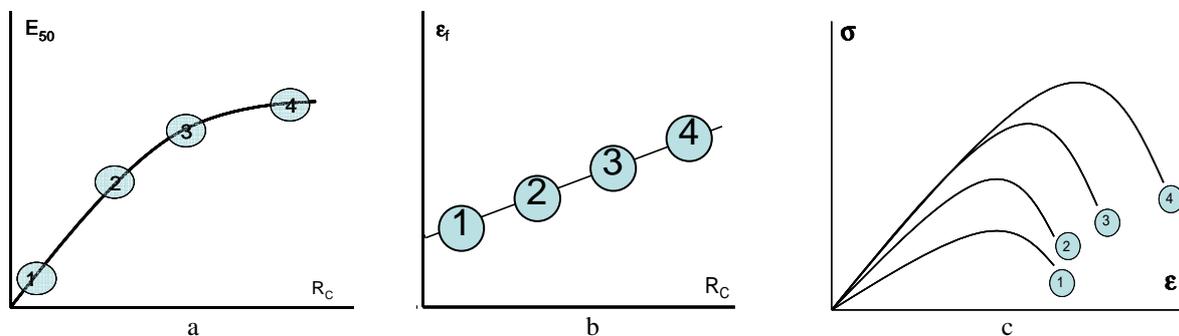


Figure 156 Récapitulatif du comportement du matériau Soil-Mixing à base de sol grenu dans les plans E_{50} - R_C (a) ϵ_f - R_C (b) et σ - ϵ (c)

L'étude de l'influence du dosage en ciment sur la résistance a permis de montrer que la résistance d'un mélange dépend du dosage selon une relation en puissance. De plus, l'exposant dépend directement de la granulométrie du sol : plus un sable sera propre, plus la valeur sera élevée. Il semblerait que la limite haute de la valeur de ce paramètre soit aux alentours de 2,1 et que la limite basse vaille 0,8.

En étudiant six sols granulaires au cours de notre étude, nous avons pu proposer une formule permettant de prédire la R_{C7} d'un sol grenu traité uniquement en fonction du dosage en ciment et du paramètre C_{63} . De même, pour les sables purs il a été possible de proposer une formule permettant de calculer le E_{50} en fonction de la résistance et du dosage en ciment.

L'étude sur l'influence de la granulométrie sur la résistance et son développement au cours du temps a permis de montrer que pour des mélanges comprenant deux fractions granulaires bien distinctes, les plus grandes résistances sont celles obtenues sur un mélange contenant environ 25 % de fines, pour des raisons d'imbrication des grains et de compacité très certainement.

Il a été montré que la résistance finale attendue est toujours au moins deux fois supérieure à la résistance à 7 jours. Cependant, elle peut être bien supérieure à cette valeur de $2 \cdot R_{C7}$ et peut aller jusqu'à 8 fois la R_{C7} . De même, cette valeur finale n'est pas forcément atteinte à 28 jours, mais parfois à 56 jours. Ces deux constats sont particulièrement valables dans le cas de faibles dosages (inférieurs à 15 %) et pour des sols à la granulométrie étalée. Le dosage en ciment joue un rôle important sur le développement de la résistance après sept jours : il semble annuler l'effet de la granulométrie, et diminuer le gain de résistance entre le septième jour et le moment où la résistance atteindra le plateau.

Nous avons enfin proposé une formule pour prédire la résistance à 28 jours, basée sur la résistance à 7 jours, avec une précision très satisfaisante.

Nous sommes donc en mesure de prédire la résistance à 28 jours d'un sol grenu traité au ciment à partir de la granulométrie du sol et du dosage en ciment utilisé.

3 Sols argileux

Deux argiles (une kaolinite et une illite) sont ici traitées. Comme pour les sols grenus, nous nous intéressons à l'évolution de leurs résistances en fonction des quantités de ciment et d'eau ajoutées.

Les argiles nous permettent, contrairement aux sables de faire varier de manière importante la quantité d'eau ajoutée et donc d'étudier l'influence du rapport C/E tout en gardant un dosage en ciment identique.

Il faut noter que nous avons inclus les résultats de trois éprouvettes d'un mélange à base de montmorillonite Arvel, mais que les résultats sont bien sur trop peu nombreux pour pouvoir être commentés.

3.1 Résultats typiques

La Figure 157 représente les évolutions en fonction du temps des résistances pour tous les mélanges réalisés à partir de la kaolinite Soka. On observe que tous les mélanges ont le même comportement de vieillissement, pour des teneurs en eau égale. Pour une teneur en eau très élevée de 120 %, la résistance du matériau augmente de manière importante entre 7 et 56

jours, puis atteint un plateau. En revanche, pour une teneur en eau moins élevée (60 ou 70 %), le palier de résistance est atteint plus tôt, à 28 jours. De même, le gain de résistance entre le septième jour de cure et le moment où l'asymptote est atteinte diminue lorsque la teneur en eau diminue.

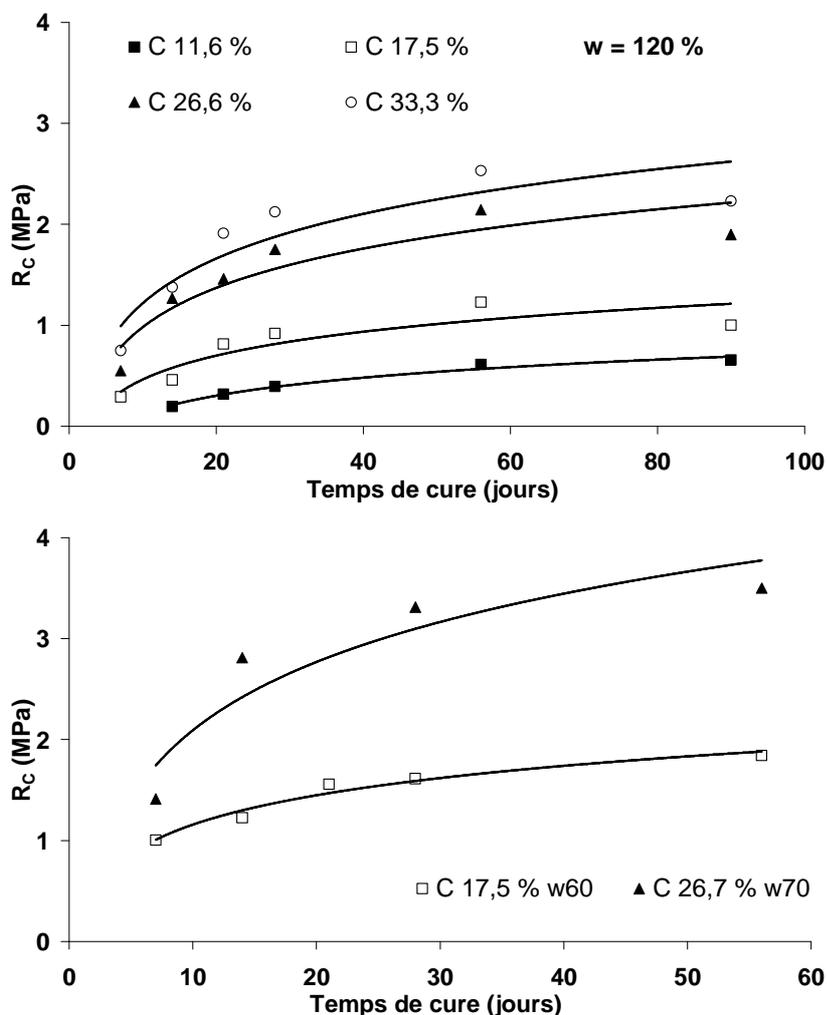
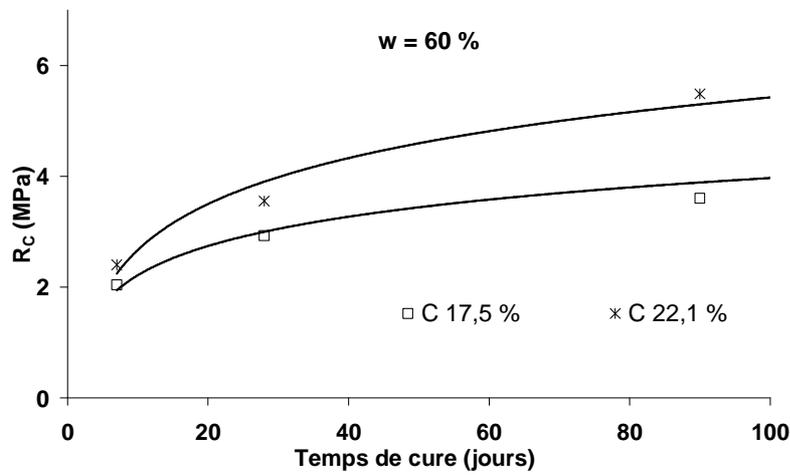


Figure 157 Evolution de la résistance en fonction du temps pour la kaolinite SOKA avec une teneur en eau de 120 % (a) et 70 % (b)

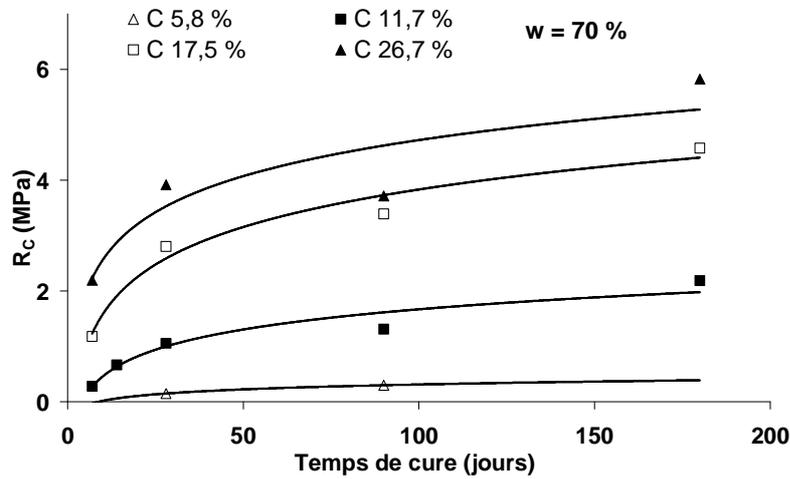
Pour les mélanges à base d'argile du Puy (Figure 158), le plateau est atteint aux alentours de 90 jours, contrairement à ce qui a été observé pour la kaolinite. Le gain de résistance entre le 7^{ème} jour de cure et le plateau augmente en même temps que la teneur en eau.

On remarque aussi qu'à dosage et teneur en eau égale l'argile du Puy présente les plus grandes résistances, à 7 comme à 28 jours. Cela a été observé pour deux dosages en ciment (17,5 et 26,7 %). En revanche, le gain de résistance entre le septième jour de cure et le 28^{ème} est plus important pour la kaolinite que pour l'argile du Puy. Cela lui permet donc de rattraper à long terme une partie de son déficit.

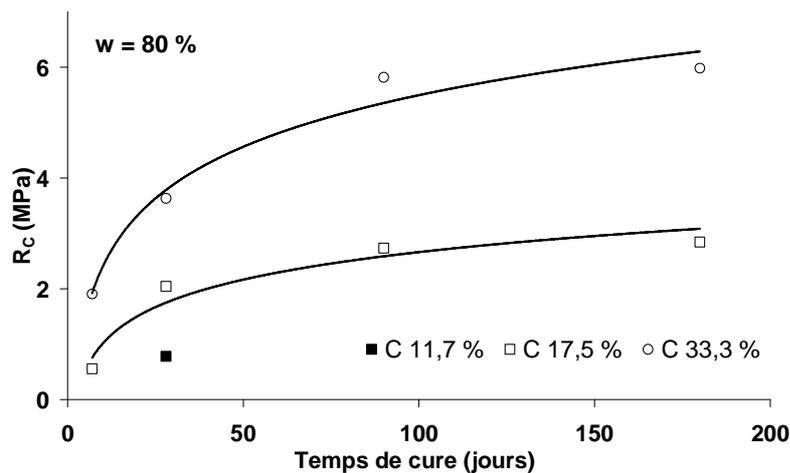
Nous développons plus loin tous ces résultats, en étudiant l'influence du dosage en ciment et de l'eau sur la résistance.



a



b



c

Figure 158 Evolution de la résistance en fonction du temps pour l'argile du Poy avec une teneur en eau de 60 % (a), 70 % (b) et 80 % (c)

Il faut noter que sur ces deux figures, l'existence de valeurs manquantes à 7 jours de cure est due au fait que le matériau était encore trop mou pour pouvoir être démoulé. Sa résistance ne

devait pas dépasser 100 kPa. Nous n'avions pas rencontré ce problème avec les sols granulaires. C'est un point important à noter pour la suite.

3.2 Représentativité et répétabilité des essais

Nous avons montré dans la partie précédente que nos essais sur les matériaux grenus étaient répétables : il en est de même pour nos essais sur sols fins. La Figure 159 représente l'évolution de la résistance au cours du temps pour le mélange argile du Puy ADP-C140-w70. On observe qu'à chaque âge, le coefficient de variation est inférieur ou égal à 10 %, ce qui traduit une bonne représentativité de la moyenne.

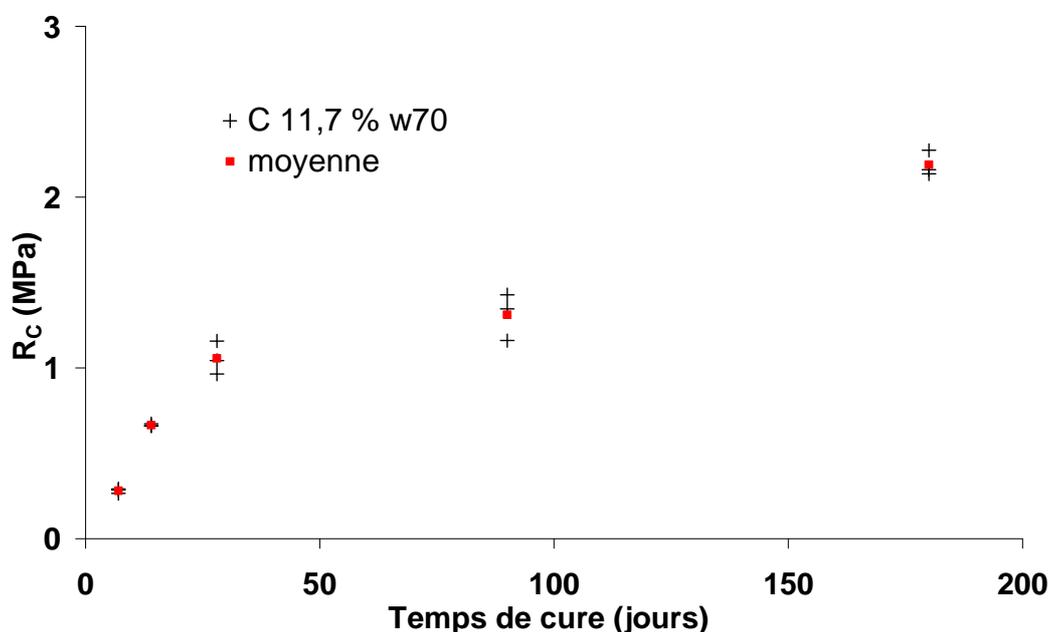


Figure 159 Représentativité des résultats à tout âge pour un mélange ADP dosé à 11,7 % de ciment

Nous nous sommes aussi posés la question, au cours de cette étude, du temps de repos avant coulage et moulage du mélange. En effet, cette étude ayant nécessité la réalisation de plus de 800 éprouvettes, nous avons comme obligation de produire une grande quantité d'éprouvettes pour chaque mélange. La mise en place du matériau dans les moules comprenant plusieurs étapes (coulage, piquage et tapping, comme nous l'avons expliqué dans le chapitre 2), un temps non négligeable (néanmoins inférieur à 30 minutes après la mise en contact du ciment avec l'eau) pouvait se passer entre le coulage de la première et de la dernière éprouvette. Quelques études ont déjà montré que ce laps de temps n'influencerait pas la représentativité des mélanges. Néanmoins, nous avons voulu nous en assurer et avons réalisé pour cela une série d'éprouvettes, d'un mélange ADP-C140-w80, numérotées de 1 à 14 suivant leur ordre de

réalisation, et dont le coulage a été espacé afin d'atteindre pour la dernière cette limite des 30 minutes.

On peut voir sur la Figure 160 les résultats obtenus. La résistance moyenne est de 770 kPa et l'écart type de 54 kPa, ce qui nous donne un coefficient de variation de 7 %, ce qui est tout à fait acceptable. De plus, on remarque que les résistances des différentes éprouvettes sont réparties de part et d'autre de la moyenne sans aucune cohérence, ce qui est significatif du fait qu'un temps de repos de 20 minutes, ce qui correspond à un temps total de 30 minutes après la mise en contact du ciment et de l'eau, n'a pas d'influence sur la résistance des éprouvettes.

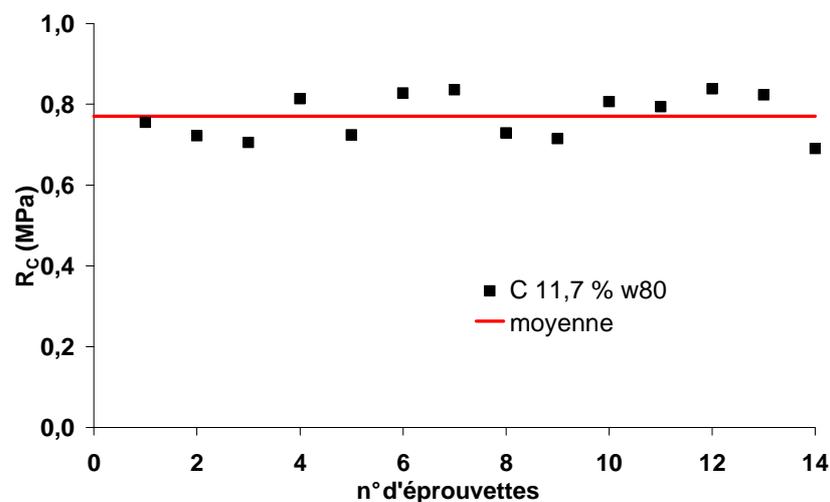
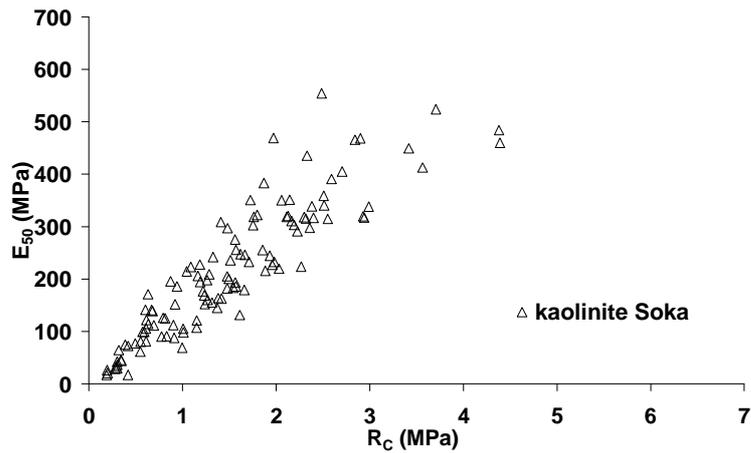


Figure 160 Evolution de la résistance en en fonction de l'ordre de réalisation des éprouvettes pour un mélange ADP dosé à 11,7 %

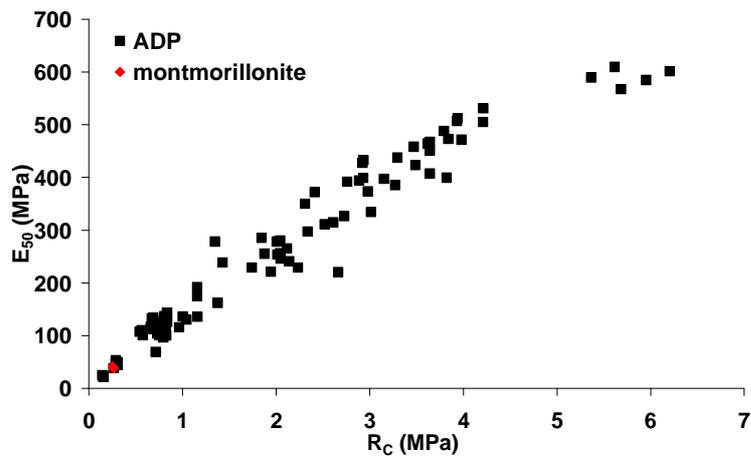
3.3 Elasticité du matériau

De la même manière que pour les matériaux granulaires, nous avons déterminé pour nos matériaux à base de sols fins le module E_{50} de chaque éprouvette : on peut voir l'évolution de celui-ci en fonction de la résistance pour chaque sol sur la Figure 161.

On remarque tout d'abord que la relation entre le module et la résistance semble être linéaire, aussi bien pour l'argile du Puy que pour la kaolinite Soka. Logiquement, les modules les plus élevés sont ceux obtenus sur les mélanges les plus dosés en ciment et/ou les plus âgés.



a



b

Figure 161 Relation E_{50} - R_C pour la kaolinite (a) et l'argile du Puy (b)

Les résultats des essais réalisés sur la kaolinite Soka sont un peu plus dispersés que ceux obtenus sur l'argile du Puy, mais les deux fuseaux sont toutefois superposables sans que l'on observe de différences notables. Une courbe de tendance linéaire donne une relation E_{50} - R_C de 139 pour la kaolinite et de 125 pour l'argile du Puy.

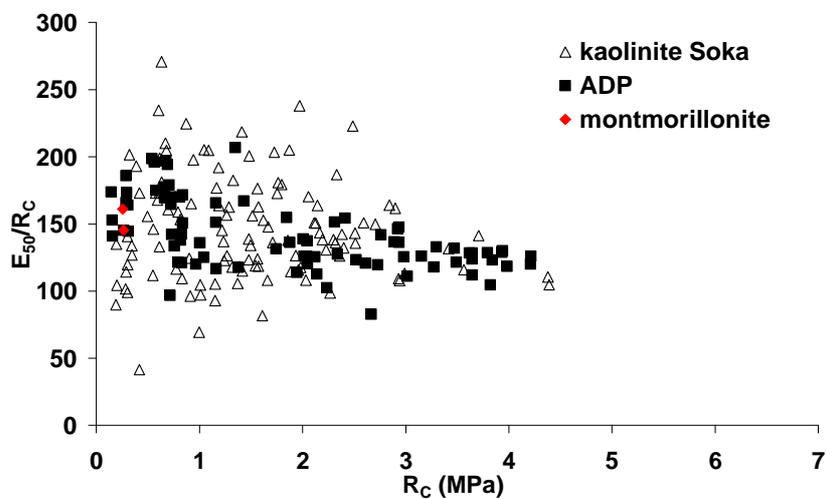


Figure 162 Relation ratio $E_{50}/R_C - R_C$ pour la kaolinite et l'argile du Puy

En observant la Figure 162, qui représente l'évolution du ratio E_{50}/R_C en fonction de la R_C , on observe que ce ratio diminue à mesure que la résistance du matériau augmente (et ce pour les deux types d'argiles), ce qui tend à montrer que la relation reliant E_{50} à R_C n'est pas vraiment linéaire. Pour les mélanges à base d'argile du Puy, le ratio diminue de 200 (valeur maximale observée pour des éprouvettes donc la R_C est inférieure à 1 MPa) à 90 au fur et à mesure que la résistance du matériau augmente. De même, la dispersion diminue. Pour les mélanges à base de kaolinite Soka, la dispersion étant bien plus forte, il est difficile de voir l'évolution du ratio E_{50}/R_C . Le maximum est de 230 environ et le minimum de 90, comme pour l'argile du Puy. Toutefois, cette valeur de 90 peut aussi bien être obtenue pour des valeurs de résistance inférieures à 1 MPa ou supérieures à 3 MPa.

3.4 Déformation à la rupture

La Figure 163 représente l'évolution de la déformation à la rupture en fonction de la résistance pour les mélanges de kaolinite Soka et d'argile du Puy. Encore une fois, on observe une plus grande dispersion des résultats sur la kaolinite. Les matériaux réalisés à base d'argile du Puy présentent une déformation à la rupture légèrement croissante avec la résistance. Elle varie entre 0,6 et 1 % pour des résistances inférieures à 1 MPa et entre 0,75 et 1,25 % pour des R_C supérieures à 5 MPa.

En revanche, la tendance est totalement différente pour les mélanges à base de kaolinite Soka. Pour des faibles résistances (inférieures à 2 MPa), on observe une diminution de la déformation à la rupture (qui peut atteindre 2 % sur cette plage de résistance), qui va ensuite atteindre un palier aux alentours de 0,75 %.

(Ahnberg et al. 2003; Guimond-Barrett et al. 2011) ont obtenus des allures de courbes comparables pour des sols fins (argile et limon).

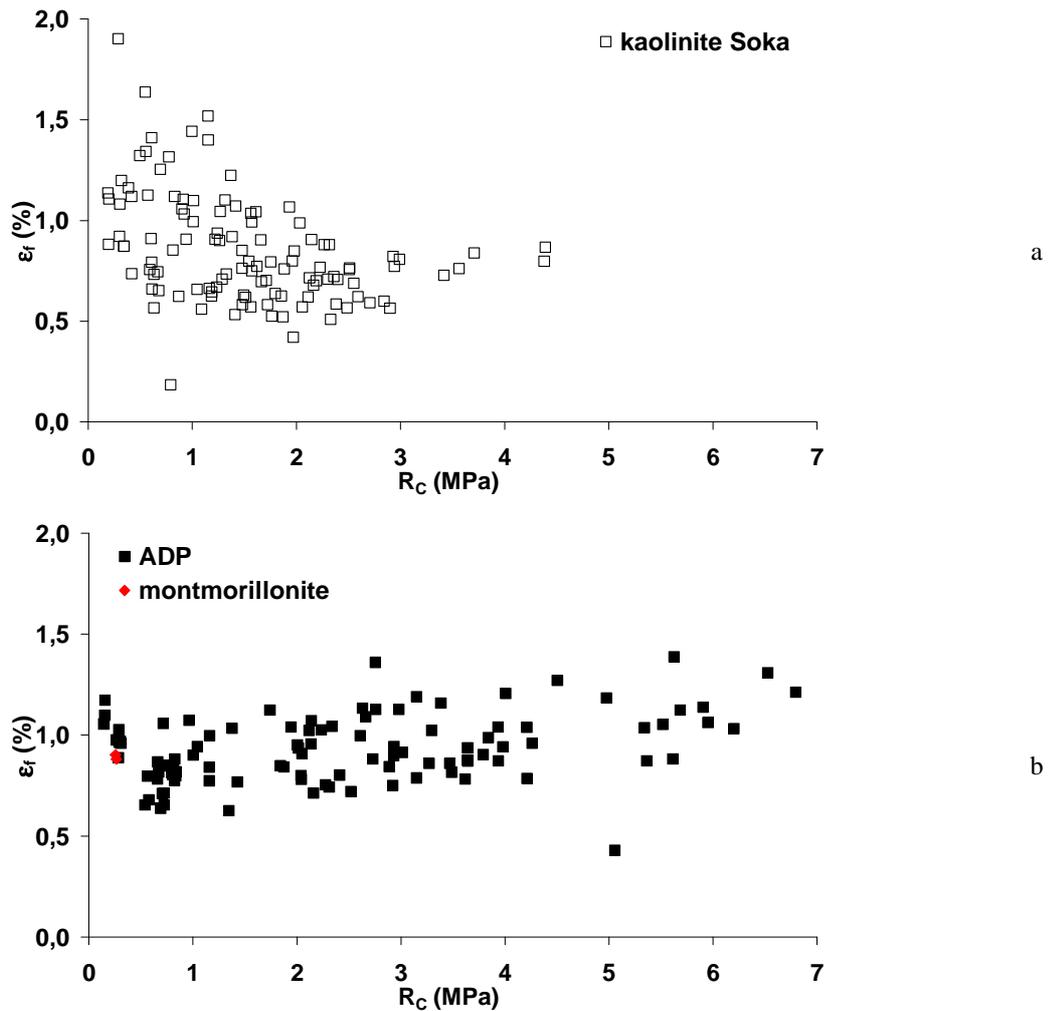


Figure 163 Relation ϵ_f - R_c pour la kaolinite (a) et l'argile du Puy (b)

3.5 Influence du dosage en ciment

Les Figure 164 et Figure 165 représentent la résistance des mélanges, à base de kaolinite Soka et d'argile du Puy respectivement, en fonction du dosage en ciment.

Une relation linéaire semble se dégager à chaque âge des résultats, et ce aussi bien pour la kaolinite que pour l'argile du Puy.

Pour le sable, nous avons choisi une fonction puissance pour relier la résistance au dosage. Ce choix était dû au fait que non seulement sans traitement un sable ne présente aucune résistance à la compression simple, mais aussi au fait qu'une étude antérieure a montré que cette relation était la plus à même de lier ces deux paramètres (Consoli et al. 2010).

Pour l'argile, il n'est pas possible de choisir une fonction puissance pour relier la résistance au dosage : la résistance à 0 % de ciment est bien sûr nulle, ce qui conviendrait, mais nous avons vu précédemment que certains mélanges n'ont pas pu prendre avant 28 jours. Il existe donc un dosage seuil en ciment qui conditionne le succès du traitement au ciment d'une argile.

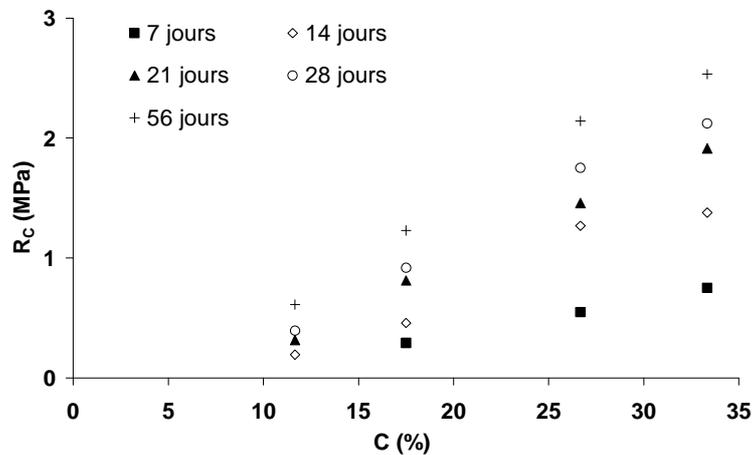


Figure 164 Relation, pour tous les âges, entre la résistance R_c et le dosage en ciment C pour la kaolinite

Sur la Figure 164, il faut imaginer des lignes passant, pour chaque âge, par les points donnés et intersectant l'axe des abscisses. Le point d'intersection est le dosage en ciment au dessus duquel le traitement sera réalisé avec succès.

Dans notre cas, pour la kaolinite, le mélange à base de kaolinite dosé à 11,7 % et réalisé avec une teneur en eau de 120 % n'a pas atteint une résistance suffisante à 7 jours pour être démoulé, mais a présenté une résistance de 194 kPa à 14 jours. Il est représenté par les carrés pleins sur la Figure 164. En déterminant graphiquement le point d'intersection, on obtient une valeur proche de 8 %.

On observe aussi sur ces figures que la relation reste linéaire dans le temps mais évolue de telle manière que tant que le matériau durcit, l'abscisse correspondant à l'ordonnée nulle diminue. Dans le cas du Deep Mixing, où l'on travaille avec une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité du matériau nouvellement créé, cette abscisse sera toujours supérieure à zéro, puisqu'il n'est pas possible pour un sol à cette teneur en eau d'offrir une résistance sans traitement.

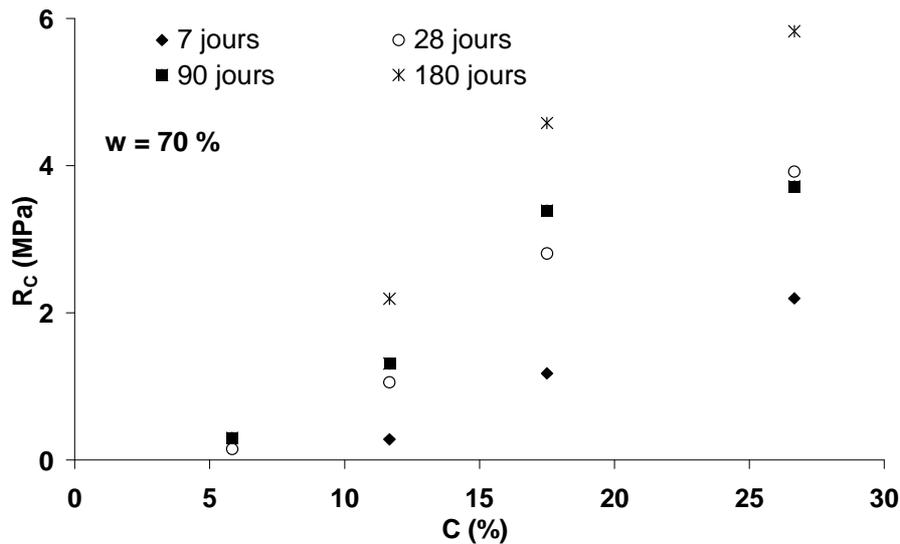


Figure 165 Relation, pour tous les âges, entre la résistance R_c et le dosage en ciment C à une teneur en eau de 70 % pour l'argile du Puy

On peut voir sur la Figure 166 que la quantité d'eau ajoutée joue aussi un rôle dans la détermination de ce seuil. Une plus grande quantité d'eau implique un dosage seuil plus élevé. On peut aussi imaginer, dans le cas où le matériau aurait une teneur en dessous de la limite de liquidité, que l'ordonnée à l'origine, correspondant à la résistance pour 0 % de ciment, serait égale à deux fois la cohésion non drainée C_u . C'est ce que nous avons représenté sur la Figure 166.

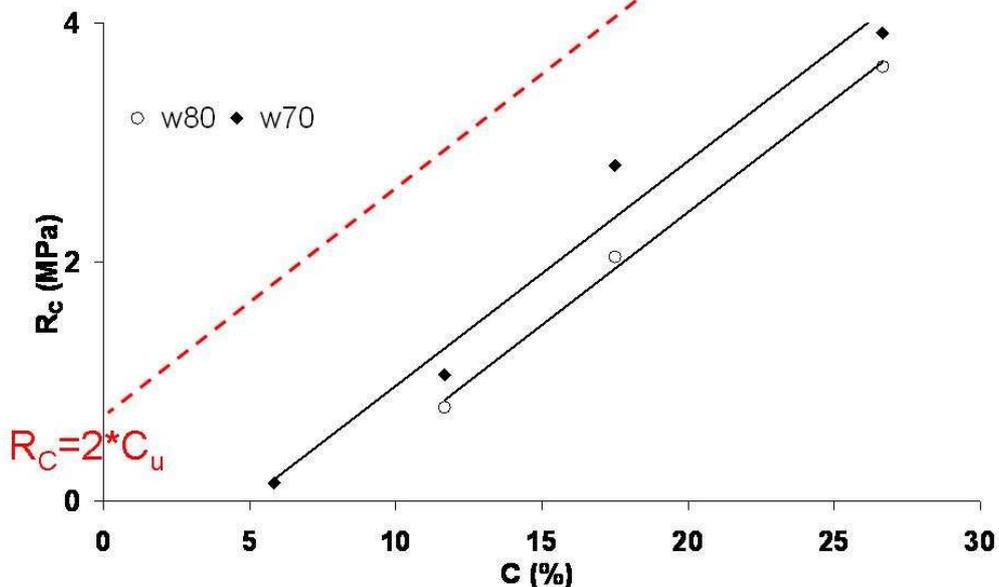


Figure 166 Relation entre R_c et C à 28 jours aux teneurs en eau de 70 et 80 % pour l'argile du Puy, et courbe théorique si le matériau est compacté

On peut voir sur la Figure 167 , pour des mélanges kaolinite Soka, le gain de résistance en fonction du temps par rapport à la R_{C7} . On remarque que la différence de gain est très faible entre les dosages, même si au plateau (56 jours) il semblerait que le gain diminue quand le dosage augmente, comme pour les sables. Ce gain est compris entre 3 et 4, quel que soit le dosage, et donc un peu plus élevé que pour les sols grenus.

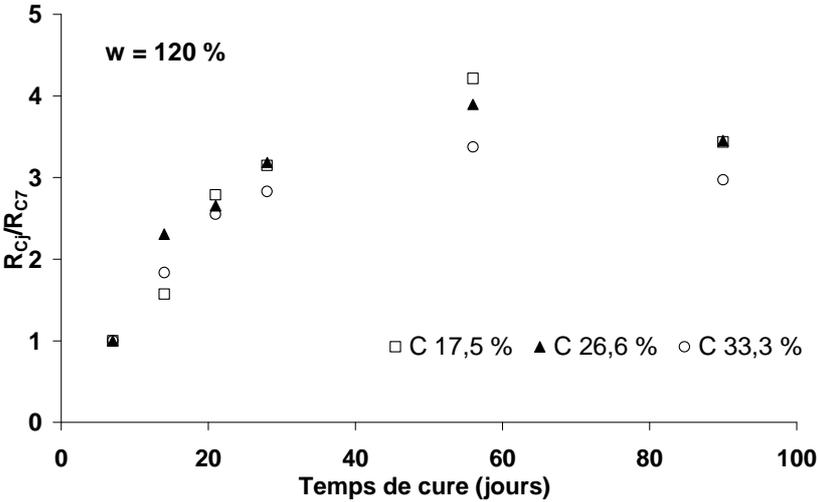


Figure 167 Evolution du rapport R_{Cj}/R_{C7} en fonction du temps pour des mélanges à des teneurs en eau de 120 % pour la kaolinite

Pour les mélanges à base d'argile du Puy, la tendance est plus claire (Figure 168). De plus on remarque qu'elle est valable pour les différentes teneurs en eau. Les gains sont ici très différents les un des autres. Pour une teneur en eau de 70 % ils varient de 2 à 8 selon le dosage (comme pour le sable de Triel), et pour une teneur en eau de 80 % ils varient de 3 à 5.

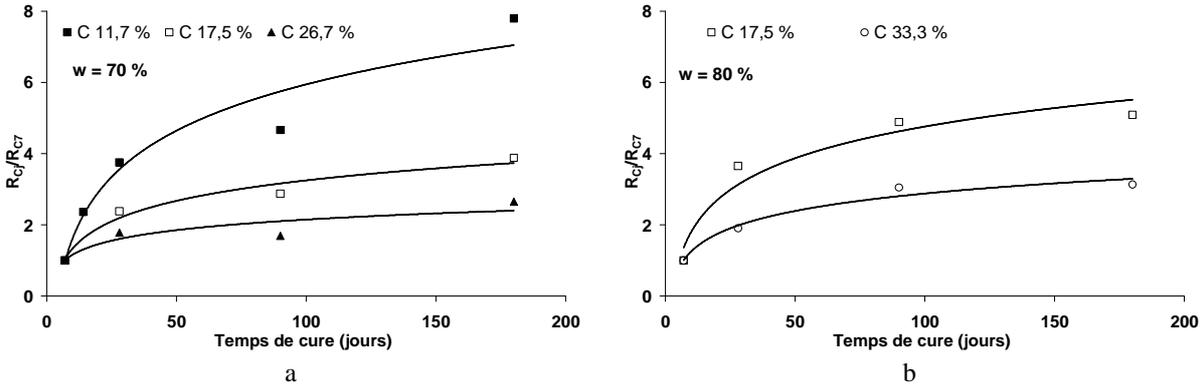


Figure 168 Evolution du rapport R_{Cj}/R_{C7} en fonction du temps pour des mélanges à des teneurs en eau de 70 % (a) et 80 % (b) pour l'argile du Puy

Le dosage en ciment a donc une grande importance sur le vieillissement du matériau. De manière générale, la résistance du matériau Soil-Mixing créé à partir d'un sol argileux sera finalement (au plateau) au moins deux fois plus grande qu'à 7 jours.

3.6 Influence de l'eau

La Figure 169a représente, pour des mélanges à bases de kaolinite Soka, la différence de résistance entre deux mélanges au même dosage en ciment mais réalisé avec des C/E différents (le mélange réalisé à 60 % de teneur en eau a un C/E double de celui réalisé à 120 % de teneur en eau).

On remarque immédiatement que le mélange le plus résistant est celui qui contient le moins d'eau. Il présente à chaque âge une résistance bien supérieure à celle de l'autre mélange. Cependant, on remarque qu'en termes de résistance la différence reste assez stable au cours du temps, de l'ordre de 700 kPa. Cela veut donc dire que le gain de résistance pour le mélange le plus sec est le plus faible.

Les tendances sont semblables pour un dosage différent (26,6 %) (Figure 169b).

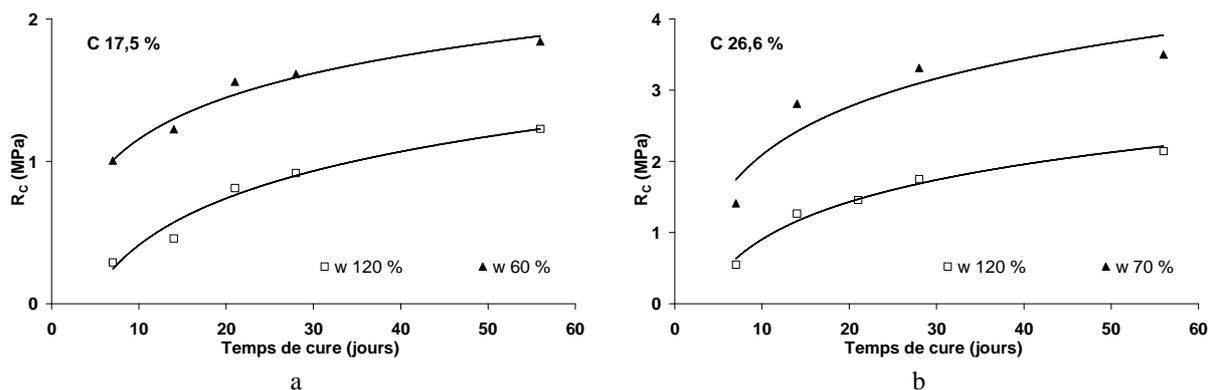


Figure 169 Influence, pour la kaolinite, de la teneur en eau sur la résistance pour des dosages en ciment de 17,5 % (a) et 26,6 % (b)

Pour les mélanges à base d'argile du Puy, nous observons en général les mêmes tendances (Figure 170). Les résultats obtenus sur trois mélanges réalisés avec le même dosage mais avec trois teneurs en eau différentes montrent que pour chaque temps de cure, la résistance est plus grande si la teneur en eau est plus faible.

Encore une fois, le gain en résistance après le 7^{ème} jour de cure dépend de la teneur en eau : plus celle-ci sera élevée, plus le gain sera important.

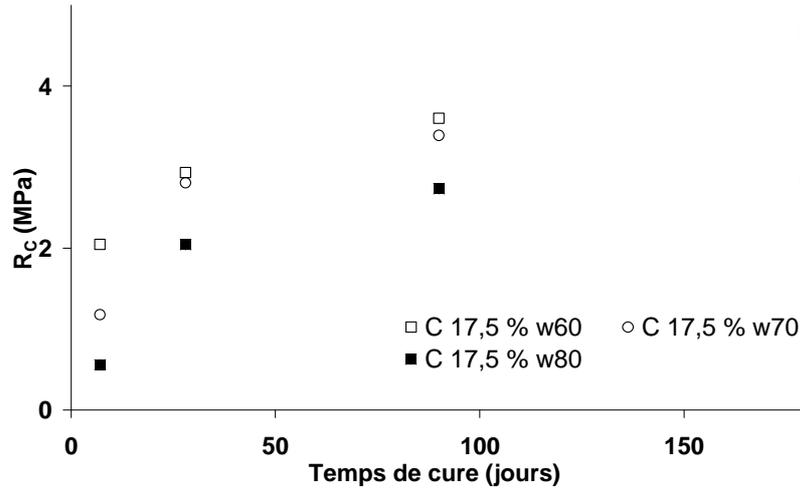


Figure 170 Influence, pour l'argile du Puy, de la teneur en eau sur la résistance pour des dosages en ciment de 17,5 %

3.7 Conclusions

L'interprétation de l'étude des argiles traitées au ciment est beaucoup plus ardue que l'étude des sols granulaires. En effet, l'eau y joue un rôle plus important. On ne peut donc pas étudier le matériau sous l'angle de la granulométrie, surtout si comme dans notre cas les argiles que nous avons choisi d'étudier sont des argiles de natures différentes.

Nous avons toutefois pu tirer quelques conclusions intéressantes de cette partie de l'étude.

Tout d'abord, quelque soit le type de sol traité, les courbes de vieillissement possèdent toutes la même allure.

La comparaison des résultats obtenus sur l'argile du Puy et la kaolinite a montré que dans tous les cas l'argile du Puy est plus résistante, à tous les âges, que la kaolinite. Cependant, la kaolinite présente un gain de résistance entre le 7^{ème} jour de cure et le moment où elle atteint son plateau plus élevé, ce qui lui permet de compenser pour partie son retard.

De même, la relation E_{50} - R_C reste à peu près la même, indépendamment du sol traité. Elle semble linéaire sur la plage de résistance étudiée, obtenue pour des mélanges dont le dosage en ciment maximal est de 33,3 %, qui représente un borne haute sur chantier, pour des raisons économiques. Le matériau à base de kaolinite semble être légèrement plus rigide, sans que cela soit vraiment notable. Pour les deux mélanges on observe une diminution du ratio E_{50}/R_C , ce qui tend à montrer que comme pour les sables, pour des plus grandes résistances le module

n'augmentera plus en conséquence. Ce ratio passe de 230 à 90 pour le matériau à base de kaolinite et de 200 à 90 pour celui à base d'argile du Puy.

La déformation à la rupture du matériau diffère légèrement selon que le matériau soit issu d'un sol ou de l'autre. Le Soil-Mixing à base de kaolinite présente pour de faibles résistances une grande déformation à la rupture, jusqu'à 2,5 %, qui décroît graduellement à mesure que la résistance augmente pour se stabiliser autour de 0,75 %. La dispersion est assez grande. L'argile du Puy traitée présente quant à elle une déformation constante, (peut-être légèrement croissante) autour de 1 %.

L'étude de l'influence du dosage a montré (en partie grâce à un échec lors d'une tentative de stabilisation en laboratoire) qu'il existait certainement un dosage seuil en dessous duquel le ciment n'était pas suffisant pour obtenir un développement de résistance. Ce seuil varie de plus en fonction de l'âge du matériau, et de la quantité d'eau contenue dans le mélange.

Le développement de la résistance en fonction du dosage en ciment et de la teneur en eau est complexe.

Dans tous les cas, la résistance à 7 jours est, proportionnellement à celle atteinte au plateau, plus élevée si le dosage en ciment est plus grand. Pour la kaolinite, ce gain de résistance semble être compris entre 3 et 4, tandis que pour l'argile du Puy il est beaucoup plus dispersé, entre 2 et 8.

Les mélanges, avec la plus grande teneur en eau, présenteront les résultats à sept jours, et globalement (à dosage en ciment égal), les résultats à long terme les plus faibles. En revanche, le gain de résistance après 7 jours est plus important quand la teneur en eau est plus élevée, ce qui peut compenser en partie la différence.

La Figure 171 illustre bien ces deux derniers points que sont l'influence du dosage en ciment et celui de la teneur en eau. Trois mélanges à base d'argile du Puy ont été réalisés, avec des dosages en ciment et des teneurs en eau différentes. Cependant, ces proportions ont été calculées de manière à obtenir à chaque fois le même rapport C/E, égal à 0,3.

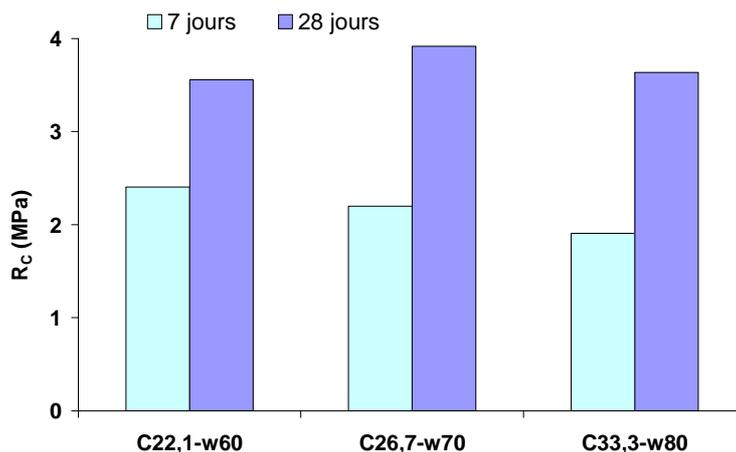


Figure 171 Etude de l'influence couplée du dosage en ciment et de la teneur en eau sur la résistance et son développement pour des mélanges à base d'argile du Puy présentant des C/E égaux mais des dosages différents

Logiquement, c'est le mélange avec la plus faible teneur en eau qui va présenter la plus grande R_{C7} . En revanche, même si le mélange dosé à 33,3 % contient beaucoup d'eau, le fort dosage en ciment parvient à limiter la perte initiale de résistance.

Le mélange le plus sec est celui qui doit présenter le moins grand gain de résistance après 7 jours. Les deux autres mélanges sont donc à même de le rattraper en terme de résistances à 28 jours puisqu'ils sont plus humides et donc vont connaître un plus gros gain de résistance. Au final, les trois mélanges présentent à 28 jours quasiment la même résistance, malgré des dosages et des teneurs en eau bien différentes.

Ceci illustre la complexité du dosage du Soil-Mixing dans l'argile par rapport à celui dans le sable.

4 Mélanges sable-argile

Dans cette partie, nous présentons nos résultats obtenus sur des mélanges sable de Fontainebleau – kaolinite Soka. Ces mélanges ont été réalisés afin de compléter l'étude sur l'impact des fines et de leur nature sur la résistance et la rigidité du matériau, mais aussi pour faire le lien entre le sable pur et l'argile pure.

Dans cette partie, nous réutilisons la notation usuelle en kg/m^3 pour pouvoir comparer les différents matériaux, qui n'ont pas la même densité sèche mais qui ont été traités avec le même dosage calculé en kg/m^3 .

4.1 Résultats typiques et influence de la quantité de fines

On peut voir sur la Figure 172 les courbes typiques de développement de la résistance en fonction du temps pour les mélanges SF25-kaoS75, SF50-kaoS50 et SF75-kaoS25. Toutes les courbes présentent la même allure de vieillissement.

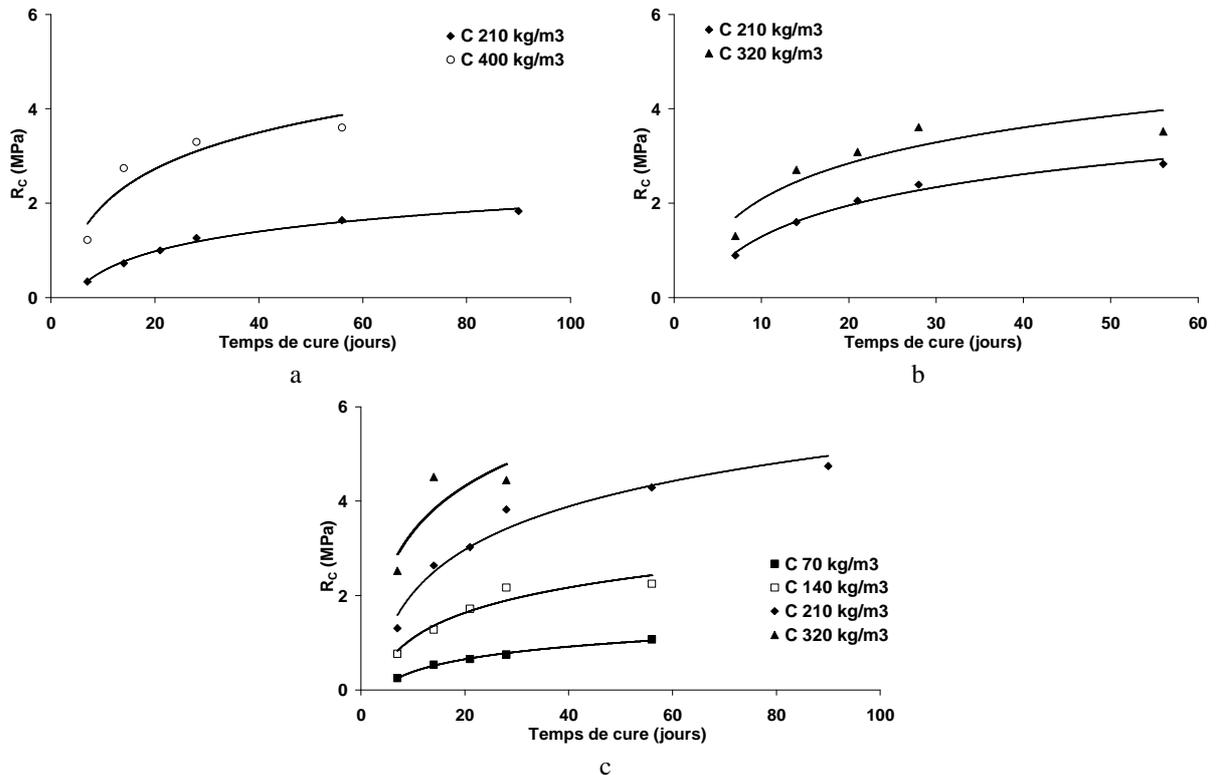


Figure 172 Evolution de la résistance en fonction du temps pour tous les dosages, pour des matériaux à base de sols mixtes SF25-kaoS75 (a), SF50-kaoS50 (b) et SF75-kaoS25 (c)

Afin d'avoir une vision globale de l'influence de la texture sur les mélanges sols-ciment, il est nécessaire d'intégrer les résultats des mélanges de kaolinite pure et de sable pur.

La Figure 173 représente les résistances à différents temps de cure de tous les mélanges sable – argiles réalisés (avec des dosages de 70, 140, 210 et 320 kg/m³), en fonction du pourcentage de sable (allant de 0 à 100 %). Pour rappel, chaque point représente la moyenne de trois éprouvettes.

La résistance la plus grande pour des dosages allant jusqu'à 210 kg/m³ est obtenue pour les mélanges composés à 75 % de sable de Fontainebleau. Nous avons observé la même chose pour les mélanges à base de Silica Flour. C'est ce mélange qui présente la courbe granulométrique la plus proche de la courbe de Fuller, qui garantit la plus grande compacité et donc la meilleure résistance.

En revanche, pour un dosage à 320 kg/m^3 , c'est le sable pur qui devient le plus résistant. Les mélanges à base de kaolinite pure sont dans tous les cas les mélanges les moins résistants.

On remarque qu'avec l'augmentation progressive du dosage en ciment, la différence de résistance entre un mélange réalisé avec 75 % de sable et un mélange réalisé avec du sable pur s'amenuisent. Ceci peut s'expliquer par le fait que l'argile apporte une cohésion non drainée, en plus d'améliorer la compacité du matériau. Avec l'augmentation du dosage en ciment, l'effet de la cohésion et de la compacité se fait moins sentir, proportionnellement à la cimentation du sable pur, et à partir d'un dosage seuil situé entre 210 et 320 kg/m^3 l'argile devient nuisible au mélange SF75-kaoS25, comparativement au mélange de sable de Fontainebleau pur, un peu comme un polluant qui viendrait contaminer le sable et l'empêcher d'être aussi bien cimenté qu'il le devrait.

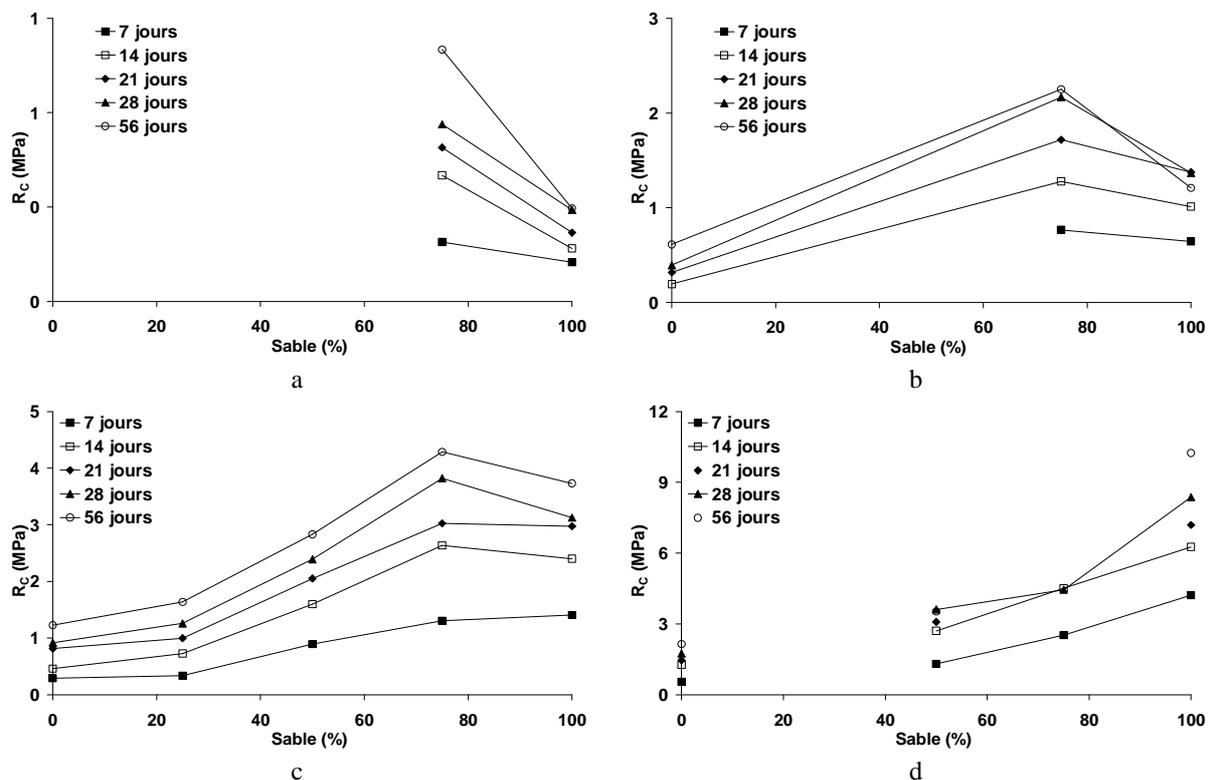


Figure 173 Evolution de la résistance, pour chaque âge, en fonction de la quantité de sable dans le sol mixte, pour des dosages en ciment de 70 (a), 140 (b), 210 (c) et 320 kg/m^3 (d)

On remarque aussi que l'écart de résistance entre les mélanges SF75-kaoS25 et SF s'agrandit en fonction du temps, bien que de plus en plus lentement au fur et à mesure de l'augmentation du dosage en ciment.

Ceci est dû au gain de résistance après le septième jour de cure. Nous avons vu dans la partie sur les argiles que celui-ci est plus grand pour un matériau composé en partie d'argile ou de

Silica Flour (excepté le Silica Flour pur) que pour un sable de Fontainebleau. De même, la diminution de cet écart avec l'augmentation du dosage en ciment est due au fait que celui-ci joue un rôle important et cause au fur et à mesure de son augmentation la diminution du gain après 7 jours de cure. Les gains de tous les mélanges vont donc être diminués, mais cela se fera moins sentir sur ceux à base de sable de Fontainebleau car la diminution de gain sera moins importante.

C'est ce que l'on observe sur la Figure 174, qui présente les gains des différents mélanges de sable – kaolinite pour des dosages à 210 et 320 kg/m³. On constate de manière générale une diminution de ce gain entre la R_{C7} et la R_{Cplateau}, pour les deux dosages, en fonction de l'augmentation de la quantité de sable dans le mélange.

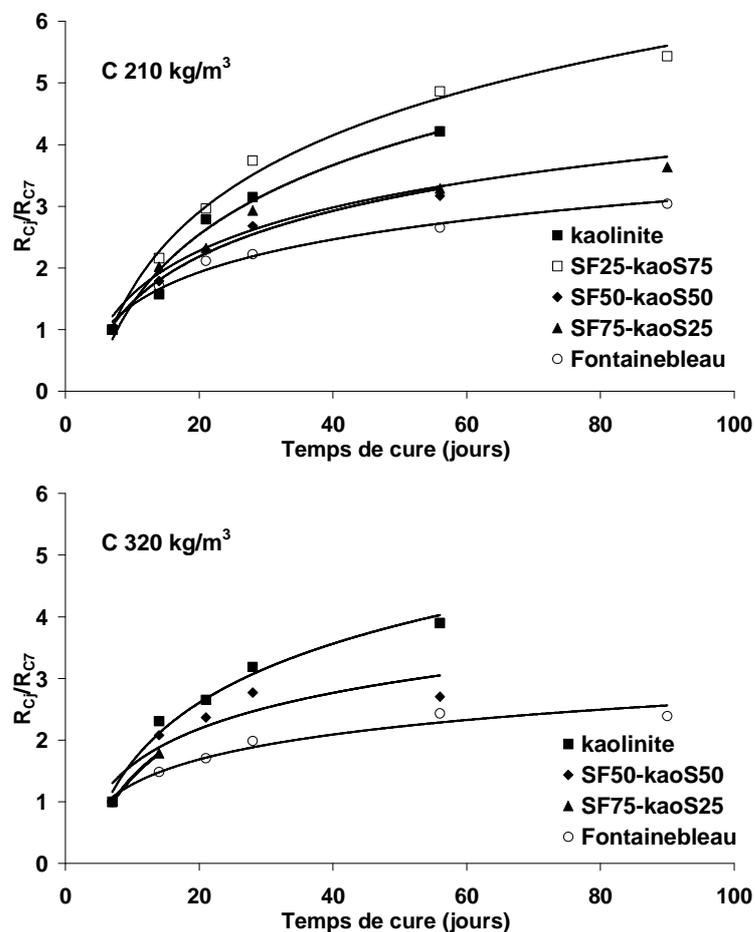


Figure 174 Evolution du rapport R_{Cj}/R_{C7} en fonction du temps pour les mélanges à base de sols mixtes SF-kaoS

4.2 Influence du dosage en ciment sur la résistance

Le mélange SF75-kaoS25 a été traité avec quatre dosages différents, nous permettant de tracer l'évolution de la résistance en fonction du dosage en ciment (Figure 175). On remarque que la relation est une relation en puissance, comme pour les sables et à l'inverse des argiles. Cela signifie que plus le dosage augmente, plus le gain de résistance augmente.

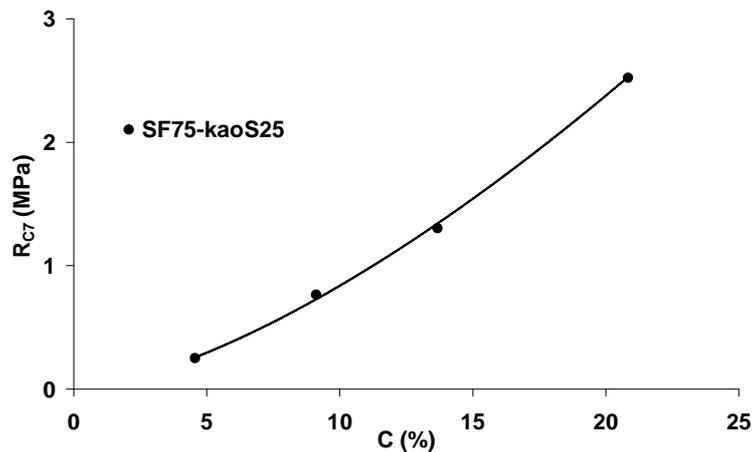


Figure 175 Relation entre la résistance et le dosage en ciment à 7 jours pour le mélange SF75-kaoS25

4.3 Elasticité du matériau

On peut voir sur la Figure 176 la relation E_{50} - R_C ainsi que l'évolution du ratio E_{50}/R_C pour les mélanges à base des trois sols mixtes. La relation semble linéaire entre le module et résistance, avec une plus grande dispersion des résultats pour les hautes résistances, ce qu'on peut interpréter comme le début de l'apparition d'un palier (comme pour les mélanges de sols grenus).

Si l'on néglige cette hypothèse pour supposer que la relation, du moins sur cette plage de résistance, est bien linéaire, on observe une légère augmentation de celle-ci en même temps que la proportion de kaolinite Soka dans le mélange augmente (Tableau XXX). L'ajout de sol fin dans le mélange semble donc rigidifier le matériau Soil-Mixing.

Tableau XXX Relation entre E_{50} et R_C pour chaque sol mixte SF-kaoS

SF75-kaoS25	$E_{50} = 112 * R_C$
SF50-kaoS50	$E_{50} = 124 * R_C$
SF25-kaoS75	$E_{50} = 129 * R_C$

Le ratio E_{50}/R_C diminue lorsque la résistance augmente, de même que la dispersion des résultats. Les plus hautes valeurs de ce ratio sont de l'ordre de 180 et les plus basses de l'ordre de 80, pour les plus hautes résistances obtenues.

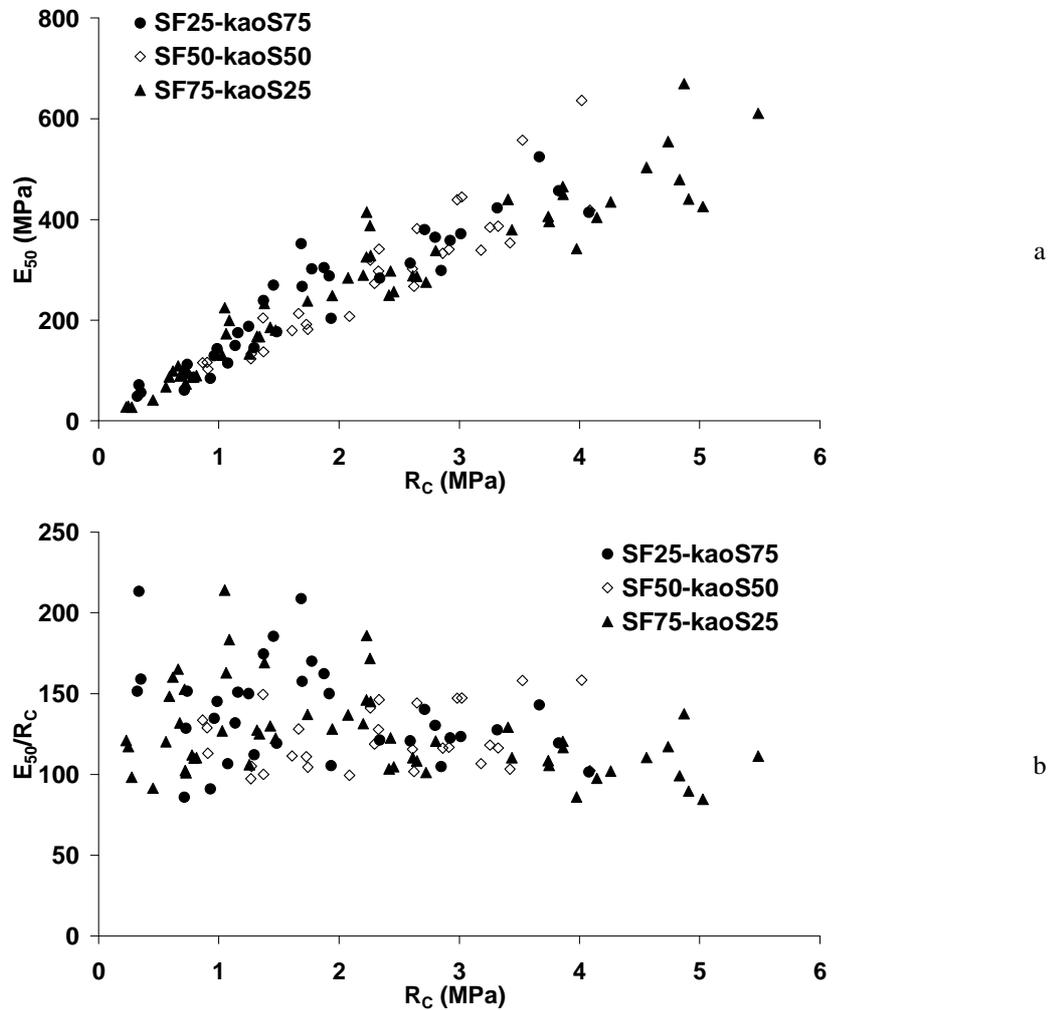


Figure 176 Relation $E_{50} - R_C$ (a) et $E_{50}/R_C - R_C$ (b) pour les mélanges à base de sols mixtes SF-kaoS

4.4 Déformation à la rupture

La déformation à la rupture des matériaux ne dépend pas quant à elle du pourcentage de fines dans le matériau (Figure 177). Pour des faibles résistances, elle peut être assez élevée, pouvant aller jusqu'à 1,7 % (avec toutefois une dispersion assez importante), tandis qu'à partir de 1,5 MPa elle se stabilise autour de 1 %. Ces résultats sont concordants avec ceux de la littérature, qui montre qu'à partir d'une résistance d'un MPa, la déformation à la rupture est assez stable (Ahnberg et al. 2003; Jegandan et al. 2010; Guimond-Barrett et al. 2011)

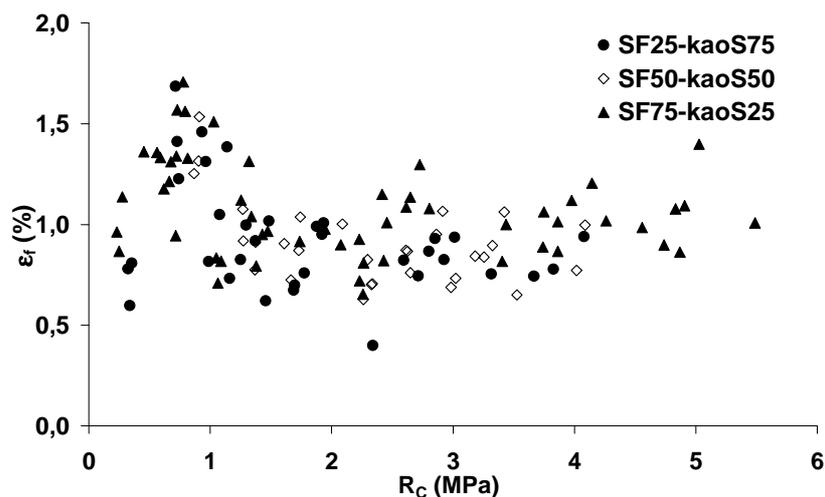


Figure 177 Relation $\epsilon_f - R_c$ pour les mélanges à base de sols mixtes SF-kaoS

4.5 Conclusions

Dans cette partie, nous avons étudié l'influence d'une fraction fine argileuse sur les caractéristiques mécaniques du matériau Soil-Mixing. Pour cela, nous avons réalisé des mélanges composés de sable de Fontainebleau et de kaolinite Soka, avec différentes proportions, et traités à différents dosages.

Nous avons observé que pour des mélanges dosés jusqu'à 210 kg/m^3 , les résistances les plus élevées sont celles obtenues sur les mélanges composés de 75 % de sable et de 25 de kaolinite. En revanche pour des mélanges dosés à 320 kg/m^3 , la résistance la plus élevée est obtenue sur le sable pur.

Cela s'explique d'une part, comme pour le Silica Flour, par l'amélioration de la compacité du mélange, mais aussi très certainement par l'apparition d'une cohésion due à l'argile (contrairement au Silica Flour qui ne présente aucune cohésion). Il existe néanmoins un dosage seuil, compris entre 210 et 320 kg/m^3 , à partir duquel le sable prend le pas sur le mélange sable-argile. La cohésion apportée par l'argile n'est plus suffisante pour contrer la cimentation.

Comme pour tous les autres mélanges, l'augmentation du dosage en ciment signifie une diminution du gain en résistance après 7 jours de cure. De plus, plus le matériau est sableux, plus le gain est faible.

La relation entre la résistance et le dosage est une relation en puissance, ce qui signifie que le mélange se comporte encore comme un sable plutôt que comme une argile.

La rigidité du matériau diminue elle aussi, bien qu'assez faiblement, avec l'augmentation de la fraction sableuse dans le mélange. En se rappelant de la valeur moyenne reliant E_{50} à R_C pour la kaolinite pure (140), plus grande que celle des autres mélanges sable - argile, on voit donc que ceci semble être toujours le cas et que plus un matériau est argileux, plus il est rigide.

Le ratio E_{50}/R_C diminue avec la résistance. Les valeurs sont assez dispersées et le module vaut entre 80 et 180 fois la R_C .

En ce qui concerne la déformation à la rupture, les résultats pour les plus faibles résistances sont assez dispersées et peuvent valoir jusqu'à 1,7 % puis diminuent pour se stabiliser aux alentours de 0,85 % pour les valeurs de résistances supérieures à 1,5 MPa.

5 Synthèse des résultats

Dans cette partie, nous synthétisons tous les résultats obtenus durant notre étude paramétrique afin de tenter de déterminer le comportement mécanique global du matériau Soil-Mixing en fonction du type de sol, de sa granulométrie, de sa minéralogie, du dosage en ciment et de la quantité d'eau contenue dans le mélange.

Le Tableau XXXI présente une synthèse des résultats obtenus tout au long de cette étude.

Tableau XXXI Tableau de synthèse des différentes propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing évaluées au cours de cette étude

	sols grenus	limons et argiles
R_{C7}	comprise entre 0,15 et 9 MPa suivant la granulométrie Prédictible en connaissant C et C_{63} $R_{C7} = 19,428 \times C^{1,777-0,171 \ln C_{63}} \times C_{63}^{0,544}$	inférieure à 4 MPa Dépend de C, w, (et de VBS ?)
R_C gain de résistance	$R_{C14} = 1,65 * R_{C7}$ si $R_{C7} < 6$ MPa $R_{C28} = 2 * R_{C7}$ si $R_{C7} < 6$ MPa (légère surestimation) Prédictible plus précisément en connaissant $w_{initiale}$ et w_{finale} $R_{C90} = 1,2 * R_{C28}$ si $R_{C7} < 6$ MPa	$R_{C14} = 1,75 * R_{C7}$ $R_{C28} = 2 * R_{C7}$ en moyenne (résultats assez dispersés) Dépend de w et C $R_{C90} = 1,37 * R_{C28}$
distribution de la résistance	loi normale	-
E_{50}	$E_{50} = 70 - 200 * R_C$ si $R_C < 1$ MPa $E_{50} = 60 - 160 * R_C$ si $R_C < 5$ MPa $E_{50} = 50 - 120 * R_C$ si $R_C > 5$ MPa avec un maximum de 1 GPa Relation linéaire entre E_{50} et R_C jusqu'à 5 - 6 MPa puis radoucissement de la pente avec atteinte d'un plateau pour E_{50}	$E_{50} = 70 - 230 * R_C$ Relation linéaire entre E_{50} et R_C
Relation $R_C - C$ à 7 jours	en puissance (dépend de la quantité de passant à $63 \mu m$ C_{63})	linéaire (existence d'un dosage seuil minimum)
déformation à la rupture ϵ_f	0,5 - 2 % (valeur moyenne autour de 1,3 %) (dispersion pour les plus faibles R_C) Si R_C augmente, ϵ_f augmente	0,5 - 1, 5 % (grande dispersion pour les plus faibles R_C) Les plus grandes valeurs sont obtenues pour les plus faibles R_C en général, stabilisation autour de 1 % ensuite
R_C sur matériau carotté	R_C égale en moyenne à celle obtenue en laboratoire	R_C inférieure à celle obtenue en laboratoire

5.1 Elasticité du matériau

La Figure 178 présente la relation E_{50} - R_C tous sols confondus, ce qui représente environs 700 points. On observe tout d'abord que pour tous les sols, la courbe présente un point d'inflexion

aux alentours de 5 MPa de résistance. La première partie est linéaire croissante, mais après avoir atteint une résistance de 5 ou 6 MPa, la relation est beaucoup moins claire : indépendamment du matériau et de sa résistance, le module est compris entre 600 et 100 MPa.

C'est donc la première partie de la courbe qu'il faut étudier pour savoir s'il existe de manière générale une relation entre la rigidité du matériau et le sol dont il est originaire.

Pour les sables, nous avons vu que les résultats se confondent parfaitement pour Triel et Fontainebleau, et que le sable de Fréjus présente une relation E_{50} - R_C sur la première partie de la courbe légèrement plus faible.

Nous avons aussi observé sur les mélanges sable – Silica Flour et sable – argile que le matériau semble être plus rigide plus la quantité de fines dans le matériau est grande.

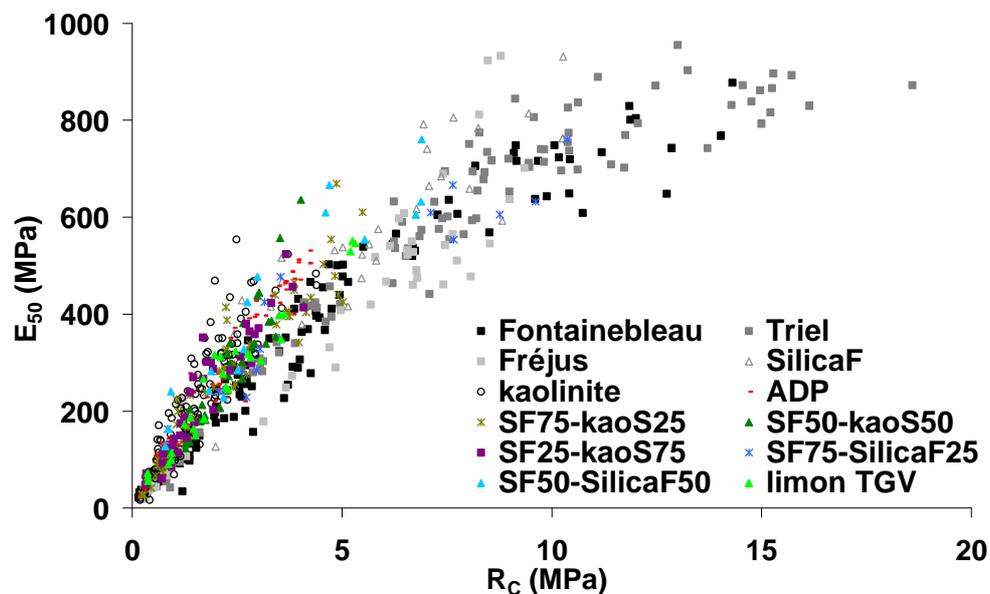


Figure 178 Relation E_{50} – R_C pour tous les mélanges

C'est ce que l'on observe sur la Figure 179 : les mélanges de sable de Fontainebleau pur présentent une rigidité qui augmente plus lentement, lorsque la résistance augmente, que les matériaux contenant des fines.

De même, on observe que les mélanges contenant des fines de nature argileuse sont eux plus rigides que ceux contenant des fines de nature siliceuse. Cela est confirmé aussi par les résultats obtenus sur l'argile du Puy, qui se montre plus rigide à résistance constante que le Silica Flour.

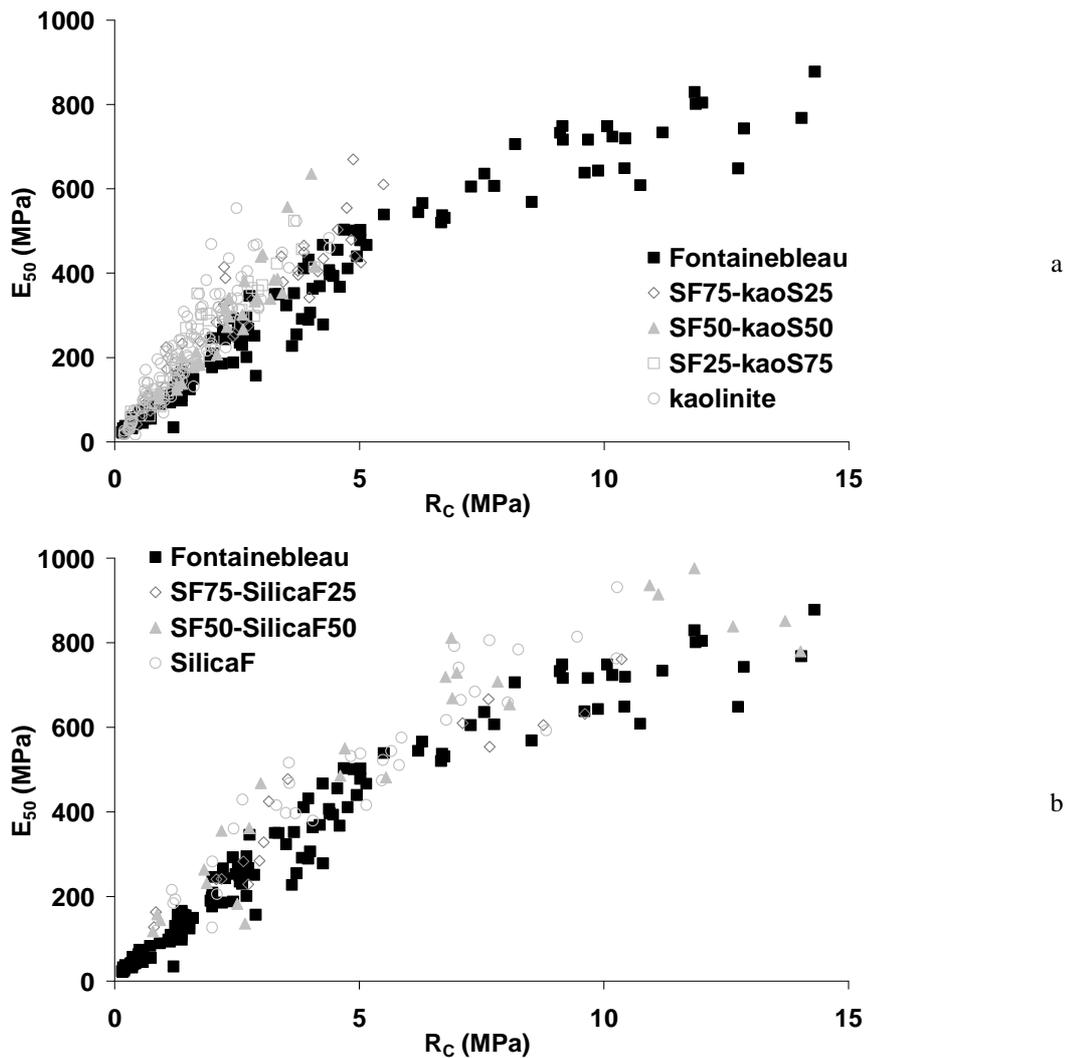


Figure 179 Relation $E_{50} - R_c$ pour les mélanges à base des sols mixtes SF-kaoS (a) et SF-SilicaF (b)

On observe aussi qu'alors que la diminution de la rigidité (quand le pourcentage de sable dans le mélange augmente) est bien graduelle pour des mélanges sable – argile, ce ne semble pas être le cas pour les mélanges de sable – Silica Flour (Figure 180). Le décrochage se fait entre le mélange contenant 75 % de sable et celui en contenant 100 %.

Le limon d'Ablaincourt que l'on peut considérer du point de vue de la texture et de la granulométrie comme un sol mixte naturel dont la fraction granulaire serait similaire à du Silica Flour et la fraction fine à de l'argile (de nature inconnue) SilicaF80-argile20. En laboratoire, nous n'avons pas reproduit ce mélange, mais nous avons créé le mélange SF75-kaoS25. Ces deux sols présentent le même rapport fraction grossière / fraction fine, même si ces fractions n'ont pas la même nature ni la même granulométrie dans ces deux sols. En première approche, il est donc possible de comparer ce limon au sol mixte SF75-kaoS25.

Il présente lui aussi une relation $E_{50}-R_C$ supérieure à celle des sables et assez proche d'un mélange à base de sol mixte SF75-kaoS25.

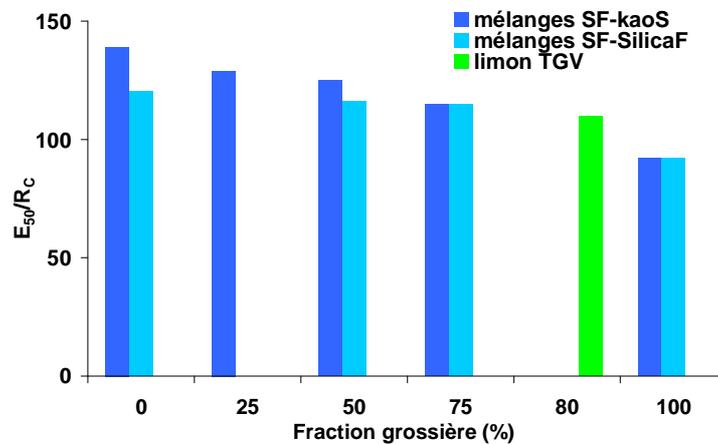


Figure 180 Evolution du ratio E_{50}/R_C , pour tous les mélanges, en fonction du pourcentage de sable contenu dans le sol d'origine.

De manière générale, nous pouvons donc conclure (en occultant le sable de Fréjus) que plus un matériau est fin plus sa rigidité comparée à sa résistance est grande. Pour les sables purs, la relation $E_{50}-R_C$ est la même, indépendamment de la granulométrie. Pour les matériaux argileux, elle dépend certainement de la minéralogie. Les matériaux limoneux et silteux se situent logiquement entre les deux, dépendant à la fois de leur minéralogie et de leur finesse.

5.2 Déformation à la rupture

De manière générale, la déformation à la rupture du matériau Soil-Mixing varie entre 0,5 et 2 %, comme on peut le voir sur la Figure 181. Pour les résistances les plus faibles, la dispersion des résultats est grande, puisque c'est pour ces valeurs de résistance que l'on trouve les déformations les plus grandes et les plus petites. Après avoir atteint les 1,5 – 2 MPa de résistance, la déformation à la rupture est assez stable, bien que légèrement croissante : elle varie de 0,8 à 1,6 % en moyenne.

Sur la Figure 182, on peut voir de façon plus claire que le sol d'origine ne semble pas avoir de réel impact sur la déformation à la rupture, comme il pouvait en avoir un sur sa rigidité. Celle-ci ne dépend donc que de la résistance du matériau.

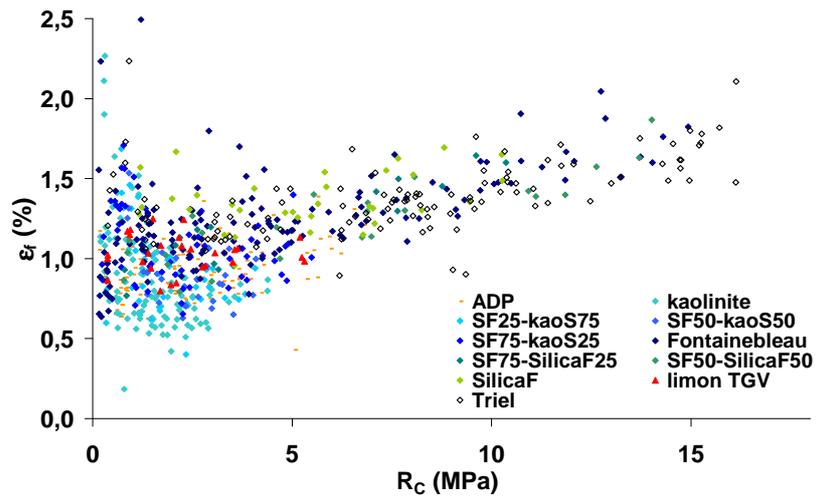
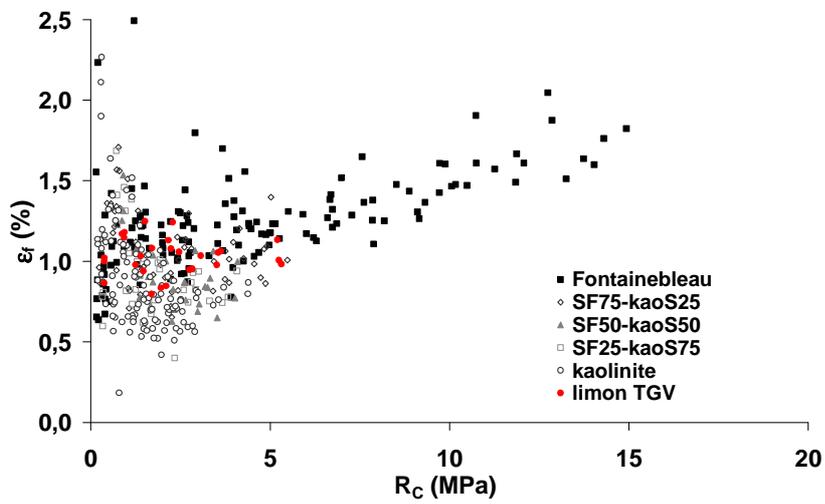
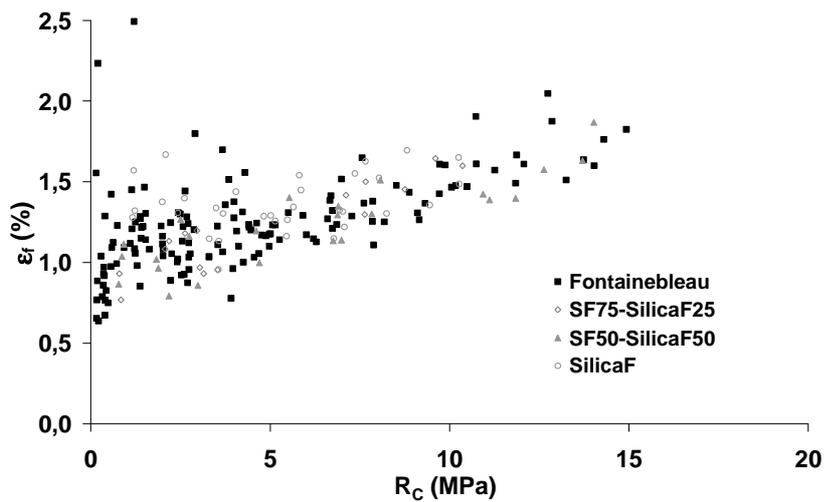


Figure 181 Relation ϵ_f – R_c pour tous les mélanges



a



b

Figure 182 Relation ϵ_f – R_c pour tous les mélanges à base des sols mixtes SF-kaoS (a) et SF-SilicaF (b)

5.3 Influence des fines et de leur nature sur la résistance du matériau Soil-Mixing

Nous avons vu, au cours de cette étude, que la quantité de fines et leur nature influence grandement la résistance du matériau.

5.3.1 Mélanges sable – Silica Flour et mélanges sable - kaolinite

Dans tous les cas, un ajout de fines siliceuses dans un mélange à base de sable de Fontainebleau augmente la résistance du matériau, comparativement au mélange réalisé avec le sable de Fontainebleau pur (Figure 151), avec un maximum rencontré pour un pourcentage de sable de 75 %.

En revanche, pour des mélanges sable – argile, ce n'est vrai que pour le mélange composé à 75 % de sable.

Un ajout de fines de l'ordre de 25 à 40 % entraîne de façon systématique une meilleure compacité du matériau. En revanche, la nature de celles-ci fait qu'elles sont plus ou moins bénéfiques suivant le dosage. L'ajout de kaolinite entraîne l'apparition d'une cohésion qui se fera sentir sur la résistance du matériau et fera que le mélange sable - argile sera plus résistant que celui fait de sable uniquement, mais uniquement pour des mélanges dosés à 210 kg/m³ ou moins. Pour des dosages égaux ou supérieurs à 320 kg/m³ c'est le sable pur qui présente la plus grande résistance. L'argile n'est donc bénéfique qu'à faible dosage, où son effet vient se rajouter à celui du ciment. A plus fort dosage, son effet est négatif.

En revanche, on remarque que dans tous les cas de figure l'impact des fines siliceuses est plus grand que celui des fines argileuses (Figure 183).

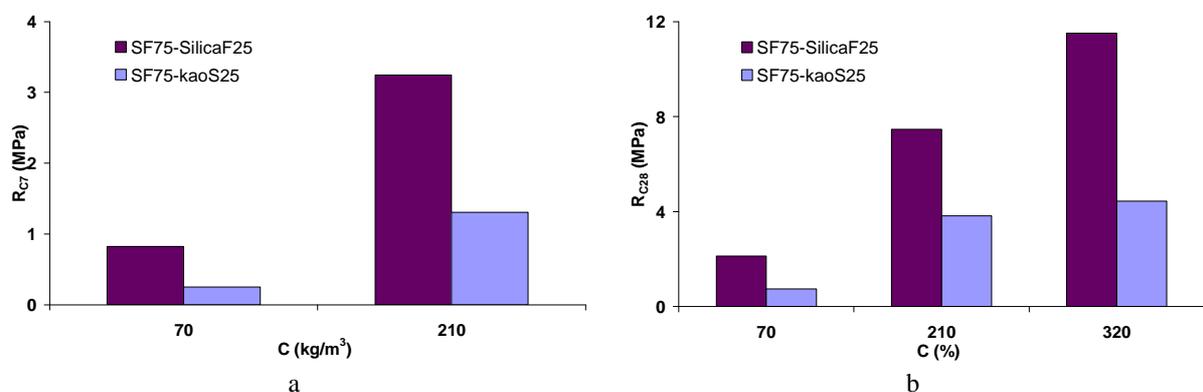


Figure 183 Influence de la nature des fines sur la résistance à 7 jours (a) et 28 jours (b)

Nous avons aussi observé que l'ajout de fines modifiait le gain de résistance après 7 jours de cure. Avec l'ajout de fines siliceuses, le gain diminue au fur et à mesure de l'augmentation de la quantité de fines, tandis que pour les fines argileuses, c'est l'inverse.

La connaissance de la nature de la fraction fine dans le sol est donc un impératif. Des essais d'identification préliminaire au chantier sont donc essentiels.

5.3.2 Un mélange naturel : le limon

Comme nous l'avons dit précédemment, il est logique de comparer le limon d'Ablaincourt aux sols mixtes, et en particulier au sol mixte SF75-kaoS25 (Figure 184). Il faut aussi noter que la teneur en eau des mélanges sol-ciment était quasiment la même (39 – 40 %). On observe que le mélange sable – argile est toujours plus résistant que le limon, sauf à 7 jours pour un dosage de 210 kg/m³ et à 28 jours pour un dosage de 320 kg/m³.

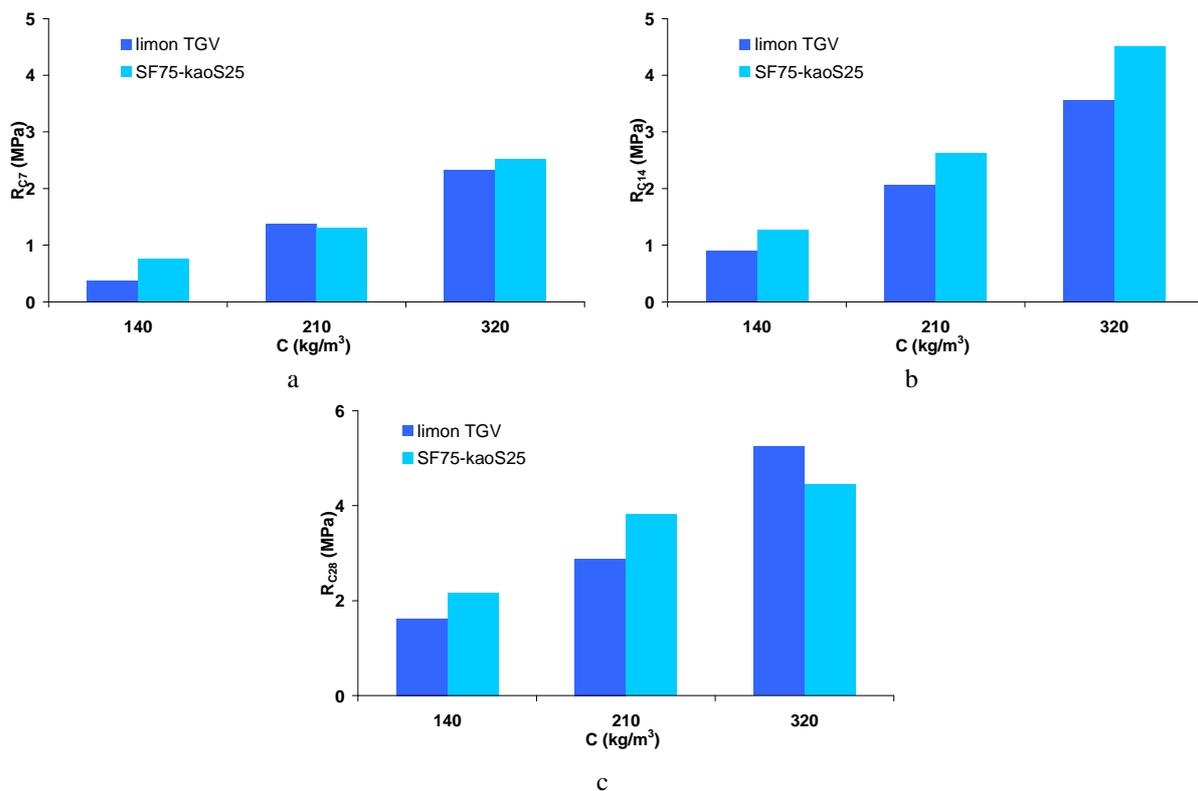


Figure 184 Comparaison des résistances des mélanges à base de limon Ablaincourt et de SF75-kaoS25 à 7 (a) , 14 (b) et 28 jours (c)

La différence de résistance dépend bien sûr de la différence de la granulométrie entre le Silica Flour et le sable de Fontainebleau, mais dépend aussi de la nature des particules argileuses du

mélange : le limon présente une VBS de 2,2 pour seulement 20 % de particules d'argiles, alors que le mélange SF75-kaoS25 en présente une de seulement 0,3. On peut donc en déduire que l'activité de la fraction argileuse du limon est beaucoup plus importante que celle de la kaolinite Soka, ce qui expliquerait les résultats.

5.4 Dosage en ciment

Nous avons observé en étudiant trois types de sols bien différents (grenus, sablo-argileux et argileux) que la relation entre le dosage en ciment C et la résistance à la compression du matériau évolue en fonction de sa granulométrie et de son argilosité. A 7 jours, elle passe d'une relation en puissance à une relation linéaire, avec une diminution de l'exposant au fur et à mesure que l'argilosité du matériau augmente (Figure 185), jusqu'à valoir au final 1 quand la fraction argileuse prend le dessus.

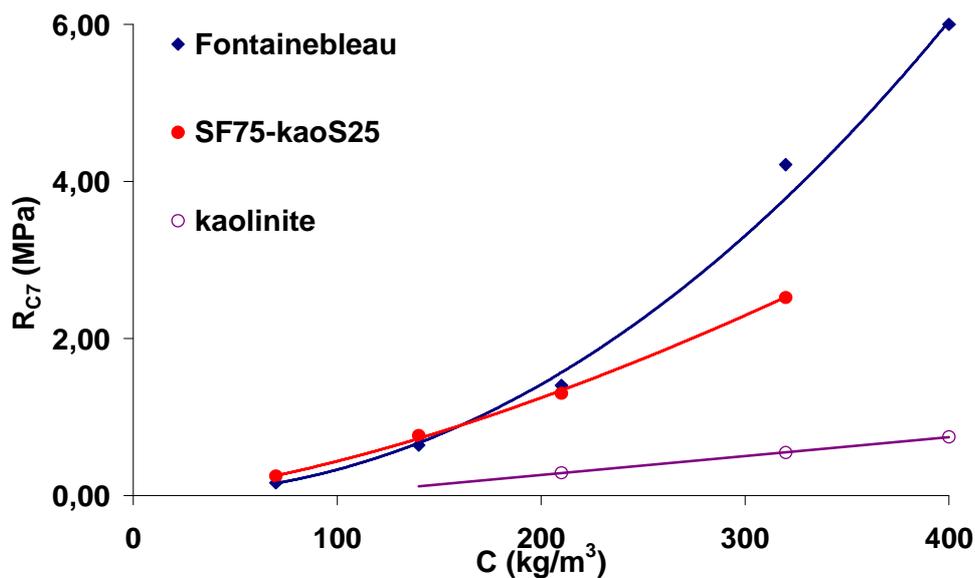


Figure 185 Evolution de la relation entre la résistance à 7 jours et le dosage en ciment en fonction de l'argilosité du sol d'origine

Cela signifie que le matériau passe progressivement, lorsqu'on le mélange à une fraction argileuse, d'un matériau capable d'être stabilisé par une infime quantité de ciment (sol granulaire) à un matériau nécessitant une quantité seuil de ciment pour pouvoir faire prise (sol argileux). Cette quantité seuil variera selon l'activité de la fraction argileuse du terrain, ainsi que selon la teneur en eau du mélange.

Sur la Figure 186 on peut voir la relation entre R_c et C pour le limon d'Ablaincourt à 7 et 14 jours. On remarque que cette relation est aussi linéaire, pour seulement 20 % de particules argileuses. La vitesse de la transition d'une relation en puissance à une relation linéaire variera donc selon l'activité de la fraction argileuse ajoutée au sol grenu d'origine (le mélange SF75-kaoS25 présente toujours une relation en puissance entre R_c et C , pour 25 % d'argile), ainsi que de la granulométrie même de ce dernier (nous avons bien vu qu'indépendamment de l'argilosité du matériau, l'exposant b variait selon la valeur du C_{63} , dans le cas des sables et des silts).

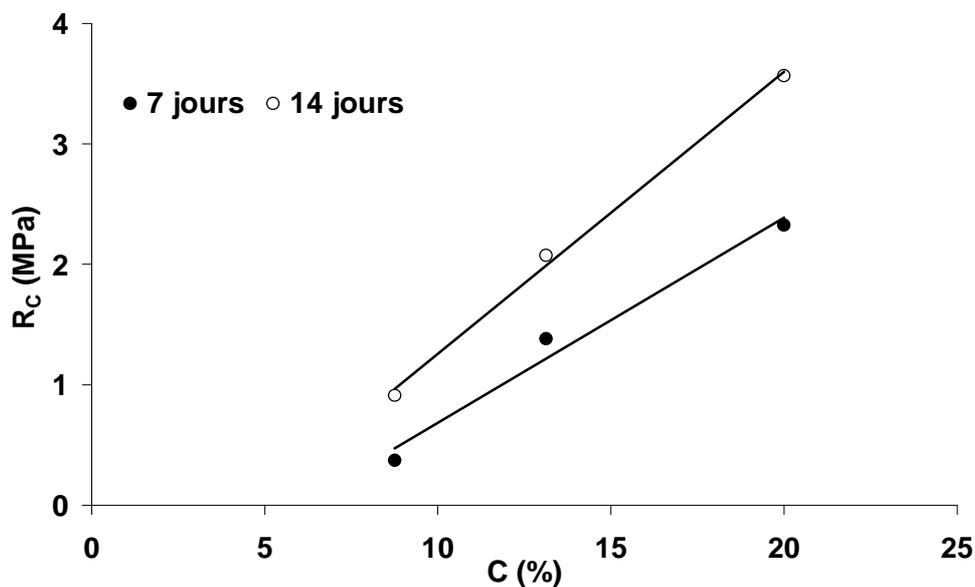


Figure 186 Evolution de la relation entre la résistance et le dosage en ciment en fonction du temps pour le limon d'Ablaincourt

Le dosage en ciment joue aussi un rôle important sur le gain de résistance que l'on peut encore obtenir après 7 jours de cure. En effet, celui-ci sera de plus en plus faible au fur et à mesure que la quantité de ciment contenue dans le matériau augmentera.

Pour les sols grenus, nous avons établi que la relation entre la résistance à sept jours et le dosage était fonction de la quantité de passant à 63 μm C_{63} (Équation 6), ce qui nous a permis de proposer une formule prédisant la résistance d'un sol grenu traité au ciment en fonction de C et de C_{63} . En calculant la teneur en eau finale du sol stabilisé, nous sommes parvenus à prédire à partir de la résistance à 7 jours la résistance à 28 jours (Équation 15). Ainsi, nous sommes maintenant en mesure de prédire la résistance d'un sol grenu 28 jours après son traitement, à partir de sa granulométrie, du dosage en ciment utilisé et de la teneur en eau initiale du matériau.

5.5 Influence de l'eau

Nous avons constaté que l'eau joue un rôle important dans la résistance du matériau et dans le développement de celle-ci, ainsi que sur le dosage seuil à partir duquel le traitement sera efficace.

De manière systématique, les mélanges les plus secs sont les plus résistants, quel que soit le type de sol traité. De plus, à dosage en ciment égal, un C/E plus élevé signifie une résistance à la compression simple à sept jours R_{C7} plus grande. En revanche, le gain de résistance encore à obtenir après sept jours de cure est plus grand pour un mélange plus humide.

La teneur en eau initiale influence aussi le dosage seuil : celui-ci augmentera quand la teneur en eau augmentera.

5.6 Abaques

Au cours de cette étude, nous avons réalisé 57 mélanges à partir de 14 sols et 6 dosages en ciment différents.

Un des objectifs de notre étude était la réalisation d'abaques afin d'aider les ingénieurs à déterminer le dosage en ciment nécessaire à la réalisation des travaux à partir de la résistance mécanique nécessaire du matériau. Ces 57 points peuvent donc être placés dans le plan $C = f(R_{C28})$ pour obtenir un premier abaque sans l'influence de l'eau. C'est ce que l'on voit sur la Figure 187.

Nous avons choisi comme résistance de référence la R_{C28} , ce qui est toujours très parlant pour les industriels car beaucoup utilisée pour les bétons, et aussi car c'est la résistance la plus grande que nous puissions prédire pour les mélanges à base de sols grenus.

On remarque tout d'abord qu'il existe une zone, pour les grandes résistances, qu'il ne nous a pas été possible d'atteindre, quelque soit le type de sol employé. Cette plage de résistance serait certainement atteignable pour des sols sablo-graveleux, avec une granulométrie proche de celle d'un béton, et qui permettrait un meilleur empilement des grains et de ce fait une plus grande résistance. Pour des granulométries telles que celles que nous avons utilisées au cours de notre étude, ces résistances ne sont atteignables que pour des dosages en ciment supérieurs à 400 kg/m^3 .

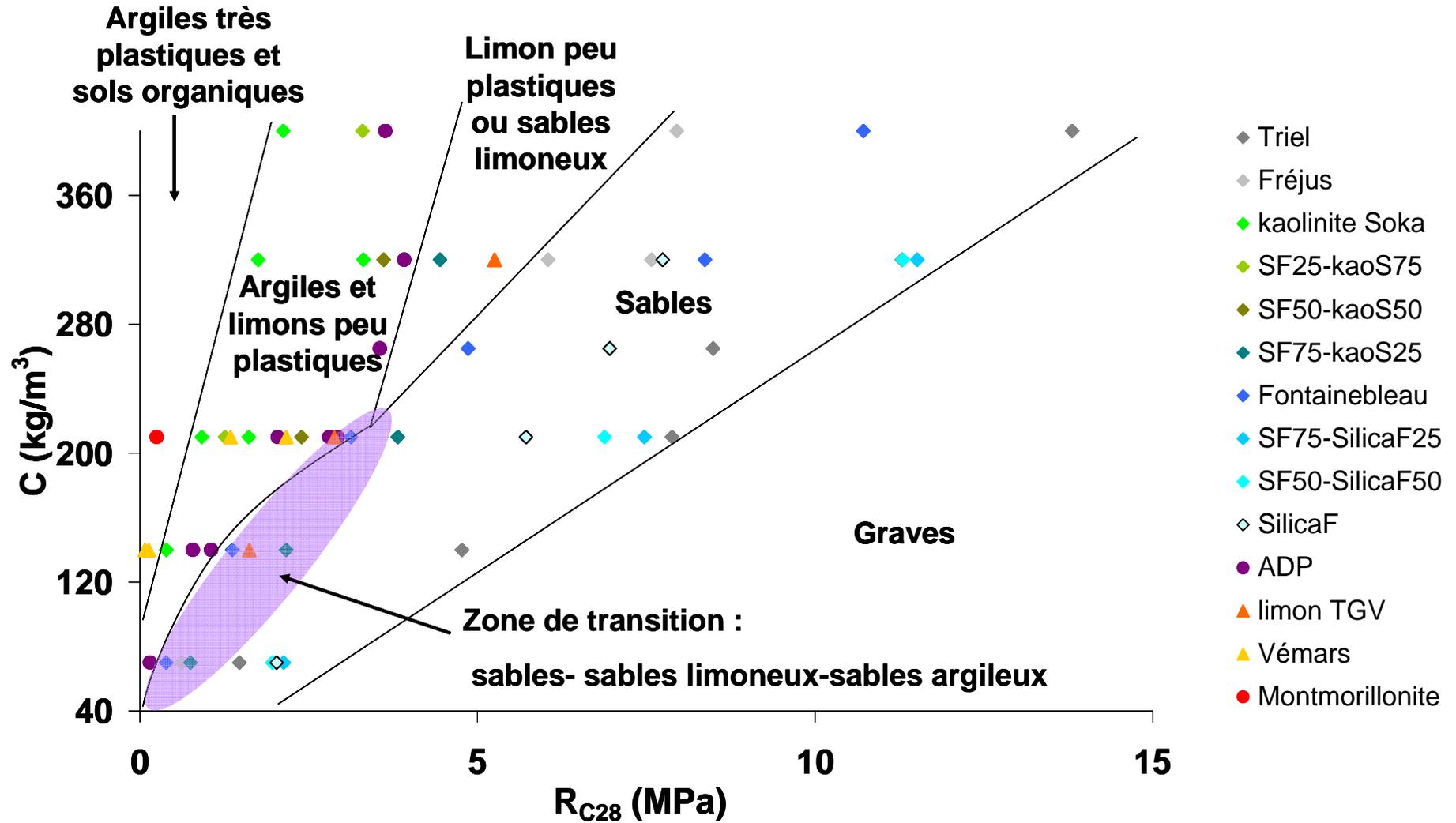


Figure 187 Abaque C-R_{C28} pour tous les sols

On observe ensuite qu'il existe une zone de transition, pour des dosages inférieurs à 210 kg/m³(représentée par la zone violette sur la Figure 187), où les sables purs et les sols légèrement argileux présentent des résistances comparables. Cela est certainement dû comme nous l'avons dit précédemment à l'apport de cohésion de l'argile. A partir de 210 kg/m³ cette zone de transition disparaît, et on observe clairement trois zones : les sables, les argiles et limons, et enfin une zone intermédiaire que nous n'avons pas pu explorée véritablement, et qui contient de manière certaine les limons peu plastique (de type limon d'Ablaincourt) et les sables limoneux ou argileux.

Pour les plus faibles résistances, il existe une zone quasi vierge de points également : cette zone correspond aux argiles très plastiques type montmorillonite (notre seul point pour ce type de sol se trouve d'ailleurs dans cette zone) et aux sols organiques.

Cette figure présente donc les limites de résistances atteignables en Deep Mixing en fonction des sols rencontrés.

Néanmoins, elle possède le gros défaut de ne pas prendre en compte l'eau, alors que nous avons montré que c'est un facteur majeur du développement de la résistance.

La Figure 188 présente le rapport C/E en fonction des R_C obtenues. Une telle figure n'est en soi pas lisible, même si elle présente l'avantage d'inclure le paramètre eau. On voit cependant que de manière générale, et sans se soucier du dosage en ciment, la résistance augmente quand le C/E augmente.

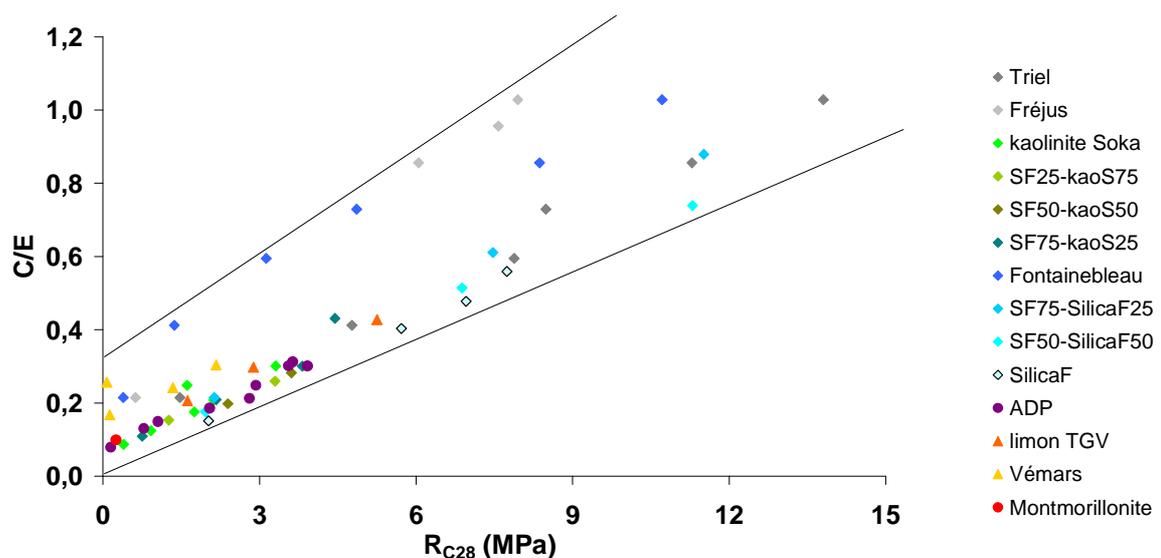


Figure 188 Relation C/E – R_{C28} pour tous les sols

La Figure 189 montre les résistances obtenues en fonction des C/E et des dosages utilisés, c'est une combinaison des deux figures précédentes. Elle a été obtenue en utilisant le logiciel Matlab avec C/E, C et R_{c28} comme données d'entrée. Le rapport C/E est exprimé en fonction du dosage en ciment C. Les couleurs correspondent aux résistances : cette surface a été réalisée par interpolation 'cubic' des données. La méthode d'interpolation 'cubic' est une méthode basée sur une interpolation par polynômes. L'interpolation est monotone et lisse les données.

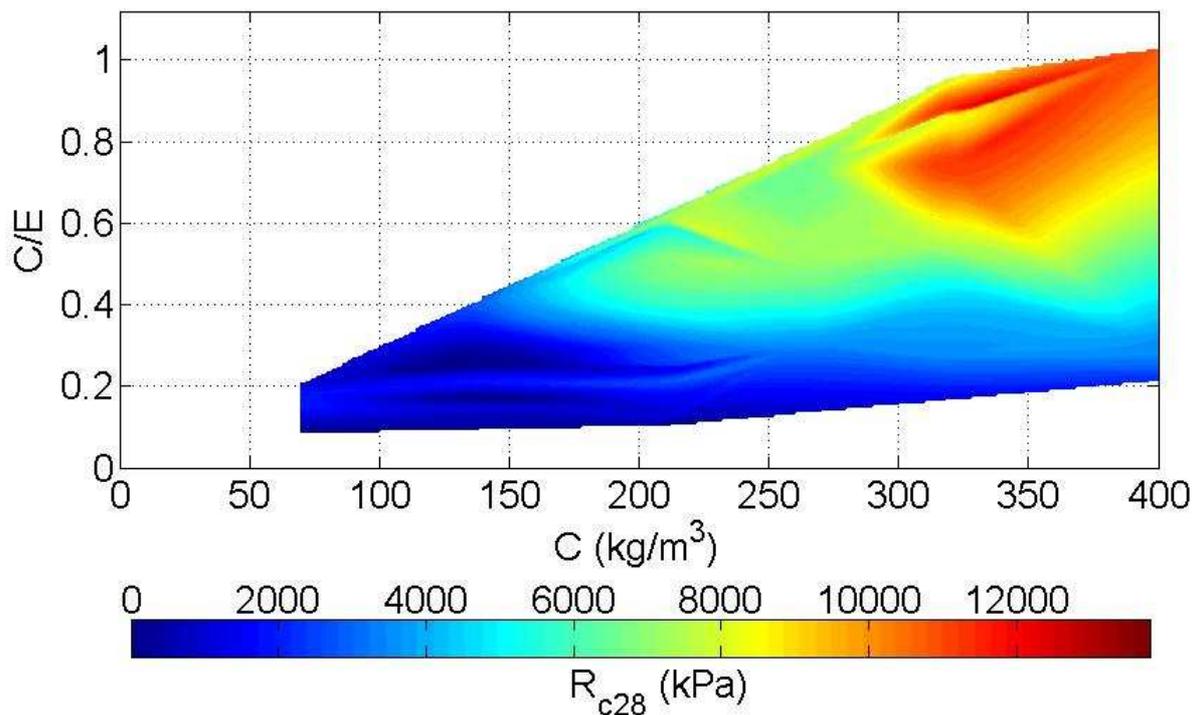


Figure 189 Evolution de la résistance du matériau Soil-Mixing en fonction du C/E et du dosage en ciment

Cette représentation est doublement intéressante : premièrement, c'est une sorte de tableau à trois entrées en 2D, et deuxièmement, elle permet de faire une analyse en aveugle des résultats, sans prendre en compte le type de sol traité. Il faut toutefois garder à l'esprit que c'est une surface extrapolée à partir des résultats obtenus et qu'elle ne reflète pas forcément la réalité en tout points.

De manière systématique, à dosage égal, la résistance augmente en même temps que le rapport C/E augmente, de même qu'elle augmentait avec le dosage en ciment.

On observe aussi qu'il semble exister une sorte de frontière pour atteindre une résistance supérieure à 6 MPa : indépendamment du type de sol et du dosage en ciment choisis, il est nécessaire d'atteindre un C/E de 0,4 pour dépasser ce seuil. Cela est très intéressant, car

sachant qu'il est quasiment impossible d'atteindre ce seuil pour une argile tout en gardant un dosage en ciment inférieur ou égal à 400 kg/m^3 , on peut conclure que ces résistances ne sont atteignables, dans notre plage de dosage et par la méthode du Deep Mixing, que lors du traitement de sols majoritairement grenus ou de limons peu plastiques.

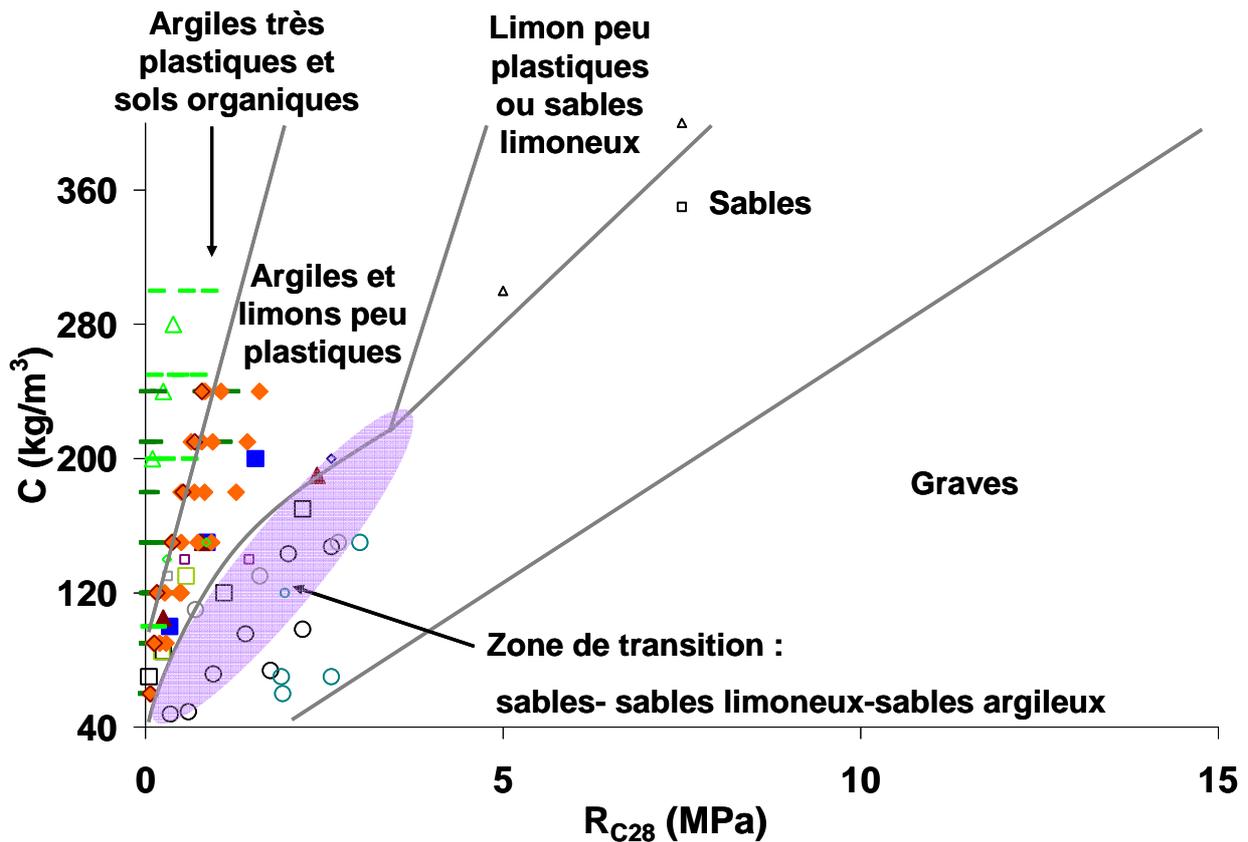
Une autre frontière existe aux alentours de la valeur C/E de 0,6 : c'est la limite basse pour assurer une résistance de 8 MPa.

En regardant ces figures, il faut bien sûr se rappeler que nous avons pour objectif de toujours travailler sur des matériaux autoplaçants, sans nécessité de compactage. Les bornes et les observations faites sur les abaques ne sont véritablement valables que pour ce type de matériau. On imagine bien que pour la Figure 187 toutes les frontières seraient décalées vers la droite (vers les résistances les plus fortes) si le matériau était compacté après coulage. Sur la Figure 189, les zones blanches ne sont pas forcément exclues, des C/E supérieurs pouvant être atteints pour des mêmes dosages si le matériau était compacté.

De même, nous avons fait le choix de toujours travailler sans bentonite, qui permet de stabiliser des mélanges contenant beaucoup d'eau et donc de limiter le ressuage. Si nous en avons utilisé, dans les sols non cohérents notamment, nous aurions pu atteindre des C/E plus faibles : les mélanges de matériaux grenus sont quasiment à la limite de stabilité, ce qui veut dire que le C/E obtenu est le plus faible atteignable naturellement, et donc que les résistances sont les plus faibles atteignables naturellement également. La zone appelée « limon peu plastiques ou sables limoneux » aurait donc été réduite, tandis que la zone de transition à faible résistance aurait été plus large.

Enfin, il est important de garder à l'esprit que ces résultats ont été obtenus sur des mélanges réalisés en laboratoire idéaux et parfaits en terme d'homogénéité. Sur chantier, les résultats obtenus seront inférieurs ou égaux à ceux-ci. Ainsi, les diverses plages identifiées correspondant aux différents sols ne seront pas exactement les mêmes, en particulier celles correspondants aux sols non granulaires, qui présentent des résultats plus faibles sur chantier qu'en laboratoire.

Afin de valider la pertinence des frontières proposées sur l'abaque C- R_{C28} de la Figure 187, nous avons positionné les données issues de la littérature (chapitre 1) et des retours chantiers de l'entreprise (les signes de petites tailles représentent les données obtenues sur des mélanges issus de chantiers) (Figure 190).



Données Soletanche-Bachy

Bibliographie

- sable graveleux (Haeri 2005)
- gyttja SMT 2002
- ◆ argile 1 SMT 2002
- ◇ argile 2 SMT 2002

Laboratoire

- sables graveleux
- sable graviers limons
- sable
- sable limoneux
- Sable limoneux+tourbe(14%)
- ▲ limons vasards
- △ limons+tourbe (50/50)
- tourbe (origine inconnue)

Chantiers

- sables graveleux
- sable graviers limons
- sable (origine inconnue)
- △ limon (origine inconnue)
- sable + limon + tourbe
- ◇ Argiles 1
- ◇ Argiles 2

Figure 190 Confrontation des résultats internes Soletanche-Bachy et de la bibliographie ((Haeri et al. 2005) et (Swedish Ministry of Transport 2002)) avec notre abaque.

Les résultats s’insèrent de façon très satisfaisante dans l’abaque. On observe bien que la zone de transition est occupée seulement par des matériaux granulaires et peu argileux. Les argiles et limons, ainsi que les sols organiques s’insèrent bien, eux aussi, dans les zones qui leurs sont réservées dans notre abaque.

Il est toutefois dommage de ne pas avoir plus de données sur des sols plus proches de ceux que l’ont peut rencontrer en France, et d’avoir plus de précision sur la nature et l’activité de leur fraction argileuse (I_p , VBS, etc.).

Nous pouvons cependant conclure que notre abaque semble représentatif.

Nous avons essayé de faire le même exercice sur l'abaque à trois entrées mais le trop grand nombre d'inconnues dans les données d'entrée (densité du sol en place, C/E du coulis injecté, etc.) et le fait que les sols testés dans la littérature ne correspondent pas à ceux utilisés dans notre étude (ce qui implique des C/E très faibles) ont rendu cette tâche impossible.

Conclusions et perspectives

La méthode du Soil-Mixing est maintenant couramment utilisée pour des travaux totalement différents les uns des autres. Les applications s'étendent de la réalisation de la couche de forme d'une chaussée à la stabilisation en masse d'un sol, en passant par la réalisation d'ouvrages de soutènement. En France, l'essor de cette méthode a commencé il y a environ 15 ans (Cartier et al. 1986), ce qui fait d'elle une technique, somme toute, nouvelle. Elle n'est pas encore arrivée à maturité et, même si nous pouvons nous appuyer sur la littérature étrangère, tout reste à faire, du fait que les domaines d'application, les techniques de mise en œuvre et les géologies respectives des principaux acteurs historiques de la méthode ne se ressemblent pas du tout. C'est, de plus, une des rares techniques proposant de créer un matériau à partir du sol en place quel qu'il soit, ce qui implique un besoin de comprendre le comportement et les propriétés mécaniques de ce matériau en fonction du sol et des impératifs en terme de quantité d'eau et de ciment qu'il nécessite.

Un travail expérimental a donc été mené pendant trois ans afin d'étudier le matériau réalisé sur chantier et sa mise en œuvre et de comparer les résultats obtenus à partir de techniques de mise en œuvre et conditions de cures différentes avec des résultats obtenus sur des matériaux réalisés et conservés dans des conditions idéales. Ces matériaux idéaux, réalisés au cours d'une étude paramétrique, ont aussi permis de construire des abaques et d'établir des relations entre les différentes propriétés mécaniques.

Dans le **premier chapitre**, nous avons défini ce qu'est le Soil-Mixing en général, en présentant ses applications, ses avantages par rapport aux techniques concurrentes et les différentes méthodes, pour nous focaliser sur la méthode par voie humide (et ses techniques de mise en œuvre), qui est la plus adaptée au Deep Mixing en France, étant donné les sols rencontrés et l'application visée. Nous avons ensuite présentés tout au long de l'étude bibliographique les différents points qui, au cours de la réalisation et de la conservation du matériau Soil-Mixing (aussi bien en laboratoire que sur chantier), peuvent influencer les résultats et potentiellement rendre impossible les comparaisons de résultats entre études et/ou chantiers.

Le matériau est constitué de sol et de liant : une attention toute particulière est à porter à la nature du sol et à sa granulométrie. De plus, de sa nature dépendra le type et la quantité de

liant à utiliser. Les liants ne présentent en effet pas tous les mêmes performances : certains comme la chaux permettent d'obtenir une résistance élevée mais à long terme. En revanche, avec un ciment pur, la prise sera beaucoup plus rapide. Et dans un sol organique, le dosage en ciment nécessaire pour atteindre une résistance donnée sera beaucoup plus élevé que dans un sable.

Ensuite, toutes les étapes de réalisation et de conservation du matériau ont un impact sur les résultats obtenus, indépendamment du type de sol rencontré et de liant utilisé. En laboratoire, la méthode de préparation du sol aura un impact. En laboratoire encore, de même que sur chantier, la cinématique de malaxage et le degré de désagrégation du sol (lié au temps de malaxage) auront un impact sur l'homogénéité du matériau. De même, sa résistance ne sera pas la même selon que la mise en place du matériau sera faite par tapping, piquage ou compactage dynamique. Les conditions de cure jouent enfin un rôle important sur le résultat final, selon que la température et le degré d'humidité relative varient.

Le grand nombre de techniques de réalisation sur chantier du matériau Soil-Mixing, allié à l'absence de norme internationale en matière de protocole de réalisation et de conservation en laboratoire et à la diversité géologique, rendent difficile la comparaison des résultats obtenus par différentes équipes. C'est donc dans ce contexte de création d'une base de données unique que notre étude s'inscrit.

Dans le **deuxième chapitre**, nous avons décrit de manière détaillée notre démarche, les choix effectués ainsi que les moyens mis en œuvre et les protocoles et procédures développés pour répondre aux objectifs de notre projet.

A partir de la littérature et des questions qu'ont soulevées nos suivis de chantier, nous avons bâti notre programme expérimental afin de pouvoir comparer nos résultats avec ceux obtenus in situ et de façon à pouvoir justifier notre choix de malaxeur pour l'étude paramétrique.

Nous expliquons comment nous avons donc décidé d'utiliser des sols différents les uns des autres, certains se recoupant tout de même sur un point, afin de pouvoir mener une étude paramétrique complète. De même, les dosages retenus ont été choisis de façon à nous permettre de couvrir l'ensemble des applications Soil-Mixing.

Notre programme expérimental et nos protocoles visant à créer et à étudier en laboratoire un matériau parfait depuis son plus jeune (étude de l'ouvrabilité) jusqu'à son état induré (étude paramétrique) sont ensuite décrit en détail.

Dans le **troisième chapitre**, nous avons mené une étude sur la mise en œuvre du matériau Soil-Mixing. Tout est parti du suivi d'un chantier Solétanche-Bachy que nous avons pu suivre pendant plus d'un mois et qui nous a permis de caractériser le matériau réalisé in situ et par la suite de comparer les résistances obtenues sur des prélèvements frais vieillissés en laboratoire avec des matériaux idéaux recréés en laboratoire à partir de sol prélevé sur site.

La mesure de la teneur en eau, les essais au cône d'Abrams et les essais de pénétration dynamique réalisés sur chantier ont montré une grande variabilité dans la réalisation du matériau d'un point de mesure à un autre. L'étude des paramètres machine (débit d'eau et vitesse d'avancement) a confirmé cette variabilité. Cela peut en partie s'expliquer par la variation de l'argilosité du sol naturel sur le terrain. Néanmoins cela est aussi dû pour partie à un système de contrôle embarqué qui était à l'époque encore en phase de développement.

Les résultats des essais de compression simple ont confirmé encore une fois cette variabilité, avec une évolution des résistances qui ne suit pas l'évolution du dosage en ciment. Des observations après essais ont été effectuées, qui ont montré que des inclusions pouvant avoir un diamètre égal à un tiers de celui de l'éprouvette pouvaient exister.

Ce chantier a donc montré que le matériau créé in situ était hétérogène. Cependant, en comparant les résultats avec ceux obtenus sur des matériaux Soil-Mixing idéaux réalisés en laboratoire, on constate en regardant la relation $R_{C14}-R_{C7}$ que le vieillissement semble le même pour les matériaux des deux origines, de même que la relation des $E-R_C$, qui ne varie pas. Ceci est rassurant, puisqu'une éventuelle simple correction du dosage en ciment permettra d'ajuster la résistance et le module à la fois.

Le chantier de Fréjus a permis d'établir que le mélange en sols sableux était beaucoup plus aisé qu'en sols limoneux. Une seule inclusion a été remarquée, les différences intra et inter colonnes sont minimales, et la comparaison de résistances chantier et laboratoire est beaucoup plus faible.

Pour réaliser notre étude sur l'ouvrabilité du matériau Soil-Mixing, nous avons proposé l'emploi d'un cône de pénétration et assimilé la limite de liquidité du matériau Soil-Mixing frais à sa limite d'ouvrabilité.

Nous avons montré que cette limite d'ouvrabilité évolue en fonction du dosage en ciment, mais d'une manière souvent très différente de celle que l'on attendrait si le ciment était un simple matériau fin argileux. Dans le cas des argiles telle que la kaolinite et l'illite, il existe une plage de faible dosage en ciment pour laquelle la limite d'ouvrabilité du matériau augmente, diminuant d'autant le C/E maximum atteignable. C'est un résultat capital qui nécessite de revoir les consignes chantiers.

De même, l'étude de la sensibilité à l'eau du matériau donne des pistes pour obtenir un C/E plus élevé ou ne pas surdoser en ciment le mélange.

Nous avons axé la troisième partie de ce chapitre sur l'impact de la préparation du sol, de la méthode de malaxage et des conditions de cure sur les propriétés du matériau Soil-Mixing. Cela nous semblait logique puisque les deux derniers points se posent inévitablement sur chantier et qu'il est nécessaire de connaître cet impact pour pouvoir comparer différents chantiers ou études en laboratoire. Nous voulions aussi valider nos choix de matériel et de protocole en vue de la réalisation de notre étude paramétrique sur un matériau idéal.

Les deux méthodes de préparations des sols sablo-argileux ont donné les mêmes résultats, ne montrant strictement aucune différence de résistance.

L'étude portant sur la comparaison de malaxeur Hobart et à mortier a montré que le premier produisait systématiquement un matériau avec une résistance 10 % plus élevée que celle obtenue sur le matériau réalisé avec le malaxeur à mortier. Cela nous a permis de constater que la cinématique de malaxage (celui-ci étant appliqué pendant le même temps dans les deux cas) avait bien une influence sur la résistance obtenue, même pour un sable. Cette étude nous a aussi permis de définir notre malaxeur idéal pour notre étude paramétrique. Il était important pour nous de choisir un malaxeur permettant d'obtenir un matériau parfait dans toutes les conditions, afin d'éliminer un paramètre.

L'étude de l'influence de l'humidité relative sur la résistance nous a montré que les résistances obtenues pouvaient diminuer de 20 % si l'on passait de conditions de cure

endogènes à des conditions d'humidité relative très sévère (29 % d'humidité relative). Cette baisse de la résistance est linéaire avec la baisse de l'humidité relative.

Dans le **quatrième et dernier chapitre**, nous présentons les résultats obtenus lors de notre étude paramétrique.

L'évolution du module d'élasticité du matériau Soil-Mixing en fonction de sa résistance suit globalement la même tendance : il existe une plage linéaire croissante, pour des R_C jusqu'à 5 – 6 MPa, avec des modules compris entre 70 et 180 fois la résistance, puis un radoucissement apparaît et quelque soit la résistance obtenue, le module E_{50} varie entre 600 et 1000 MPa.

On observe une augmentation de la rigidité plus rapide en fonction de la résistance pour des matériaux de plus en plus fins, les plus hautes relations étant obtenues pour la kaolinite et l'argile du Puy.

La déformation à la rupture du matériau évolue elle aussi en fonction de la résistance, quoique très légèrement. Une assez grande dispersion des résultats (entre 0,5 et 2 %) est observée dans tous les cas pour des valeurs de résistance inférieures ou égales à 1,5 MPa. Pour des valeurs plus élevées, la tendance est beaucoup plus nette, et la relation est très légèrement croissante et comprise la plupart du temps entre 1 et 1,5 %.

Nous avons aussi vu que dans tous les cas de figure, la quantité et la nature des fines jouent un rôle sur la résistance du matériau Soil-Mixing et son développement après 7 jours.

Dans tous les cas (même celui d'un mélange sablo-argileux), un matériau constitué à 75 % de particules grossières et 25 % de fines sera plus résistant que tous les autres matériaux constitués des mêmes composants pour un dosage inférieur ou égal à 210 kg/m^3 . Pour des dosages plus élevés (320 kg/m^3 etc.) cette tendance n'est plus vraie que pour les matériaux contenant des fines siliceuses.

On peut citer comme raison l'amélioration de la compacité. Pour des dosages inférieurs ou égaux à 210 kg/m^3 , le matériau sablo-argileux contenant 25 % d'argile est aussi certainement plus résistant que le matériau à base de sable pur à cause de la cohésion créée par l'argile. L'effet de cette cohésion, face à celle de la cimentation dans le sable pur, se fait moins sentir au dessus de 210 kg/m^3 , ce qui explique la résistance plus grande du sable pur traité.

Pour les sols mixtes sable – argile, nous avons aussi observé que les matériaux argileux présentaient un gain de résistance après sept jours plus élevé à mesure que la quantité d’argile augmentait.

La même remarque est valable lorsque le dosage en ciment diminue. La différence entre la R_{C7} et la $R_{C_{maximale}}$ est plus grande si le dosage est plus petit, et ceci pour tous les sols testés.

La relation entre le dosage en ciment et la résistance varie selon que le sol traité soit plutôt sableux ou plutôt argileux : nous n’avons pas réussi à déterminer la limite ni le critère de séparation. Cette relation est en puissance pour les sols sableux et linéaire pour les sols argileux ou limoneux. Le fait que cette relation est linéaire pour les sols argileux et limoneux indique qu’il existe un dosage seuil en dessous duquel le dosage est voué à l’échec, contrairement aux sols sableux qui sont traitables même à de très faibles dosages. Il semble logique qu’il faille une quantité minimum de ciment pour combattre l’effet de la fraction argileuse.

Pour les sols grenus, nous avons établi que la relation entre la résistance et le dosage à sept jours était fonction de la quantité de passant à $63\ \mu\text{m}$ C_{63} , ce qui nous a permis de proposer une formule prédisant la résistance d’un sol grenu traité au ciment en fonction de C et de C_{63} . En calculant la teneur en eau finale du sol stabilisé, nous avons pu parvenir à prédire à partir de la résistance à 7 jours la résistance à 28 jours. Ainsi, nous sommes maintenant en mesure de prédire la résistance d’un sol grenu 28 jours après son traitement, à partir de sa granulométrie, le dosage en ciment utilisé et la teneur en eau initiale du matériau.

Nous avons enfin étudié l’influence de l’eau sur la résistance et le développement de celle-ci au cours du temps. De manière systématique, les mélanges les plus secs sont les plus résistants, quelque soit le type de sol traité. De plus, à dosage en ciment égal, un C/E plus élevé signifie une R_{C7} plus grande. En revanche, le gain de résistance encore à obtenir après 7 sept jours de cure est plus grand pour un mélange plus humide.

Nous avons vu que des mélanges avec des C/E égaux et des dosages en ciment différents présentaient des résistances très proches les unes des autres : cela s’explique par le fait que l’effet du ciment annule celui de l’eau avant sept jours, et inversement après sept jours. Cependant, cela ne peut être vrai pour les dosages les plus faibles car cela impliquerait une teneur en eau trop faible pour garder la propriété autoplaçante du matériau.

La teneur en eau initiale influence aussi le dosage seuil en ciment : celui-ci augmentera quand la teneur en eau augmentera. En revanche ce dosage en ciment sera toujours strictement supérieur à 0.

Les **perspectives de ce travail** sont nombreuses, tant le sujet est riche en sujets de recherche et en applications pratiques. En laboratoire, en ce qui concerne l'étude paramétrique, il serait intéressant de poursuivre l'étude en se focalisant seulement sur les sols argileux du fait de la grande variété des minéraux. Le couplage eau – ciment est encore assez mal expliqué dans ces sols sensibles à l'eau. La détermination du dosage seuil de manière systématique sur un grand nombre de sols différents nous permettrait d'établir une classification des sols et de leur aptitude à être traité.

La durabilité du matériau est aussi une grande inconnue. Si les industriels veulent utiliser le Soil-Mixing pour des ouvrages pérennes, il est nécessaire d'étudier son comportement dans le temps, dans des environnements différents. La prise du matériau et sa durabilité dans des milieux pollués (pour des parois étanches par exemple) pourront également faire l'objet d'une étude approfondie.

Enfin, il serait intéressant de réaliser un malaxeur imparfait à géométrie variable, instrumenté, afin de pouvoir étudier la cinématique de malaxage plus en détails. Le développement d'un malaxeur de ce type a été commencé au cours de ce projet, mais nous n'avons pas pu l'utiliser faute de temps pour réaliser des mélanges.

Références bibliographiques

AFNOR (1992). Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières. NF P11-300. AFNOR.

AFNOR (1993). Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. NF P94-051. AFNOR.

AFNOR (1995). Détermination des limites d'Atterberg - Partie 1 : limite de liquidité - Méthode du cône de pénétration. NF P94-052-1. AFNOR.

AFNOR (1996). Sols : reconnaissance et essais - Essai de pénétration statique. NF P94-113. AFNOR.

AFNOR (1998). Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou matériau rocheux. Détermination de la valeur de bleu méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache. NF P 94-068. AFNOR.

AFNOR (1999). Détermination des références de compactage d'un matériau. NF P 94-093. AFNOR.

AFNOR (2001). Ciment. Partie 1 Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants. NF EN 197-1. AFNOR.

AFNOR (2001). Roches - Détermination de la résistance à la traction - Méthode indirecte - Essai brésilien. NF P94-422. AFNOR.

AFNOR (2002). Détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores en laboratoire. NF P 94-411. AFNOR.

AFNOR (2003). Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 1 : identification and description. NF EN ISO 14688-1. AFNOR.

AFNOR (2003). Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 41 : méthode d'essai pour la détermination de la résistance à la compression des mélanges traités aux liants hydrauliques. NF EN 13286-41. AFNOR.

AFNOR (2004). Détermination du module d'élasticité dynamique (par la mesure de la fréquence de résonance fondamentale). NF EN 14146. AFNOR.

AFNOR (2005). Exécution de travaux géotechniques spéciaux - Colonnes de sol traité. NF EN 14679. AFNOR.

Ahnberg, H. and G. Holm (2009). Influence of laboratory procedures on properties of stabilised soil specimens. Deep Mixing '09, Okinawa.

Ahnberg, H. and S.-E. Johanson (2005). Increase in strength with time in soils stabilised with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products. Deep Mixing '05, Stockholm, 195-202.

Ahnberg, H., S.-E. Johanson, H. Pihl and T. Carlsson (2003). "Stabilising effects of different binders in some swedish Soils." Ground Improvement 7(1): 9-23.

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.

Axelsson, K., S.-E. Johansson and R. Andersson (2002). Stabilization of Organic Soils by Cement and Pozzolanic Reactions - FEASIBILITY STUDY, Swedish Deep Stabilization Research Centre. 3.

Babasaki, R., M. Terashi, T. Suzuki, A. Maekawa, M. Kawamura and E. Fukazawa (1996). Japanese Geotechnical Society Technical Committee Report - Factors influencing the strength of improved soil, Grouting and Deep Mixing. 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, Tokyo, 913-918.

Baroghel-Bouny, V. (1994). "Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons : Méthodes, Analyse, Interprétations ", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Bergado, D. T., G. A. Lorenzo, C. Taechakumthorn and A. S. Balasubramiam (2005). Compression Behavior of High Water Content Cement-Admixed Clay. Deep Mixing '05, Stockholm, 221-230.

Borel, S. (2007). Journée technique du CFMS sur l'amélioration de sol du 7 décembre 2007, Trenchmix process, www.geotechnique.org, consulté le 30/11/2009.

- Boussaid, K., V. Ferber, J. Garnier and L. Thorel (2003). Intermediate soils for physical modelling, International Symposium on Geotechnical Measurements, Karlsruhe, 335-340.
- Brandl, H. (1981). Alteration of soil parameters by stabilization with lime. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 587-594.
- Bruce, D. A. (2001). "Practitioner's guide to the deep mixing method." *Ground Improvement* 5(3): 95-100.
- Bruce, D. A., M. E. C. Bruce and A. F. DiMillio (1998). "Deep mixing methods: A global perspective." *Civil Engineering* 68(12).
- Bruchon, J.-F. (2010). "Impact des propriétés physiques d'un sol sur les propriétés mécaniques d'un mélange sol-ciment.", *Projet d'initiation à la recherche, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 32 pages.
- Bujulu, P. M. and G. Grimstad (2009). An Innovative Binder Study and Constitutive Model for Deep-Mix Stabilized Quick Clay. *Deep Mixing '09, Okinawa*.
- Carlsten, P. (1991). Ground improvement by lime-, cement and lime/cement columns. *S. N. R. Administration*. 1991:42.
- Cartier, G., E. Waschkowski, M.-J. Poitout and H. Dunoyer (1986). "Experimentation d'une technique innovante de stabilisation de remblais instables par colonnes de sol traité en place." *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées* 144.
- CDIT (2002). *The Deep Mixing Method - Principle, Design and Construction*, 121 pages
- Chew, S. H., A. H. M. Kamruzzaman and F. H. Lee (2004). "Physicochemical and Engineering Behavior of Cement Treated Clays " *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*: 696-706.
- Clare, K. E. and A. E. Pollard (1954). "The effect of curing temperature on the compressive strength of soil-cement mixtures." *Geotechnique* 4(3), 97-106.
- Cokca, E. (2001). "Use of Class C Fly Ash for the Stabilization of an expansive soil " *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(7), 568-573.

Consoli, N. C., R. Caberlon Cruz, M. F. Floss and L. Festugato (2010). "Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136(5), 759-763.

Consoli, N. C., D. Foppa, L. Festugato and K. Salvagni Heineck (2007). "Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133(2), 197-205.

Croft, J. B. (1967). "The influence of mineralogical composition on cement stabilization." *Geotechnique* 17: 119-1135.

Edstam, T. and P. Carlsten (1999). A new method for laboratory preparation of stabilised clay. *Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm*, 315-319.

Fiorotto, R., E. Stötzer, M. Schöpf and W. Brunner (2005). Cutter Soil Mixing (CSM) An innovation in Soil Mixing for creating cut-off and retaining walls. *Deep Mixing '05, Stockholm*, 521-526.

Ganne, P., N. Huybrechts, F. De Cock, B. Lameire and J. Maertens (2010). Soil Mix walls as retaining structures - critical analysis of the material design parameters. *International conference on geotechnical challenges in Megacities, Moscow*.

Garbin, E., Y. Hioki, C. Kami and C. Lewis (2009). Evaluation of Trench Remixing Deep (TRD) Cutoff Wall Homogeneity Using Thermal Integrity Testing. *Deep Mixing '09, Okinawa*.

Gerressen, F.-W., M. Schöpf and E. Stötzer (2009). CSM-Cutter Soil Mixing - Worldwide Experiences of a young soil mixing method. *Deep Mixing '09, Okinawa*.

Guimond-Barrett, A., A. Pantet, P. Reiffsteck, F. Szymkiewicz and J.-F. Mosser (2011). Influence des conditions de mélange et de cure sur les caractéristiques de sols traités au ciment par soil mixing. *XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil AUGC 2011, Tlemcen, Algérie, 29-31 Mai 2011*.

Guimond-Barrett, A., F. Szymkiewicz, P. Reiffsteck, A. Le Kouby and A. Pantet (2012). Effects of bentonite on the durability of cement-stabilised sands. *International Symposium on*

Recent Research, Advances & Execution Aspects of GROUND IMPROVEMENT WORKS, Brussels.

Gunther, J., G. Holm, G. Westberg and H. Eriksson (2004). Modified Dry Mixing (MDM) – A New Possibility in Deep Mixing. Geotechnical Engineering for Transportation Projects, Los Angeles.

Haeri, S. M., S. M. Hosseini, D. G. Toll and S. S. Yasrebi (2005). "The behaviour of an artificially cemented sandy gravel." Geotechnical and Geological Engineering 23(5): 537-560.

Hashimoto, H., S. Nishimoto and H. Hayashi (2009). Investigation of improvement strength variation for the Trencher mixing method. Deep Mixing '09, Okinawa.

Hebib, S. and E. R. Farrell (2003). "Some experiences on the stabilization of Irish Peats." Canadian Geotechnical Journal 40: 107-120.

Hernandez-Martinez, F. G., A. Osman and A. Al-Tabbaa (2007). Wet soil mix improvement of soft clays and organic soils: laboratory investigation. XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, 1329-1335.

Hirabayashi, H., H. Taguchi, S. Tokunaga, N. Shinkawa, T. Fujita, H. Inagawa and N. Yasuoka (2009). Laboratory mixing tests on cement slurry preparation, specimen preparation and curing temperature. Deep Mixing '09, Okinawa.

Holm, G. (2000). "Deep Mixing." Soft Ground Technology, ASCE, Geotechnical Special Publication 112: pages 105–122.

Huybrechts, N. and P. Ganne (2009). Research on deep mixing materials in Belgium. International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria.

IBN (1990). Module d'élasticité statique en compression. NBN B 15-203. IBN.

Ikegami, M., T. Ichiba, K. Ohishi and M. Terashi (2005). Long-term properties of cement treated soil 20 years after construction. 16th ICSMGE, Tokyo, 1199-1203.

Jacobson, J. R., G. M. Filz and J. K. Mitchell (2005). Factors Affecting Strength of Lime-Cement Columns Based on a Laboratory Study of Three Organic Soils. Deep Mixing '05, Stockholm, 87-94.

Japanese Geotechnical Society, J. (2000). Practice for making and curing stabilized soil specimens without compaction (in Japanese). J. G. Society. No. JGS T 0821-2000.

Jegandan, S., M. Liska, A. A.-M. Osman and A. Al-Tabbaa (2010). "Sustainable binders for soil stabilisation". ICE Journal of Ground Improvement 163(1), 53-61.

Jeong, G. H., M. S. Shin, G. T. Han, J. H. Lee and J. H. Kim (2009). Studying for lab mixing test of task 2 in Korea. Deep Mixing '09, Okinawa.

Kamimura, K., C. Kami, T. Hara, T. Takahashi and H. Fukada (2009)a. Application Example of Deep Mixing Method with Reduced Displacement due to Mixing (CDM-LODIC). Deep Mixing '09, Okinawa.

Kamimura, K., H. Kawasaki, T. Hara, T. Takahashi and H. Fukada (2009)b. Development of Triple-Axial Cement Deep Mixing Method (Lemni 2/3 Method). Deep Mixing '09, Okinawa.

Kawasaki, T., A. Niina, S. Saitoh, Y. Suzuki and Y. Honjo (1981). Deep mixing method using cement hardening agent. 10th ICSMFE, Stockholm, 721-724.

Kido, Y., S. Nishimoto, H. Hayashi and H. Hashimoto (2009). Effects of curing temperatures on the strength of cement-treated peat. Deep Mixing '09, Okinawa.

Kitazume, M. (2005). State of Practice Report: field and laboratory investigation, properties of binders and stabilised soils. Deep Mixing '05, Stockholm, 660-684.

Kitazume, M. and S. Nishimura (2009). Influence of specimen preparation and curing conditions on unconfined compression behaviour of cement-treated clay. Deep Mixing '09, Okinawa.

Kitazume, M., S. Nishimura, M. Terashi and K. Ohishi (2009). International Collaborative Study Task 1: Investigation into Practice of Laboratory Mix Tests as Means of QC/QA for Deep Mixing Method. Deep Mixing '09, Okinawa.

Lade, P. V., C. D. Liggio and J. A. Yamamuro (1998). "Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratio of sand." GTJODJ 21(4): pp 336-347.

Larsson, S. (2003). Mixing processes for ground improvement by deep Mixing, Swedish Deep Stabilization Research Center. 12.

- Larsson, S. (2005). State of Practice Report – Execution, monitoring and quality control. Deep Mixing '05, Stockholm, Sweden, 732-786.
- Lautrin, D. (1987). "Une procédure rapide d'identification des argiles." Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées 152.
- Le Roux, A. and A. Rivière (1969). "Traitement des sols argileux par la chaux." Bulletin de liaison des laboratoires routiers des Ponts et Chaussées 40.
- Locat, J., H. Tremblay and S. Leroueil (1996). "Mechanical and hydraulic behaviour of a soft inorganic clay treated with lime." Canadian Geotechnical Journal(33): 654-669.
- Marzano, I. P., A. Al-Tabbaa and M. Grisolia (2009). Influence of sample préparation on the strength of cement-stabilised clays. Deep Mixing '09, Okinawa.
- Mathieu, F., S. Borel and L. Lefebvre (2006). CSM : an innovative solution for mixed-in-situ retaining walls, cut-off walls and soil improvement, DFI/EFFC 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, Amsterdam.
- Modmoltin, C. and P. Voottipruex (2008). "Influence of salts on strength of cement-treated clays." Ground Improvement 162(G11): 15-26.
- Nakamura, M., S. Matsuzawa and M. Matsushita (1982). Study of the agitation mixing of improvement agents (in Japanese). 17th Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2585-2588.
- Niina, A., S. Saitoh, R. Babasaki, I. Tsutsumi and T. Kawasaki (1977). Study on DMM using cement hardening agent (Part 1). 12th Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1325-1328.
- Porbaha, A., S. Shibuya and T. Kishida (2000). "State of the art in deep mixing technology, Part III : Geomaterial characterization of deep mixing." Ground Improvement 4(3): 91-110.
- PWRC (1999). Technical Manual of Deep Mixing with special reference to on land applications, Public Works Research Center.

Reiffsteck, P., P.-T. Nguyen Pham and J. Arbaut (2007). "Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol." Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées 268-269.

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.

Rollings, R. S., J. P. Burkes and M. P. Rollings (1999). "Sulfate Attack on Cement-Stabilized Sand." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 125(5): 364-372.

Schnaid, F., P. D. M. Prietto and N. C. Consoli (2001). "Characterization of Cemented Sand in Triaxial Compression." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 127(10).

SETRA-LCPC (1983). Directive pour la réalisation des assises de chaussées en graves traitées aux liants hydrauliques, Ministère des transports : direction des routes.

SETRA-LCPC (2000). Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques : Application à la réalisation des remblais et des couches de forme. SETRA-LCPC.

Stavridakis, E. (2005). "Evaluation of engineering and cement-stabilization parameters of clayey-sand mixtures under soaked conditions." Geotechnical and Geological Engineering(23), 635-655.

Stocker, M. and A. Seidel (2005). Twenty-seven years of Soil Mixing in Germany : the Bauer Mixed-in-Place-Technique. Deep Mixing '05, Stockholm, 11-13.

Swedish Ministry of Transport, P. W. a. W. M. (2002). EuroSoilStab: development of design and construction methods to stabilise soft organic soils: 94.

Szymkiewicz, F., A. Le Kouby, P. Reiffsteck, J.-L. Tacita and S. Lechevallier (2010). Caractérisation par essais mécaniques de l'homogénéité du matériau Soil-Mixing. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG 2010, Grenoble, France.

Terashi, M. (1997). Theme lecture: Deep mixing method - Brief state of the art. 14th ICSMFE, Hamburg, 2475-2478.

Terashi, M. (2003). The state of practice in Deep Mixing Methods. ASCE, Geotechnical Special Publication No. 120, 1, 25-49.

Terashi, M. (2005). Keynote Lecture: Design of deep mixing in infrastructure applications. Deep Mixing '05, Stockholm, K25-K45

Terashi, M., T. Okumura and T. Mitsumoto (1977). Fundamental properties of lime treated soil (1st report), Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol 16(1), 3-28.

Thompson, M. R. (1966). "Lime reactivity of Illinois soils." Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division 92(SM5): 26.

Topolnicki, M. (2004). In-situ soil mixing, Chapter 9, in Ground Improvement, edited by Moseley and Kirsch, Spon Press.

Unikowski, Z. (1982). Influence des argiles sur les propriétés des mortiers de ciment. Rapports de recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées.

Verdeyen, J. and V. Roisin (1956). Stabilité des terres, sols routiers, soutènements, talus, Editions Eyrolles.

Villain, G., P. Roussel, V. Baroghel-Bouny, G. Platret, E. Massieur and T. Chaussadent (2000). "Mesures des profondeurs et des profils de carbonatation sur matériaux cimentaires. Transfert dans les bétons et durabilité des ouvrages : Evaluation expérimentale des paramètres déterminants.", Journées Durabilité du LCPC, Bordeaux, 127-133.

Westerberg, B., K. Pousette, Y. Rogbeck, M. Andersson and T. Norrman (2009). Laboratory Tests of Stabilised Sulphide Soil from Northern Sweden. Deep Mixing '05, Stockholm, 169-177.

Evaluation des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing

Le Soil-Mixing consiste à traiter le sol avec un liant hydraulique en le mélangeant mécaniquement en place pour améliorer ses propriétés mécaniques. Son côté économique ainsi que son faible impact environnemental ont fait de cette méthode jusque là cantonnée à l'amélioration de sols compressibles ou à forte teneur en matière organique une alternative attrayante aux méthodes traditionnelles de renforcements des sols, de soutènements (temporaires voire définitifs), de fondations et de travaux d'étanchéités. Mais avec cette augmentation de la demande, les exigences nouvelles concernant la méthode et le matériau sont apparues.

De nombreuses études permettent d'apporter des éléments de réponses. Cependant, il n'existe pas d'étude paramétrique globale étudiant à la fois l'impact du type de sol et de la quantité d'eau sur la caractérisation du matériau Soil-Mixing et qui permettrait d'améliorer les méthodes de dosage ainsi que les méthodes de dimensionnement des ouvrages en Soil-Mixing.

Un mélange sol-ciment est composé majoritairement de sol. Le ciment ne représentera au maximum que 30% du mélange. L'approche adoptée est donc plutôt celle du domaine de la géotechnique que des bétons hydrauliques.

Nous avons pris le parti de baser notre travail sur une étude de laboratoire, en réalisant des mélanges dits "de référence". Trois sables et cinq sols fins ont été traités en faisant varier à chaque fois les quantités de ciment et d'eau, afin d'observer l'influence de la granulométrie, de l'argilosité et de la quantité d'eau présente dans le mélange sur la résistance, la rigidité et la déformation à la rupture du matériau. Par ailleurs, des sols reconstitués à base de sable et de sol fin ont été traités afin d'étudier l'impact des fines et de leur nature sur la résistance du matériau.

En parallèle, le suivi de différents chantiers nous a permis d'étudier la mise en œuvre de la méthode, l'homogénéité du matériau réalisé in situ, et de comparer les résultats obtenus avec ceux de l'étude paramétrique.

Les retombées de ce travail sont la création d'abaques reliant la résistance au dosage en ciment et au rapport C/E, ainsi qu'un tableau de synthèse de données expérimentales des différentes propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing (en fonction de la nature du sol rencontré), et des formules permettant pour les sols grenus de prédire la résistance à 7 et 28 jours en fonction du pourcentage de fines dans le sol et du dosage en ciment.

Mots clés : Soil-Mixing, sols, ciment, résistance, géotechnique, traitement des sols

Evaluation of the mechanical properties of the Soil-Mixing material

The Soil-Mixing consists in mixing a hydraulic binder into the soil mechanically in order to improve its mechanical properties. Because of its economical as well as its sustainable advantages, this method so far confined to the improvement of compressible or high organic content soils has become an attractive alternative to traditional methods for soil reinforcement, retaining walls (temporary or final), foundations and cutoff walls. But these new applications imply new requirements on the method as well as on the material.

Many studies on the subject provide some answers. However, there is no comprehensive parametric study examining both the impact of soil type and the amount of water on the characterization of the Soil-Mixing material and would improve the testing methods and methods for design of structures in Soil-Mixing.

Soil-cement mixtures are predominantly composed of soil. The cement will represent at most 30% of the mixture. That is why we have chosen to follow a geotechnical approach rather than the concrete approach for this project.

We followed an experimental program based on a laboratory study, realizing mixes called "reference" mixes. Three sand soil and five fine soils were treated by varying each time the quantities of cement and water to observe the influence of particle size, clay content and the amount of water present in the mixes on the resistance of the material, stiffness and failure strain. In addition, soils made from sand and fine soils were reconstituted and treated to study the impact of fines and their nature on the strength of the material.

In parallel, monitoring of various projects has enabled us to study the implementation of the method, the homogeneity of the material produced in situ, and to compare the results with those of the parametric study.

The results of this work are the creation of abaci connecting the resistance to the cement content and C/E ratio, and a summary table of experimental data of different mechanical properties of the Soil-Mixing material (depending on the nature of the soil), and formulas for granular soils predicting the strength after 7 and 28 days of curing depending on the percentage of fines in the soil and on cement content.

Keywords: Soil-Mixing, cement, strength; geotechnics, soil stabilization