

---

## Technique du sol mixing : Étude expérimentale et application au dimensionnement d'une paroi dans un sol limoneux

**Auteur :** Vrancx, Sharleen

**Promoteur(s) :** Collin, Frédéric

**Faculté :** Faculté des Sciences appliquées

**Diplôme :** Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"

**Année académique :** 2022-2023

**URI/URL :** <http://hdl.handle.net/2268.2/17728>

---

### *Avertissement à l'attention des usagers :*

*Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.*

*Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.*

---



UNIVERSITÉ DE LIÈGE  
FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

---

TECHNIQUE DU SOIL MIXING :  
ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET APPLICATION AU  
DIMENSIONNEMENT D'UNE PAROI DANS UN SOL LIMONEUX

---

Travail de fin d'études réalisé par

**Vrancx Sharleen**

en vue de l'obtention du grade de master ingénieur civil des constructions

**Composition du jury :**

Collin Frédéric (promoteur - ULiège)

Courard Luc (ULiège)

François Bertrand (ULiège)

Denies Nicolas (membre extérieur - CSTC/Buildwise)

Master en ingénieur civil des constructions

Année académique 2022-2023



# Remerciements

Bien que ces lignes soient les premières que vous lirez, ce sont pourtant les dernières que j'écris. Il me tenait à coeur de remercier les nombreuses personnes qui m'ont aidée à réaliser ce travail.

En premier lieu, toute ma reconnaissance va à mon promoteur Frédéric Collin qui m'a accompagnée depuis plus de 6 mois. Il a su orienter ma réflexion et mon travail dans des directions auxquelles je n'aurais sans doute, pas pensé seule. Malgré son emploi du temps bien chargé, il a toujours su prendre le temps nécessaire pour répondre à mes questions et suivre l'avancement de mes recherches.

Merci également à Messieurs Luc Courard, Bertrand François et Nicolas Denies, qui composent mon jury, pour leur temps et leur lecture.

J'ai passé de longues journées au laboratoire de géotechnologie. Il me semble donc plus qu'évident de remercier chaleureusement Pierre Illing et Mathilde Piette qui m'ont aidée durant l'ensemble de ma campagne expérimentale. Ils ont pris énormément de temps pour m'accompagner, répondre aux questions et me transmettre leur expérience. Sous les conseils de Frédéric Michel, j'ai aussi pu réaliser quelques essais dans le laboratoire de mortier sous la supervision d'Amaury Daras. Je les remercie également.

Je tenais aussi à remercier Amélie Seronvalle qui a été mon binôme durant l'ensemble de mes études. Bien qu'elle n'ait pas contribué directement à ce travail, ses conseils et son soutien m'ont permis de ne jamais lâcher prise et de persévérer durant ces dernières années. Je n'oublie pas pour autant l'ensemble de mes camarades de classe. Cela a été un réel plaisir de partager ces années de master avec eux.

Enfin toute ma gratitude envers mes parents et mes proches pour leur soutien ainsi que leurs multiples relectures afin de corriger les fautes d'orthographe qui s'étaient glissées dans ma rédaction.

# Résumé

Le soil mixing est une technique d'amélioration des sols qui consiste à mélanger le sol en place avec un liant hydraulique et de l'eau à l'aide d'un outil de mélange. Elle a été développée dans les pays scandinaves et au Japon dans les années 60. Cette méthode permet d'améliorer les propriétés mécaniques tout en ayant un faible impact écologique. Elle présente donc un intérêt environnemental mais aussi économique lorsqu'elle est utilisée à grande échelle. Ce sont les principales raisons qui expliquent l'intérêt pour son développement.

Cette méthode est aussi utilisée en Belgique mais principalement en Flandre. Le sol étant souvent sableux, cela permet d'avoir de très bons résultats en termes de résistance. Les normes de dimensionnement belges sont donc surtout basées sur ce type de sol. En Wallonie, où les sols sont souvent plus argileux, la méthode est plus rarement appliquée et ces normes de dimensionnement des ouvrages de soutènement sont moins adaptées pour cette région. L'objet de ce travail de fin d'études est donc d'étudier cette méthode pour des sols à tendance argileuse afin de pouvoir l'utiliser en Wallonie.

Ce travail est divisé en trois parties. La première consiste en une étude de la littérature existante qui concerne l'ensemble des techniques d'amélioration du sol et plus précisément sur celle du soil mixing. Les différentes caractéristiques de la méthode sont expliquées en prévision des chapitres qui suivent. L'objectif principal est de poser les bases qui permettent d'expliquer les différentes hypothèses qui seront présentées plus loin.

La deuxième grande partie se penche sur la campagne expérimentale où plusieurs compositions de soil mixing sont testées sur un sol à tendance argileuse. Le but premier est d'étudier les résistances et rigidités des différentes compositions en fonction d'une série de paramètres tels que la quantité de liant ou encore le temps de cure des éprouvettes. Des essais supplémentaires viennent aussi illustrer les différentes hypothèses permettant d'expliquer les différences observées. Certaines relations théoriques issues de normes de dimensionnement sont aussi testées. Pour finir, des essais de mesures d'ondes soniques et de cisaillement complètent cette campagne. Dans cette partie, l'identification du sol utilisé est d'abord présentée, ensuite, c'est la méthodologie de l'étude expérimentale et pour finir l'analyse approfondie des résultats.

La dernière partie est consacrée à la méthode de dimensionnement d'une paroi de soutènement réalisée dans un sol limoneux avec la méthode du soil mixing. Elle est complétée par une feuille de calculs Excel qui a été réalisée afin de faciliter l'application des normes belges pour cette méthode. Cette partie clôture le travail car elle se base sur les résultats des essais réalisés précédemment.

# Abstract

Soil mixing is a soil improvement technique that involves mixing the soil in place with a hydraulic binder and water using a mixing tool. It was developed in Scandinavia and Japan in the 1960s. This method improves mechanical properties while having a low ecological impact. It is therefore both environmentally and economically beneficial when used at large scale. These are the reasons behind the interest in its development.

This method is used in Belgium, but mainly in Flanders. As the soil is often sandy, it gives very good results. Belgian design standards are therefore mainly based on this type of soil. As the method is more rarely applied in Wallonia, where the soil is more clayey, the design standards for retaining structures are less suitable for this region. It is on this last point that this work is based.

This work is divided into three main parts. The first part consists of a review of the literature, firstly on all soil improvement techniques and then more specifically on soil mixing. The various characteristics of the method are explained in the chapters that follow. The main objective is to establish preliminary basis for explaining the various assumptions that are made below.

The second main part focuses on the experimental campaign in which several soil mixing compositions were tested on a clay-prone soil. The primary aim is to study the strengths and stiffnesses of the different compositions as a function of a series of parameters such as the quantity of binder and the curing time of the specimens. Additional tests were also carried out to illustrate the various hypotheses that might explain the differences observed. Some theoretical relationships derived from dimensioning standards are also tested. Finally, sonic wave and shear measurement tests complete the campaign. In this section, the identification of the soil used is presented first, followed by the methodology of the experimental study and then an analysis of the results.

The last part is devoted to the sizing method for a retaining wall built in silty soil using the soil mixing method. It is supplemented by an Excel calculation sheet that facilitates the application of Belgian standards for this method. This section is the last, as it is based on the results of the tests carried out earlier.

# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Revue de littérature</b>	<b>3</b>
2.1	Méthodes d'amélioration des sols . . . . .	3
2.2	Soil mixing . . . . .	9
2.2.1	Historique . . . . .	11
2.2.2	Composition . . . . .	12
2.2.2.1	Chaux . . . . .	12
2.2.2.2	Ciment . . . . .	12
2.2.3	Propriétés mécaniques . . . . .	14
2.2.4	Exécution et applications . . . . .	17
2.2.4.1	Colonnes . . . . .	17
2.2.4.2	Panneaux et murs . . . . .	20
2.2.4.3	Stabilisation de masse . . . . .	21
2.2.4.4	Applications . . . . .	22
2.3	Conclusion . . . . .	24
<b>3</b>	<b>Objectifs et question scientifique</b>	<b>25</b>
<b>4</b>	<b>Identification du sol</b>	<b>26</b>
4.1	Introduction . . . . .	26
4.2	Essais d'identification effectués . . . . .	26
4.2.1	Essais granulométriques . . . . .	26
4.2.1.1	Essai granulométrique . . . . .	27
4.2.1.2	Essai sédimentométrique ou de lévigation . . . . .	28
4.2.1.3	Analyse des résultats . . . . .	30
4.2.2	Essais à la limite d'Atterberg . . . . .	31
4.2.2.1	Limite de liquidité . . . . .	32
4.2.2.2	Limite de plasticité . . . . .	34
4.2.2.3	Analyse des résultats . . . . .	35
4.2.3	Essai au bleu de méthylène . . . . .	36
4.2.3.1	Analyse des résultats . . . . .	37
4.2.4	Essai au pycnomètre à gaz . . . . .	38
4.2.4.1	Analyse des résultats . . . . .	39
4.2.5	Essai Proctor . . . . .	40
4.2.5.1	Analyse des résultats . . . . .	42
4.2.6	Essai de compression simple (UCS) . . . . .	44
4.2.6.1	Analyse des résultats . . . . .	46
4.2.7	Essai de cisaillement . . . . .	47

4.2.7.1	Analyse des résultats . . . . .	48
4.3	Conclusion . . . . .	49
<b>5</b>	<b>Étude expérimentale</b>	<b>50</b>
5.1	Matériaux . . . . .	50
5.1.1	Sol . . . . .	50
5.1.2	Liant . . . . .	51
5.2	Essais et mode opératoire . . . . .	51
5.2.1	Préparation des éprouvettes . . . . .	51
5.2.2	Essais réalisés . . . . .	53
5.2.2.1	Essais de mesure sonique . . . . .	53
5.3	Liste des échantillons . . . . .	55
5.3.1	Composition . . . . .	56
5.4	Conclusion . . . . .	57
<b>6</b>	<b>Résultats et interprétation</b>	<b>58</b>
6.1	Notations . . . . .	58
6.2	Résultats en compression : après 60 jours de cure . . . . .	58
6.3	Résultats en compression : après 28 jours de cure . . . . .	61
6.3.1	Vérification des hypothèses . . . . .	62
6.3.1.1	Hypothèse n°1 : Compétition pour l'eau . . . . .	62
6.3.1.2	Hypothèse n°2 : Carbonatation de la chaux hydratée empêchée . . . . .	63
6.3.1.3	Hypothèse n°3 : Essais de mortiers . . . . .	65
6.3.1.4	Conclusion . . . . .	68
6.4	Résultats en compression : après 7 jours de cure . . . . .	69
6.5	Résultats en compression : comparaison temporelle . . . . .	70
6.6	Résultats en compression : vérification de la relation théorique . . . . .	72
6.7	Résultats à la mesure sonique . . . . .	74
6.8	Résultats en cisaillement : après 7 jours de cure . . . . .	76
6.8.1	Vérification de la relation théorique . . . . .	77
6.9	Conclusion . . . . .	78
<b>7</b>	<b>Dimensionnement d'une paroi de soutènement</b>	<b>79</b>
7.1	Définition du cas pratique . . . . .	79
7.2	Méthode de dimensionnement et résultats . . . . .	82
7.2.1	Étape 1 : Résistances et première rigidité (ELU) . . . . .	83
7.2.2	Étape 2 : Vérifications des efforts (ELU) . . . . .	85
7.2.3	Étape 3 : Vérification de la hauteur de la paroi (ELU) . . . . .	91
7.2.4	Étape 4 : Résistances et rigidité (ELS) . . . . .	92
7.2.5	Étape 5 : Vérifications des efforts (ELS) . . . . .	92
7.2.6	Étape 6 : Vérification de la hauteur de la paroi (ELS) . . . . .	94
7.2.7	Étape 7 : Vérification des déformations . . . . .	94
7.3	Conclusion . . . . .	95
<b>8</b>	<b>Conclusion</b>	<b>96</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>98</b>
<b>A</b>	<b>Caractérisation du sol</b>	<b>101</b>

<b>B Étude expérimentale</b>	<b>106</b>
<b>C Résultats et interprétations</b>	<b>110</b>

# Table des figures

2.1	Exemples de méthodes d'amélioration du sol sans additif pour des sols non-cohésifs [CHU et al. 2009] . . . . .	5
2.2	Exemples de méthodes d'amélioration du sol sans additif pour des sols cohésifs	6
2.3	Exemples de méthodes d'amélioration du sol avec des additifs ou des inclusions [CHU et al. 2009] . . . . .	7
2.4	Exemples de méthodes d'amélioration du sol avec du coulis . . . . .	8
2.5	Exemples de méthodes de renforcement du sol . . . . .	8
2.6	Classification selon Topolnicki [TOPOLNICKI 2016] . . . . .	10
2.7	Statistiques des projets de deep mixing au Japon [KITAZUME et TERASHI 2014]	11
2.8	Résumé des réactions chimiques entre le liant et le sol [ÅHNBERG et JOHANSSON 2005] . . . . .	14
2.9	Relation entre $E_{50}$ et UCS [TOPOLNICKI 2016] . . . . .	16
2.10	Processus de mise en place de colonnes [FRANKI FOUNDATIONS 2023] . . . . .	18
2.11	Colonne à tarière [MENARD FRANCE 2023] . . . . .	18
2.12	Différents patterns possibles de colonnes [TOPOLNICKI 2016] . . . . .	19
2.13	Séquence de mise en place de colonnes [DENIES et HUYBRECHTS 2018] . . . . .	19
2.14	Séquence de mise en place de colonnes avec plusieurs tarières [DENIES et HUYBRECHTS 2018] . . . . .	20
2.15	Cutter Soil Mixing . . . . .	20
2.16	Séquence de mise en place des panneaux [DENIES et HUYBRECHTS 2018] . . . . .	21
2.17	Trenchmix [SOLETANCHE 2023] . . . . .	21
2.18	Stabilisation de masse [KELLER FRANCE 2018] . . . . .	21
2.19	Mur de soutènement [ARCHIEXPO 2023] . . . . .	22
2.20	Renforcement in-situ [TOPOLNICKI 2016] . . . . .	23
4.1	Type de sol en fonction de la dimension prédominante des grains . . . . .	27
4.2	Matériel pour l'essai granulométrique . . . . .	27
4.3	Matériel pour réaliser une sédimentométrie . . . . .	29
4.4	Courbe granulométrique . . . . .	31
4.5	Consistances en fonction de la teneur en eau [COLLIN 2021] . . . . .	32
4.6	Matériel pour la limite de liquidité et de plasticité . . . . .	32
4.7	Graphique de résultats de l'essai de la limite d'Atterberg . . . . .	34
4.8	Types de sol et degré de plasticité en fonction de $I_P$ [FANARA 2021] . . . . .	36
4.9	Matériel pour l'essai au bleu de méthylène . . . . .	37
4.10	Type de sol en fonction de $VBS$ [COLLIN 2021] . . . . .	38
4.11	Réactivité en fonction de $A_{CB}$ [COLLIN 2021] . . . . .	38
4.12	Matériel pour l'essai Proctor . . . . .	41
4.13	Courbe $w - \rho_d$ obtenue avec l'essai Proctor . . . . .	43

4.14	Résultats typiques en fonction du type de sol [FANARA 2021] . . . . .	44
4.15	Matériel pour la réalisation des éprouvettes . . . . .	45
4.16	Presse pour l'essai de compression simple . . . . .	45
4.17	Courbe $\sigma - \epsilon$ des éprouvettes de sol . . . . .	46
4.18	Matériel pour l'essai de cisaillement . . . . .	47
4.19	Résultats des essais de cisaillement sur le sol naturel . . . . .	48
5.1	Mixeur et pale <i>Hobart</i> . . . . .	52
5.2	Positions des mesures . . . . .	53
5.3	Matériel nécessaire pour l'essai de mesure sonique . . . . .	54
5.4	Écran de l'oscilloscope . . . . .	54
6.1	Module de Young des éprouvettes après 60 jours de cure . . . . .	59
6.2	Résistance en compression des éprouvettes après 60 jours de cure . . . . .	59
6.3	Variation du volume des éprouvettes après 60 jours de cure . . . . .	61
6.4	Résistance en compression des éprouvettes après 28 jours de cure . . . . .	61
6.5	Module de Young des éprouvettes après 28 jours de cure . . . . .	62
6.6	Résistance en compression des éprouvettes après 28 jours de cure en fonction de la teneur en eau . . . . .	63
6.7	Module de Young des éprouvettes après 28 jours de cure en fonction de la teneur en eau . . . . .	63
6.8	Résistance en compression des éprouvettes après 28 jours en fonction des conditions de cure . . . . .	64
6.9	Module de Young des éprouvettes après 28 jours de cure en fonction des conditions de cure . . . . .	65
6.10	Moule pour barrettes . . . . .	66
6.11	Conditions de cure . . . . .	66
6.12	Presse pour l'essai de flexion . . . . .	67
6.13	Barrettes après flexion . . . . .	67
6.14	Résistance en compression des mortiers . . . . .	68
6.15	Résistance en flexion des mortiers . . . . .	68
6.16	Résistance en compression des éprouvettes après 7 jours de cure . . . . .	69
6.17	Module de Young des éprouvettes après 7 jours de cure . . . . .	70
6.18	Évolution de la résistance en compression . . . . .	70
6.19	Évolution de la résistance en compression simple (L400) . . . . .	71
6.20	Évolution de la résistance en compression simple (C3) . . . . .	71
6.21	Évolution de la résistance en compression simple (C3L300) . . . . .	72
6.22	Module de Young dynamique des éprouvettes après 7 jours de cure . . . . .	75
6.23	Module de Young dynamique des éprouvettes après 28 jours de cure . . . . .	75
6.24	Angle de frottement après 7 jours de cure . . . . .	76
6.25	Cohésion après 7 jours de cure . . . . .	77
7.1	Coupe dans la paroi et les couches de sols . . . . .	80
7.2	Tableau standard avec les valeurs caractéristiques des paramètres de sol [NBN EN 1997-1-1 2022] . . . . .	81
7.3	Graphiques des propriétés du sol . . . . .	81
7.4	Méthode générale du dimensionnement [DENIES et HUYBRECHTS 2018] . . . . .	82
7.5	Coefficients de sécurité [DENIES et HUYBRECHTS 2018] . . . . .	83
7.6	Diagrammes des moments, efforts tranchants et déplacements (étape 1) . . . . .	84



7.7	Illustration d'un profilé et des dimensions . . . . .	85
7.8	Position de l'axe neutre . . . . .	86
7.9	Diagrammes des moments, efforts tranchants et déplacements (étape 2) . . . . .	87
7.10	Pression hydrostatique . . . . .	87
7.11	Pressions des terres . . . . .	87
7.12	Diagramme d'interaction M-N . . . . .	91
7.13	Diagrammes du moment, effort tranchant et déplacement (étape 5) . . . . .	93
7.14	Pression hydrostatique . . . . .	93
7.15	Pressions des terres . . . . .	93
A.1	Courbe granulométrie . . . . .	102
A.2	Courbe granulométrie (moyenne du tamisage et de la sédimentométrie) . . . . .	103
A.3	Courbe Proctor . . . . .	104
A.4	Résultats de cisaillement sur le sol naturel . . . . .	105
B.1	Fiche technique produit de soil mixing (page 1) [HOLCIM S.A. 2023] . . . . .	107
B.2	Fiche technique produit de soil mixing (page 2) [HOLCIM S.A. 2023] . . . . .	108
C.1	Résultats des essais en compression sur le mortier ordinaire . . . . .	111
C.2	Résultats des essais en flexion sur le mortier ordinaire . . . . .	112
C.3	Résultats des essais en compression sur le mortier bâtard . . . . .	113
C.4	Résultats des essais en flexion sur le mortier bâtard . . . . .	114
C.5	Évolution de la résistance en compression simple (L200) . . . . .	114
C.6	Évolution de la résistance en compression simple (L300) . . . . .	115
C.7	Évolution de la résistance en compression simple (L400) . . . . .	115
C.8	Évolution de la résistance en compression simple (C3) . . . . .	116
C.9	Évolution de la résistance en compression simple (C3L300) . . . . .	116
C.10	Évolution de la résistance en compression simple (C3L300E20) . . . . .	117
C.11	Évolution du module de Young (L200) . . . . .	117
C.12	Évolution du module de Young (L300) . . . . .	118
C.13	Évolution du module de Young (L400) . . . . .	118
C.14	Évolution du module de Young (C3) . . . . .	119
C.15	Évolution du module de Young (C3L300) . . . . .	119
C.16	Évolution du module de Young (C3L300E20) . . . . .	120
C.17	Résultats de cisaillement (L300) . . . . .	121
C.18	Résultats de cisaillement (C3L300) . . . . .	122

# Liste des tableaux

2.1	Classification des méthodes d'amélioration des sols [CHU et al. 2009] . . . . .	4
2.2	Avantages et inconvénients [DENIES 2013] . . . . .	10
2.3	Abréviation d'usage [COURARD 2020b] . . . . .	13
4.1	Résultats du tamisage par voie humide . . . . .	28
4.2	Résultats de la sédimentométrie . . . . .	30
4.3	Résultats de l'essai à la limite d'Atterberg . . . . .	33
4.4	Résultats de l'essai de plasticité . . . . .	35
4.5	Tableau des résultats de l'essai au bleu de méthylène . . . . .	37
4.6	Tableau des résultats de l'essai au pycnomètre à gaz . . . . .	40
4.7	Résultats des essais Proctor (partie 1) . . . . .	43
4.8	Résultats des essais Proctor (partie 2) . . . . .	43
4.9	Résultats des essais de cisaillement sur le sol naturel . . . . .	48
4.10	Résumé des résultats des essais d'identifications . . . . .	49
5.1	Liste de types d'échantillons réalisés . . . . .	56
5.2	Composition pour 1 éprouvette de la composition 4 . . . . .	57
6.1	Composition des différents mortiers pour 3 barrettes . . . . .	66
6.2	Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 7 jours de cure . . . . .	73
6.3	Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 28 jours de cure . . . . .	73
6.4	Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 60 jours de cure . . . . .	73
6.5	Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 7 jours de cure . . . . .	74
6.6	Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 28 jours de cure . . . . .	74
6.7	Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 60 jours de cure . . . . .	74
6.8	Comparaison de la résistance au cisaillement théorique et mesurée . . . . .	78
7.1	Caractéristiques de la paroi . . . . .	80
7.2	Caractéristiques des couches de sol . . . . .	80
7.3	Propriétés du profilé IPE 300 . . . . .	85
B.1	Liste d'échantillons réalisés pour les essais de compression simple . . . . .	109
B.2	Composition des échantillons réalisés . . . . .	109
B.3	Liste d'échantillons réalisés pour les essais de cisaillement . . . . .	109

# Chapitre 1

## Introduction

L'importante croissance démographique que nous connaissons depuis quelques décennies induit une forte augmentation du nombre d'habitations nécessaires pour abriter l'ensemble de la population. Les terrains de bonne qualité sont déjà occupés et donc la majorité des terrains restants sont souvent de mauvaise, voire de très mauvaise qualité. Il y a donc un besoin de développer des techniques pour permettre la construction sur ces terrains peu favorables [KITAZUME et TERASHI 2014].

De plus, il existe aussi un besoin de stabilisation des sous-sols des ouvrages existants. De nombreux éléments tels que les excavations à proximité de ces ouvrages, la création de tunnels ou encore les phénomènes sismiques induisent des mouvements, des tassements et une déstabilisation des ouvrages. Il est donc capital de contrer leurs effets secondaires en améliorant les caractéristiques des sols [MITCHELL 1981].

C'est sans compter sur l'envie inhérente à l'Homme de toujours s'étendre sur de nouvelles zones dites "inconstructibles" jusque là [VILLARD et BRIANÇON 2018] comme dans le cas de la baie de Tokyo pour la construction du tunnel autoroutier et ferroviaire *Trans-Tokyo* [TATSUOKA 1998].

Pour toutes ces différentes raisons, il a été impératif d'innover et de mettre en place des méthodes qui permettent d'améliorer la qualité de ces terrains délaissés. Encore aujourd'hui, il s'agit d'un secteur de recherches en plein essor pour son intérêt économique mais aussi écologique.

Le soil mixing est une des techniques d'amélioration des sols existantes. Il consiste à mélanger le sol en place avec un liant hydraulique. Les caractéristiques du terrain en place se voient ainsi améliorées.

Cette méthode est peu ancienne car elle est née à la fin des années soixante parallèlement au Japon et dans le pays scandinaves dans le but de stabiliser les sols mous. Depuis, la méthode ne cesse de se développer en ce qui concerne le liant, la mise en place ou encore les applications. Elle présente de nombreux avantages qui lui permettent d'être un domaine de recherches en pleine croissance [TERASHI 1997].

Ce travail veut poursuivre le développement de cette technique d'amélioration. Il est en continuité avec les différentes recherches déjà effectuées sur ce sujet en se focalisant cette fois principalement sur l'adaptation de la théorie existante en termes de dimensionnement de parois de soutènement pour des sols sableux vers un sol à tendance plus argileuse.

Ce travail est découpé en une série de chapitres afin de structurer au mieux son contenu. Pour commencer, une revue de la littérature permettra de dresser un état de l'art des différentes

méthodes d'amélioration. Ensuite, la méthode du soil mixing sera plus spécifiquement détaillée. Après une description générale de cette méthode et de certains éléments techniques nécessaires à la suite du travail seront abordés.

Après avoir décrit le cadre général du soil mixing en Belgique, le chapitre 3 met en évidence la question scientifique qui conditionnera la suite du travail. Elle permettra d'expliquer le but poursuivi par les chapitres suivants et justifiera le déroulement de ceux-ci.

Le chapitre 4 sera consacré à l'identification du sol pour l'étude expérimentale. L'ensemble des essais réalisés seront décrits et leurs résultats analysés dans le but de caractériser le type de sol utilisé.

Viendra ensuite le chapitre 5 qui traitera de l'étude expérimentale et décrira le mode opératoire appliqué, les essais, ainsi que les différents échantillons réalisés. Le chapitre 6 traitera quant à lui de la présentation et de l'analyse des différents résultats obtenus avec ces essais.

Le dernier chapitre (chapitre 7) sera finalement consacré au dimensionnement d'une paroi de soutènement en soil mixing. Une description d'un cas pratique sera d'abord faite afin d'obtenir toutes les données nécessaires. Suite à cela, une explication de la méthode de calculs de dimensionnement sera décrite et les résultats seront aussi abordés.

Une conclusion permettra de mettre en évidence les éléments clés de ce travail et présentera quelques perspectives.

Le travail sera clôturé par la bibliographie et une série d'annexes.

# Chapitre 2

## Revue de littérature

Ce deuxième chapitre est consacré à la revue de littérature qui va permettre d'entrer dans le sujet du soil mixing en décrivant le contexte général ainsi que la méthode plus en détails.

La première partie de ce chapitre sera réservée à une brève description de l'ensemble des méthodes d'amélioration du sol qui existent. Les différentes classifications seront aussi présentées.

La deuxième partie sera uniquement consacrée à la méthode du soil mixing. Elle permet de décrire entièrement cette technique en abordant certains points comme sa mise en oeuvre et sa composition.

### 2.1 Méthodes d'amélioration des sols

Il existe une multitude de méthodes qui permettent l'amélioration de la qualité des sols. Elles ont été développées au fil des siècles mais ont été seulement classifiées par Mitchell en 1981 [MITCHELL 1981]. Celui-ci a défini 6 catégories de méthodes :

1. Compaction
2. Consolidation par pré-chargement
3. Grouting
4. Stabilisation avec usage d'additifs
5. Stabilisation thermique
6. Renforcement

Une septième catégorie a ensuite été ajoutée en 2000 par Terashi et Juran qui est le "Remplacement" [CHU et al. 2009].

Un autre classement a, par la suite, été établi au niveau européen par le TC17. Cette nouvelle classification comporte 5 catégories principales qui sont composées d'une série de sous-catégories. Elle est présentée dans le tableau Table 2.1.

Category	Method
A. Ground improvement without admixtures in non-cohesive soils or fill materials	A1. Dynamic compaction A2. Vibrocompaction A3. Explosive compaction A4. Electric pulse compaction A5. Surface compaction
B. Ground improvement without admixtures in cohesive soils	B1. Replacement/displacement (including using light weight materials) B2. Preloading using fill (including the use of vertical drains) B3. Preloading using vacuum (including combined fill and vacuum) B4. Dynamic consolidation with enhanced drainage B5. Electro-osmosis or electro-kinetic consolidation B6. Thermal stabilisation using heating or freezing B7. Hydro-blasting compaction
C. Ground improvement with admixtures or inclusions	C1. Vibro replacement or stone columns C2. Dynamic replacement C3. Sand compaction piles C4. Geotextile confined columns C5. Rigid inclusions (or composite foundation) C6. Geosynthetic reinforced column or pile supported embankment C7. Microbial methods C8. Other methods
D. Ground improvement with grouting type admixtures	D1. Particulate grouting D2. Chemical grouting D3. Mixing methods (including premixing or deep mixing) D4. Jet grouting D5. Compaction grouting D6. Compensation grouting
E. Earth reinforcement	E1. Geosynthetics or mechanically stabilised earth (MSE) E2. Ground anchors or soil nails E3. Biological methods using vegetation

TABLE 2.1 – Classification des méthodes d'amélioration des sols [CHU et al. 2009]

Une courte description de chacune des méthodes est fournie ci-dessous afin de visualiser la diversité des méthodes existantes.

La première catégorie reprend les méthodes d'amélioration du sol sans additif pour des sols non-cohésifs qui visent à optimiser les caractéristiques du sol en place en le rendant plus dense par différents moyens.

Dans cette catégorie, il y a :

- Le compactage dynamique (A1) : Le sol est compacté suite à la chute répétée d'une masse de plusieurs tonnes lâchée à plusieurs mètres de haut (Figure 2.1a).
- La vibro-compression (A2) : Une aiguille vibrante est descendue dans le sol afin de densifier le sol par réarrangement des grains. La méthode a été inventée par Keller en 1936 [CHU et al. 2009].
- Le compactage explosif (A3) : Des explosions sont déclenchées dans le sol afin que l'onde de choc produite entraîne une réorganisation du squelette granulaire. Cette méthode est

assez économique.

- Le compactage par pulsations électriques (A4) : Cette méthode, développée en Russie, consiste à produire des décharges électriques grâce à une sonde placée dans un forage rempli de liant afin de compacter le sol.
- Le compactage en surface (A5) : Dans ce cas, seule une mince couche en surface est affectée par l'opération de compactage. La compaction peut se faire par des engins type compacteur ou par la chute d'une masse d'une faible hauteur (Figure 2.1b).



(a) Compactage dynamique



(b) Compactage en surface

FIGURE 2.1 – Exemples de méthodes d'amélioration du sol sans additif pour des sols non-cohésifs [CHU et al. 2009]

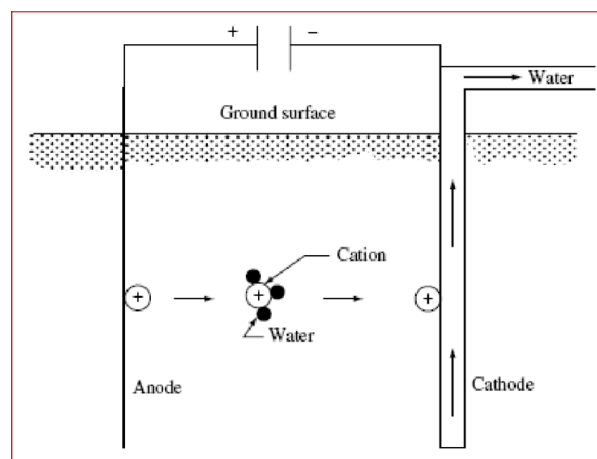
La deuxième catégorie est l'amélioration du sol sans additif pour des sols cohésifs. Les méthodes visent principalement à densifier le squelette du sol en évacuant, autant que possible, l'eau de pore de manière à consolider le sol et éviter les tassements sous les constructions futures. Les méthodes suivantes figurent dans cette catégorie :

- Le remplacement ou enlèvement (B1) : Le sol de mauvaise qualité est remplacé ou simplement enlevé. Le remplacement peut se faire avec un sol ayant des meilleures caractéristiques ou par des éléments plus légers afin de réduire les contraintes sur le fond de la zone. Des blocs préfabriqués ou un mélange à base de billes de polystyrène expansé peuvent être utilisés dans ce but.
- Le pré-chargement par remplissage (B2) : Cette méthode consiste à charger le sol avec un remblai afin d'accélérer le tassement jusqu'à développer la consolidation secondaire. Des drains peuvent être utilisés afin d'accélérer la consolidation en permettant à l'eau de migrer plus rapidement (Figure 2.2a).
- Le pré-chargement avec des sous-pressions (B3) : Cette méthode est inventée par Kjellman en 1952 [CHU et al. 2009]. Lorsqu'il n'est pas possible de placer une surcharge, il est possible de mettre en place un réseau de tuyaux flexibles horizontaux qui vont accélérer le drainage du sol grâce à des sous-pressions.
- Le compactage dynamique renforcé par des drains (B4) : Il s'agit dans ce cas d'une amélioration de la méthode A1 grâce à la présence de drains pour permettre à l'eau de sortir et densifier le sol.
- Le compactage électro-osmotique (B5) : Des électrodes sont placées de manière à créer un courant électrique dans le sol. Ce courant va induire un mouvement de l'eau de pore (Figure 2.2b).

- La stabilisation thermique par augmentation de la température ou par congélation (B6) : Il y a 3 techniques sous cette appellation qui sont liées au réchauffement, au refroidissement ou au permafrost.  
Le sol peut être réchauffé avec des tuyaux d'eau chaude dans le sol afin de provoquer la consolidation des argiles qui va induire une sur-consolidation lorsque la température reviendra à son niveau initial.  
Il est aussi possible de congeler artificiellement le sol grâce à des conduites dans lesquelles de l'azote liquide circule. Le sol gelé aura une résistance supérieure. Il devient imperméable et permet donc des travaux sous la nappe aquifère [MAGNAN et PILOT 1988].  
Il est aussi possible de refroidir le sol en évacuant la chaleur naturelle qu'il contient afin qu'il gèle naturellement.
- La compaction par hydro-blasting (B7) : Cette technique est peu développée mais elle consiste à injecter de l'eau dans le sol puis à déclencher des explosions afin de densifier le sol comme c'est le cas pour la méthode A3.



(a) Pré-chargement avec un remblai [PORTAIL INTERNET BOURGOGNE-FRANCHE-COMTÉ 2014]



(b) Électro-osmose [ASADI et al. 2013]

FIGURE 2.2 – Exemples de méthodes d'amélioration du sol sans additif pour des sols cohésifs

La troisième catégorie est l'amélioration des sols avec des additifs ou des inclusions. Des éléments sont ajoutés dans le sol afin de créer des points plus résistants que le sol en place.

Il s'agit des méthodes suivantes :

- Le vibro-remplacement ou colonnes de pierres (C1) : Il s'agit de la formation de colonnes en matériaux granuleux par compaction grâce à une aiguille vibrante. Cette méthode s'adapte à tous types de sol et il existe plusieurs variantes en fonction des matériaux utilisés.
- Le remplacement dynamique (C2) : Une couche de matériaux grossiers est étalée sur la zone puis compactée jusqu'à la profondeur souhaitée. Le cratère formé est rempli de ces matériaux. Cette méthode est équivalente à la A1 lorsque le sol est trop fin.
- Les colonnes en sable compacté (C3) : Cette méthode consiste à créer des colonnes en sable compacté par vibration ou par compaction dynamique.
- Les colonnes confinées par géo-textiles (C4) : Des colonnes en sable sont formées et confinées par une chaussette en géotextile (Figure 2.3a).
- Les inclusions rigides (C5) : Il s'agit de colonnes rigides ou semi-rigides. Elles peuvent être composées d'un coulis à base de ciment, d'un mélange avec le sol ou encore avec des pierres et graviers. Cette méthode s'apparente à des pieux de fondations.



- Les colonnes renforcées géo-synthétiques (C6) : Une plateforme de transfert des charges est formée à partir de grilles géo-synthétiques et d'agrégats. Cette plateforme transmet les charges vers des pieux semblables à ceux de la méthode C5 (Figure 2.3b).
- Le traitement par micro-organismes (C7) : Dans cette méthode, des micro-organismes ont été utilisés afin qu'ils produisent une substance qui permet de lier le sol et donc d'augmenter ses propriétés mécaniques.
- Autre (C8) : Par exemple, des méthodes à base de bambou ou de bois figurent dans cette section.



(a) Colonnes confinées par géo-textiles



(b) Colonnes renforcées géo-synthétiques

FIGURE 2.3 – Exemples de méthodes d'amélioration du sol avec des additifs ou des inclusions [CHU et al. 2009]

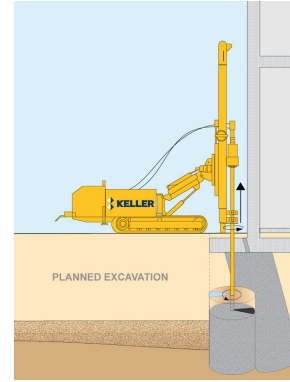
La quatrième catégorie reprend les techniques dites d'amélioration du sol avec du coulis. Elle se concentre uniquement sur l'ajout d'additifs de type coulis contrairement à la catégorie précédente.

Dans cette catégorie, les méthodes sont :

- Le coulis particulaire (D1) : Il s'agit d'un coulis à base de ciment, bentonite et de plastifiant. Auparavant, cette méthode permettait de remplir des cavités ou des fissures afin de solidifier le sol mais son usage s'élargit de plus en plus.
- Le coulis chimique (D2) : Ce coulis est une solution chimique qui ne contient aucune particule en suspension. Cela permet d'être bien adapté aux sols fins car le coulis peut aisément s'écouler entre les grains.
- Le soil mixing (D3) : Cette méthode est décrite plus loin en détails (Figure 2.4a).
- Le jet grouting (D4) : Un forage étroit est créé afin d'injecter un fluide sous haute pression qui va éroder le sol et créer l'espace pour qu'un coulis soit coulé. Il est ainsi possible d'obtenir des colonnes ou panneaux rigides (Figure 2.4b).
- Le coulis de compaction (D5) : Dans ce cas, du coulis assez visqueux est injecté à haute pression à certains endroits uniquement afin de créer des masses compactes de matière.
- Le coulis de compensation (D6) : Le coulis est injecté localement à proximité de structures existantes afin de les stabiliser et éviter des tassements.



(a) Soil mixing [VIBRO MENARD 2023]



(b) Jet grouting [KELLER NORWAY 2018]

FIGURE 2.4 – Exemples de méthodes d’amélioration du sol avec du coulis

La dernière catégorie de techniques est le renforcement du sol. Elle vise plus particulièrement le renforcement des pentes. Elle reprend :

- Le géo-synthétique ou sol stabilisé mécaniquement (E1) : Des éléments en acier et en béton sont associés afin de renforcer les pentes en ”armant” celles-ci. Les éléments en acier sont ancrés dans le sol et tendus (Figure 2.5a).
- Les ancrages et clous de sol (E2) : Il s’agit de barres métalliques, permanentes ou temporaires, qui sont tendues afin de retenir les mouvements et les décrochements du sol dans des pentes. Les ancrages peuvent être précontraints dans certains cas (Figure 2.5b).
- La végétalisation (E3) : Des végétaux sont plantés pour stabiliser les pentes grâce à leurs racines. Ils permettent aussi le drainage naturel de l’eau du sol ainsi que la protection contre l’érosion.



(a) Sol stabilisé mécaniquement [CHU et al. 2009]



(b) Ancrages [ANTEQ ANCRAGES 2023]

FIGURE 2.5 – Exemples de méthodes de renforcement du sol

Une grande variété de méthodes d’amélioration des sols a été présentée ci-dessus. Elles ne s’appliquent pas toutes pour les mêmes types de sol. De manière générale, les sols sableux ont tendance à être traités avec des méthodes de densification tandis que les sols plutôt argileux sont améliorés par l’ajout d’un liant.

L’attention va maintenant être portée plus précisément sur une seule de ces méthodes : le soil mixing.

## 2.2 Soil mixing

Le soil mixing est un ensemble de techniques d'amélioration des sols où le sol en place est mélangé avec un liant hydraulique [MENARD FRANCE 2023]. Le liant est souvent de la chaux et/ou du ciment mais il est aussi possible de rencontrer des cendres volantes ou des scories des hauts-fourneaux [MAKUSA 2012]. Il a d'abord été utilisé uniquement afin d'améliorer la qualité des sols mais depuis le début du XXI<sup>e</sup> siècle, il est aussi utilisé pour la réalisation d'éléments structuraux [DENIES et HUYBRECHTS 2018]. Cette technique est en plein essor depuis quelques années grâce à son aspect économique et son impact réduit sur l'environnement.

Il fait partie de la catégorie des techniques d'amélioration du sol avec un coulis selon la classification de Mitchell en 1981 comme expliqué à la section 2.1.

Derrière la notion de soil mixing se cache une série de méthodes différentes. Il est possible de distinguer d'une part les méthodes dites humides (*wet*), où le liant est incorporé sous la forme d'un coulis (mélangé avec de l'eau d'apport) et d'autre part les méthodes dites sèches (*dry*), où dans ce cas, c'est sous la forme de poudre que le liant est ajouté au sol. Dans ce deuxième cas, le liant réagit avec le sol et l'eau déjà présente naturellement dans celui-ci.

En Belgique et aux Pays-Bas, c'est la méthode par voie humide qui est la plus utilisée [DENIES et HUYBRECHTS 2018].

Une autre distinction possible est quant à elle liée à la profondeur d'influence. Il est possible de classer les techniques comme étant superficielles (*Shallow soil mixing*) ou profondes (*Deep soil mixing*).

Le soil mixing superficiel permet la construction de routes et pistes d'aéroports notamment. Cela nécessite des engins de compactage car le mélange est assez sec puisque sa teneur en eau est proche de l'optimum Proctor. La profondeur habituelle influencée est de 2 à 3 m [GUIMOND-BARRETT 2023] même si il est possible de travailler sur des profondeurs plus importantes en fonction de l'équipement.

Le soil mixing profond permet l'amélioration du sol sur une grande profondeur. Contrairement au précédent, le mélange est auto-plaçant et ne nécessite pas de compactage une fois mis en place. Il est plus liquide car la teneur en eau est généralement proche de la limite de liquidité [SZYMKIEWICZ 2011].

Une méthode de classification des techniques de soil mixing a été proposée par Topolnicki (Figure 2.6). Cette méthode s'appuie sur 3 critères.

Le premier tient compte de la forme sous laquelle le liant est incorporé au sol. Il divise donc en *wet* ou *dry*.

Le deuxième critère est la technique de malaxage du mélange. Il peut, soit y avoir un malaxage mécanique, soit à l'aide d'un jet à haute pression ou la combinaison des deux.

Le dernier critère indique où a lieu le mélange, si il a lieu uniquement en bas de l'outil ou sur toute la longueur de l'outil qui permet le malaxage des différents constituants.

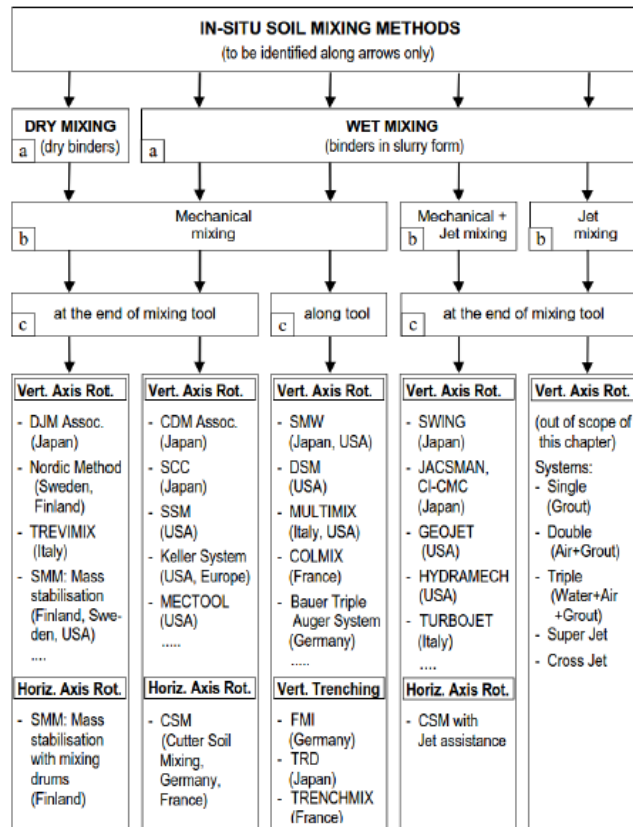


FIGURE 2.6 – Classification selon Topolnicki [TOPOLNICKI 2016]

Le soil mixing est une méthode qui présente de nombreux avantages mais qui n'est pas la solution à tous les problèmes non plus.

Une série d'avantages et de désavantages ou limitations a été listée ci-dessous dans le tableau Table 2.2.

Avantages	Inconvénients
Économique (à grande échelle)	Profondeur limitée
Applicable à une grande variété de sols	Non applicable pour un sol très dense ou rocheux
Liberté d'arrangement	Uniquement éléments verticaux
Possibilité de prévoir les caractéristiques	Dégradation suite aux cycles gel-dégel
Aucune vibration	Équipement assez lourd
Nuisance sonore faible	Qualité non uniforme sur la profondeur
Peu de surplus ( <i>spoil</i> ) avec la méthode sèche	Gestion des rejets avec la méthode humide
Valorisation du sol en place	
Rabattement de la nappe non nécessaire	
Peu de stress créé dans le voisinage	
Impact environnemental réduit	
Projets onshore et offshore	

TABLE 2.2 – Avantages et inconvénients [DENIES 2013]

## 2.2.1 Historique

Le soil mixing est une catégorie de méthodes d'amélioration du sol assez peu ancienne car elle n'est développée que depuis les années 60. Un bref historique de cette méthode est décrit ci-dessous afin de montrer l'évolution rapide de celle-ci.

- En 1967 en Suède, des recherches débutent sur une méthode d'amélioration des sols appelée *Swedish Lime Column Method*. En parallèle au Japon, le *Port and Harbor Research Institute* (PHRI) commence les premiers essais en laboratoire afin d'améliorer un sol marin la même année. Les recherches sont poursuivies dans les années 70 par Okumura et Terashi [BRUCE 2000].
- Dans les années 70, c'est le début de la commercialisation des méthodes de soil mixing autant au Japon, que dans les pays scandinaves mais aussi aux États-Unis.
- En 1975, la 5<sup>ième</sup> Conférence Régionale Asiatique, qui traite de la géotechnique, a lieu à Bangalore en Inde. Une équipe suédoise, composée de Broms et Boman, présente sa version du soil mixing, en même temps, une équipe japonaise avec Okumura et Terashi présente la leur. Il n'y avait alors jusque là aucune interaction entre les deux pays sur le sujet du soil mixing qui était développé indépendamment par chacun [TERASHI 1997].
- En 1977, le premier ouvrage de référence sur le sujet est publié par Broms et Boman en Suède [BRUCE 2000].
- En 1981, l'américain J.K. Mitchell publie une première méthode de classification des différentes techniques d'amélioration des sols dont le soil mixing fait partie [CHU et al. 2009].
- En 1987, la société française *Bachy* développe la première méthode de soil mixing européenne (en excluant les pays scandinaves) nommée *Colmix*. D'autres pays européens vont suivre comme l'Italie fin des années 80 mais aussi, la Pologne en 1995, le Royaume-Uni en 2001 ainsi que les Pays-Bas, la Belgique et l'Allemagne [TOPOLNICKI 2016].

Depuis, les différentes méthodes de soil mixing ne cessent de se développer ainsi que les liants. Le champ d'application de ces méthodes ne fait que s'élargir au fur et à mesure du temps [BRUCE 2000].

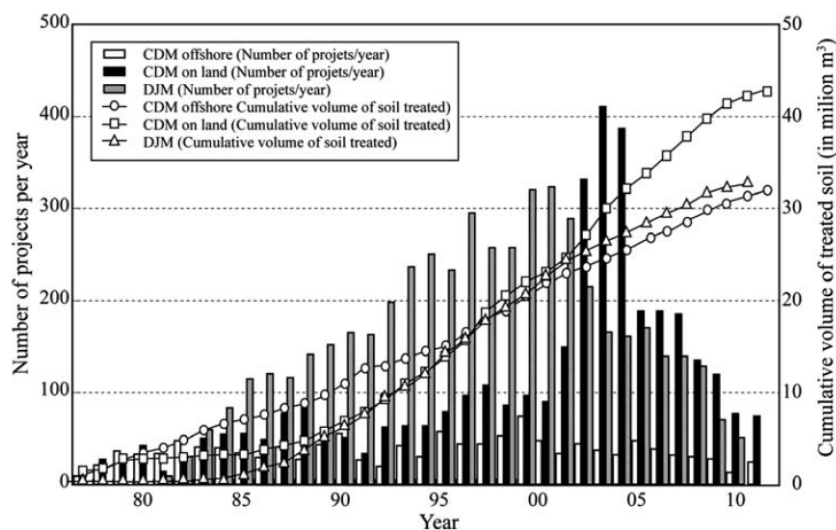


FIGURE 2.7 – Statistiques des projets de deep mixing au Japon [KITAZUME et TERASHI 2014]

## 2.2.2 Composition

Le produit de soil mixing est composé de sol comme base mais aussi d'une certaine quantité de liant qui est très souvent du ciment. De l'eau est aussi présente, soit naturellement, soit ajoutée artificiellement en fonction de la teneur en eau du sol et de la teneur en eau souhaitée pour le mélange. Dans certains cas, le liant et la chaux peuvent aussi être combinés.

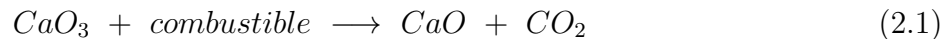
Dans cette section, le comportement du ciment et de la chaux va être expliqué afin d'appréhender les différents phénomènes chimiques qui se déroulent dans le mélange. Ces informations sont essentielles pour comprendre le phénomène du soil mixing et pouvoir proposer une interprétation pertinente des résultats des différents essais qui sont réalisés dans le cadre de ce travail.

### 2.2.2.1 Chaux

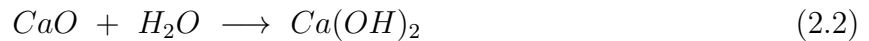
La chaux est utilisée entre autre pour améliorer les propriétés d'un sol, seule ou combinée avec un liant dans le cas du soil mixing.

La chaux va réagir avec le sol et l'eau qu'il contient lorsqu'elle est introduite dans celui-ci.

La chaux est produite par décarbonatation du calcaire ( $CaO_3$ ) dans un four à chaux. Le produit obtenu est appelé de la chaux vive ( $CaO$ ), qui est très dangereuse, et du dioxyde de carbone.



La chaux vive devient de la chaux hydratée lorsqu'elle entre en contact avec de l'eau (extinction). Elle est aussi appelée chaux éteinte et n'est plus dangereuse pour l'homme. Cette réaction dégage de la chaleur (réaction exothermique) et est accompagnée d'un foisonnement non négligeable [COURARD 2020c].



La chaux hydratée va ensuite se dissoudre dans l'eau et réagir avec les silices ( $SiO_2$ ) et les alumines ( $Al_2O_3$ ) naturellement présentes dans le sol ou ceux du liant. Ces deux métaux sont d'ailleurs les plus présents dans la croûte terrestre [MAYER 2017].

Il faut aussi que l'eau intervienne dans la réaction entre la chaux éteinte et les silices et/ou les alumines. Il s'agit de réactions dites pouzzolaniques. Elles permettent la production de silicate de calcium. Cette réaction est plutôt lente et permet la fixation de la chaux en formant une structure rigide [COURARD 2020b].

Il y a une augmentation du pH du sol suite aux échanges ioniques dans le sol entre la chaux hydratée et les grains de sol. Cette hausse permet une dissolution facilitée des silices et alumines [SZYMKIEWICZ 2011].

La chaux vive peut aussi réagir avec le  $CO_2$  présent dans l'air ambiant. Il s'agit de la réaction de carbonatation.

### 2.2.2.2 Ciment

Il existe plusieurs types de liants qui sont utilisés pour le soil mixing mais le plus fréquent reste le ciment. Malgré tout, les différents liants utilisés ont des réactions qui sont semblables à celles décrites pour le ciment. C'est pourquoi, ce sont les réactions avec le ciment qui sont décrites ci-dessous.



Le ciment est produit à base de clinker qui résulte de la cuisson du calcaire dans un haut fourneau. C'est un liant hydraulique, cela signifie qu'il réagit en présence d'eau afin de créer un produit rigide et insoluble dans l'eau.

Avant de s'intéresser aux réactions chimiques qui se produisent, il est nécessaire de rappeler les abréviations qui sont généralement utilisées. Elles sont présentées dans la Table 2.3.

Abréviation	Formule complète	Appellation courante
H	$H_2O$	Eau
C	$CaO$	Chaux vive
A	$Al_2O_3$	Alumine
S	$SiO_2$	Silice
F	$Fe_2O_3$	Oxyde ferrique
$\bar{S}$	$CaSO_4$	Trioxyde de soufre

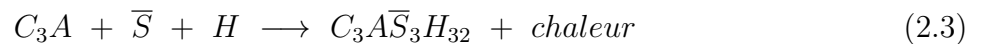
TABLE 2.3 – Abréviation d'usage [COURARD 2020b]

Le clinker est composé de C, S, A et F. Les 4 constituants hydrauliques du ciment sont donc :

- $C_3S$
- $C_2S$
- $C_3A$
- $C_4AF$

Lorsque le ciment réagit avec l'eau, il s'agit d'une réaction d'hydratation. C'est une réaction exothermique qui produit donc de la chaleur.

Les réactions principales qui se produisent sont les suivantes :



La réaction 2.3 décrit la formation d'ettringite ou sulfoaluminate de calcium. Tandis que la réaction 2.4 est la réaction de prise où de la tobermorite (silicate de calcium) est produite. De la chaux hydratée ( $CH$ ) est aussi produite [COURARD 2020b].

Comme expliqué plus haut, la chaux va aussi réagir avec l'eau, les silices et les alumines. De ce fait, encore plus de silicate de calcium ( $CSH$ ) sont produits, ce qui permet d'augmenter le phénomène de prise [SZYMKIEWICZ 2011].



Les autres liants fréquemment rencontrés sont les cendres volantes et les laitiers de haut fourneau, notamment pour remplacer le ciment.

Ils sont tous les deux des sous-produits de l'industrie métallurgique. Ils contiennent principalement des S et des A. Et donc, ils permettent aussi des réactions pouzzolaniques lorsqu'ils sont en contact avec de la chaux hydratée et de l'eau, ce qui permet la création des CSH [COURARD

2020b].

Cependant, le laitier a besoin d'être mis en contact avec des alcalins pour être activé et donc pouvoir créer des réactions pouzzolaniques [SZYMKIEWICZ 2011]. Ces réactions sont plus lentes car le laitier est assez basique rendant les électrons sont moins mobiles. Même si la réaction est ralentie, un gain de résistance arrive à long terme [COURARD 2020b].

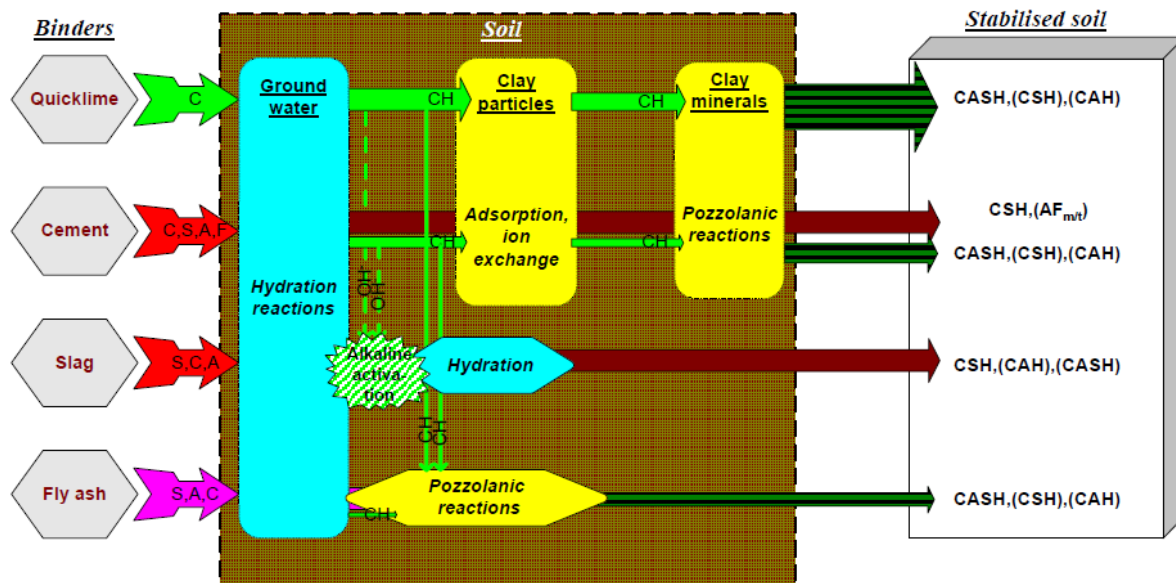


FIGURE 2.8 – Résumé des réactions chimiques entre le liant et le sol [ÅHNBERG et JOHANSSON 2005]

Un résumé de l'ensemble des réactions décrites précédemment se retrouve sur la Figure 2.8.

### 2.2.3 Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du sol traité avec la méthode du soil mixing sont un sujet de vaste recherche. Il y a énormément d'études qui s'y intéressent. Le calcul préliminaire est un enjeu capital dans le domaine.

Il n'est pas possible de prédire exactement la valeur de la résistance en compression d'un produit de soil mixing. Il existe des relations empiriques permettant de donner une valeur raisonnablement proche de la réalité [TERASHI 1997].

La résistance en compression dépend d'énormément de paramètres. Ces facteurs ont été synthétisés par Terashi [TERASHI 1997] et sont présentés ci-dessous :

- Caractéristiques du liant
  - Type de liant
  - Qualité
  - Mélange avec l'eau et les additifs
- Caractéristiques du sol en place
  - Propriétés physiques, chimiques et minéralogiques
  - Contenu organique



- pH de l'eau de pores
- Eau
- Condition de mélange
  - Degré de mélange
  - Durée de mélange/ deuxième mélange
  - Qualité du liant
- Conditions de cure
  - Température
  - Durée de la cure
  - Humidité
  - Séchage-déshydratation et gel-dégel

De nombreuses études ont déjà été menées afin de quantifier l'effet de ces différents facteurs.

La résistance en compression d'un produit de soil mixing est calculée suivant une certaine procédure. Celle-ci propose 2 manières différentes de calculer la résistance caractéristique en compression  $f_{sm,k}$  en fonction du nombre d'échantillons disponibles pour le matériau.

Si il y a plus de 20 échantillons à disposition, alors la résistance caractéristique est calculée sur base d'une analyse statistique des résistances de ces échantillons en prenant la valeur à 5% fractile de la courbe de distribution des UCS à 28 jours.

Si moins de 20 échantillons sont disponibles, alors la résistance est calculée sur base de la formule suivante :

$$f_{sm,k} = \min(f_{min}; \alpha f_m; 12 \text{ MPa}) \quad (2.8)$$

où  $f_{min}$  est la plus petite valeur de résistance des échantillons disponibles,  $\alpha = 0,7$  qui est une conséquence de l'effet d'échelle et  $f_m$  est la valeur de la moyenne arithmétique des résistances de tous les échantillons disponibles [DENIES et HUYBRECHTS 2018].

Sur base de cette valeur caractéristique, la valeur de calcul de la résistance en compression  $f_{sm,d}$  peut être définie comme :

$$f_{sm,d} = \alpha_{sm} \frac{f_{sm,k}}{\gamma_{sm} k_f} \beta \quad (2.9)$$

où  $\alpha_{sm}$  est un facteur qui permet de tenir compte des effets à long terme,  $\gamma_{sm}$  est le coefficient de sécurité qui s'applique sur le matériau,  $k_f$  est un facteur qui permet de prendre en compte les conditions dans lesquelles les échantillons qui permettent de définir  $f_{sm,k}$  ont été conservées et  $\beta$  est un facteur de correction lié à la durée de cure [DENIES et HUYBRECHTS 2018].

Cette méthode est basée sur la méthodologie du béton décrite dans l'EuroCode 2 [NBN EN 1992-1-1 2005].

La valeur de  $f_{sm,k}$  permet aussi de déterminer la valeur de la résistance en traction ou encore en cisaillement.

La valeur de la résistance caractéristique en traction est obtenue grâce à la formule suivante :

$$f_{sm,tk} = 0,7 \times f_{sm,tm} = 0,7 \times (0,3 \times f_{sm,k}^{2/3}) = 0,21 \times f_{sm,k}^{2/3} \quad (2.10)$$

Tandis que la formule permettant de calculer la résistance de calculs est de la forme :

$$f_{sm,td} = \alpha_{sm} \frac{f_{sm,tk}}{\gamma_{sm} k_f} \beta \quad (2.11)$$

En ce qui concerne la résistance au cisaillement, elle est supposée égale à la résistance en traction [DENIES et HUYBRECHTS 2018].

$$\tau_{Rd,sm} = f_{sm,td} \quad (2.12)$$

Le module de Young élastique du sol stabilisé à 50% de l'UCS peut être estimé raisonnablement comme :

$$E_{50} = 380 \times UCS \quad (2.13)$$

Le module  $E_{50}$  varie entre 100 et 1000 fois l'UCS. Cette relation est purement empirique [TOPOLNICKI 2016]. Dans les normes belges de dimensionnement, il y a une formule plus précise qui est donnée. Cette formule est la suivante :

$$E_{sm} = 1482 f_{sm,m}^{0,8} \quad (2.14)$$

Ce module est valable à court terme. À long terme,  $E_{sm}$  est diminué par un facteur  $1 + \Psi$  qui tient compte du fluage [DENIES et HUYBRECHTS 2018].

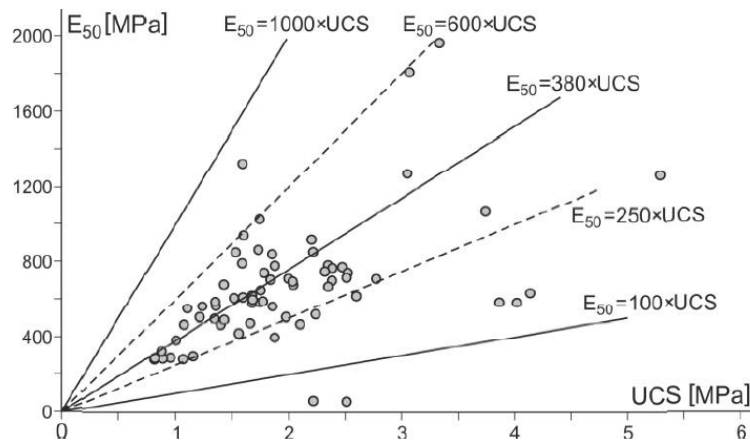


FIGURE 2.9 – Relation entre  $E_{50}$  et UCS [TOPOLNICKI 2016]

## 2.2.4 Exécution et applications

Comme déjà expliqué à de multiples reprises précédemment, le concept même du soil mixing est de mélanger le sol en place avec un liant afin d'améliorer ses propriétés. L'action de malaxage, les produits obtenus ainsi que la manière dont ils sont arrangés sont aussi multiples que variés. Dans cette section, nous allons décrire les différentes mises en oeuvre et applications possibles pour le soil mixing.

Dans un premier temps, il est intéressant d'aborder la notion de méthode de malaxage. Il en existe deux types principaux. Le malaxage peut être soit global, soit localisé.

Le malaxage est dit global si le mélange se fait sur toute la hauteur de la tige. Cela permet d'avoir un sol qui est plus homogène sur toute la hauteur car les différentes couches de sol sont mixées simultanément durant le processus.

Le malaxage est localisé quand l'action de malaxage est uniquement localisée à l'extrémité de la tige de l'outil malaxeur. Dans ce cas, le volume total n'est jamais mélangé simultanément dans son intégralité et donc le mélange est moins homogène [SZYMKIEWICZ 2011].

Il est possible maintenant de s'intéresser aux différents éléments produits en fonction de leur forme. Il existe :

- Colonnes
- Panneaux
- Murs continus

Ils vont être respectivement décrits dans les sections 2.2.4.1 et 2.2.4.2 de manière plus spécifique. Ces éléments peuvent être permanents ou temporaires si leur durée de vie est inférieure à 2 ans. Ils peuvent aussi être renforcés avec des profilés en acier.

Un certain volume de sol peut être traité dans son entièreté. Ce point est développé dans la section 2.2.4.3

La section 2.2.4.4 traitera de l'application qui peut être faite des éléments obtenus par la méthode du soil mixing.

### 2.2.4.1 Colonnes

Le premier type d'éléments qui peut être créé avec le soil mixing est la colonne. Elle a habituellement un diamètre compris entre 0,4 et 0,6 m mais peut être plus grande dans certains cas. Le diamètre dépend de la taille des tarières utilisées. La profondeur habituelle de ce type de structure est de 20 m [DENIES et HUYBRECHTS 2018].

Parmi les techniques qui permettent de créer des colonnes, il est intéressant de commencer par parler des colonnes à tarière. Il s'agit de la méthode la plus ancienne, elle a été initialement développée parallèlement par les Japonnais et les Scandinaves. Cette méthode est dite localisée car seul le bout de la tige est équipé de lames et de pâles afin de mélanger le sol et le liant. Il est possible d'avoir une ou plusieurs tarières sur un même engin afin de créer plusieurs colonnes simultanément.

La tarière a un axe de rotation vertical. Elle va descendre jusqu'à la profondeur souhaitée en tournant dans un sens puis remonter en tournant dans l'autre sens. Elle effectue aussi des va-et-vient afin d'homogénéiser autant que possible le mélange. Le liant est injecté au fur et à

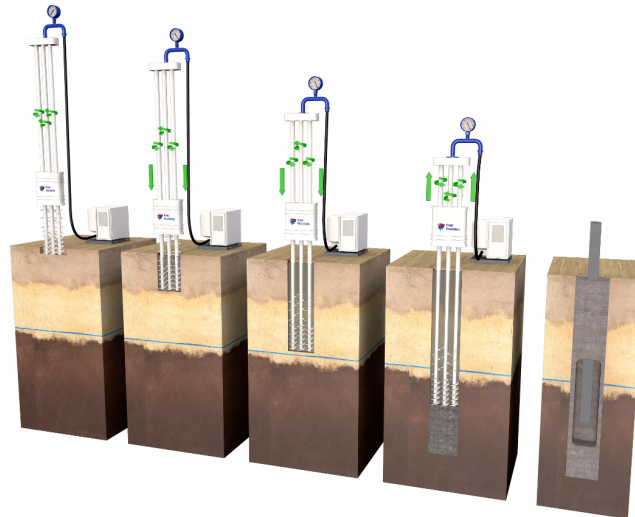


FIGURE 2.10 – Processus de mise en place de colonnes [FRANKI FOUNDATIONS 2023]

mesure par un orifice localisé dans la partie basse de l’outil de mélange.



FIGURE 2.11 – Colonne à tarière [MENARD FRANCE 2023]

Il est aussi possible de former des colonnes avec un outil de malaxage équipé de pâles et de lames sur toute sa hauteur. Il s’agit donc d’un malaxage global dans ce cas comme expliqué plus haut.

Il existe bien entendu une grande variété d’autres engins permettant de créer des colonnes par la méthode du soil mixing. Chaque fabricant développe ses propres engins, ce qui explique la diversité.

Dans tous les cas, il est conseillé de placer un muret guide afin de permettre une bonne géométrie de la structure finale, surtout dans le cas de structure linéaire. Ce repère permet de ne pas dévier de la trajectoire de l’ouvrage.

Différents motifs à base de colonnes peuvent être créés, tels que :

- Des colonnes isolées

- Des éléments linéaires
- Des grilles ou caissons
- Des blocs

Les différents patterns possibles sont représentés sur la Figure 2.12 [BRUCE 2000].

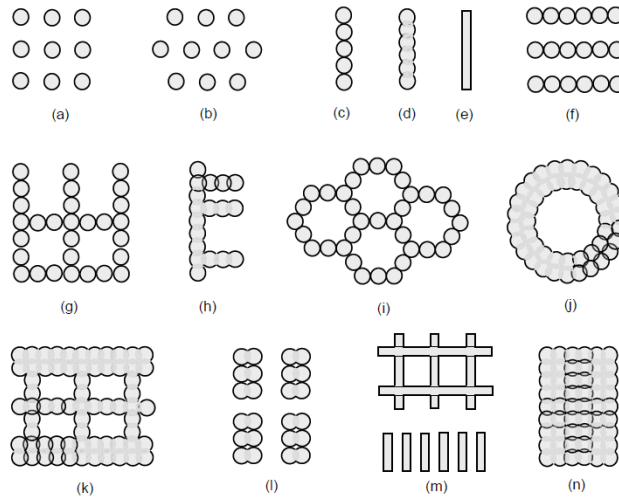


FIGURE 2.12 – Différents patterns possibles de colonnes [TOPOLNICKI 2016]

Pour assurer l'étanchéité ou la continuité entre les éléments, il faut avoir un recouvrement entre les colonnes. Le chevauchement des colonnes doit être suffisant, c'est-à-dire un minimum de 60 mm ou d' $1/8$  du diamètre de la colonne dans certains cas [DENIES et HUYBRECHTS 2018]. Dans ce but, les colonnes sont construites en plusieurs phases. D'abord une série de colonnes dites primaires sont mises en place, ensuite les colonnes secondaires sont réalisées entre les primaires sans qu'elles ne soient en contact. Finalement les colonnes de la troisième phase, qui recourent les colonnes secondaires et primaires, sont forées (Figure 2.13).

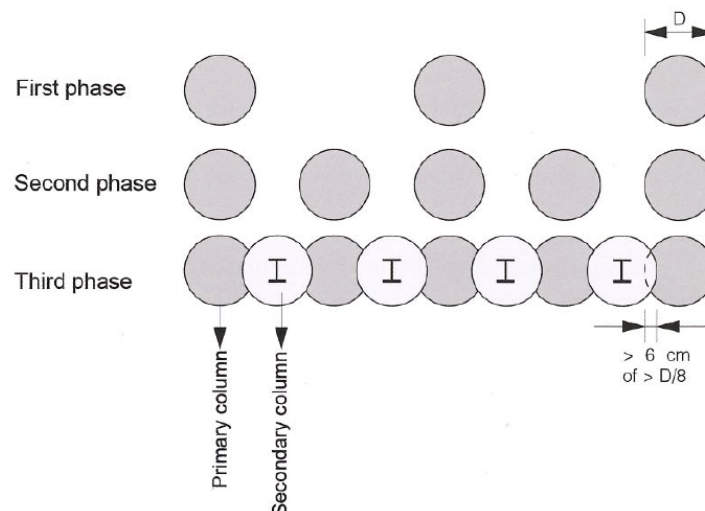


FIGURE 2.13 – Séquence de mise en place de colonnes [DENIES et HUYBRECHTS 2018]

Il est aussi possible de réaliser des éléments linaires de la même manière avec des machines qui possèdent plusieurs axes de forage simultanés (Figure 2.14).

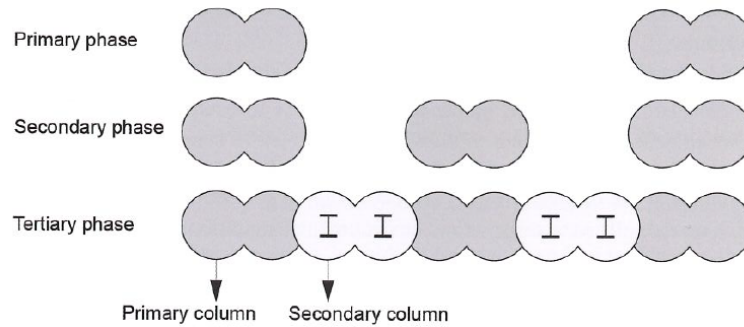
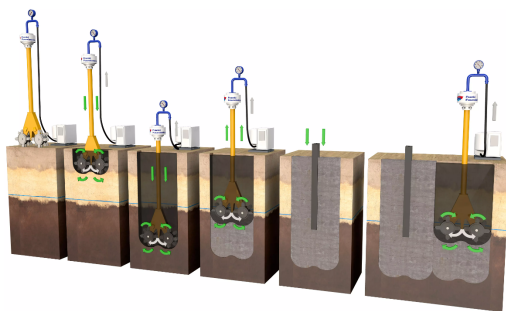


FIGURE 2.14 – Séquence de mise en place de colonnes avec plusieurs tarières [DENIES et HUYBRECHTS 2018]

#### 2.2.4.2 Panneaux et murs

Le deuxième type d'élément est le panneau. En général, les panneaux ont une épaisseur comprise entre 0,3 et 0,55 m, une longueur comprise entre 2,2 et 2,8 m et peuvent atteindre 20 m de profondeur [DENIES et HUYBRECHTS 2018]. Encore une fois, les dimensions varient d'une machine à l'autre et donc ces dimensions ne sont données qu'à titre indicatif.



(a) [FRANKI FOUNDATIONS 2023]



(b) [BODEMBOUW 2023]

FIGURE 2.15 – Cutter Soil Mixing

La première possibilité pour créer des panneaux avec la méthode du soil mixing est d'utiliser un engin de type *Cutter Soil Mixing* (CSM) (Figure 2.15). Il s'agit d'une technique où 2 roues équipées de dents et de pâles mélangeuses sont attachées au bout d'une barre Kelly. Les roues tournent selon un axe de rotation horizontal et permettent de créer des panneaux rectangulaires. Dans ce cas, il s'agit uniquement d'une méthode dite humide contrairement aux autres méthodes de mise en place qui sont applicables à la voie humide et à la voie sèche [DENIES et HUYBRECHTS 2018].

Si il y a une volonté d'avoir une continuité entre les panneaux, ceux-ci doivent se recouper comme pour les colonnes. L'installation se fait aussi en deux phases avec des panneaux primaires et secondaires (Figure 2.16).

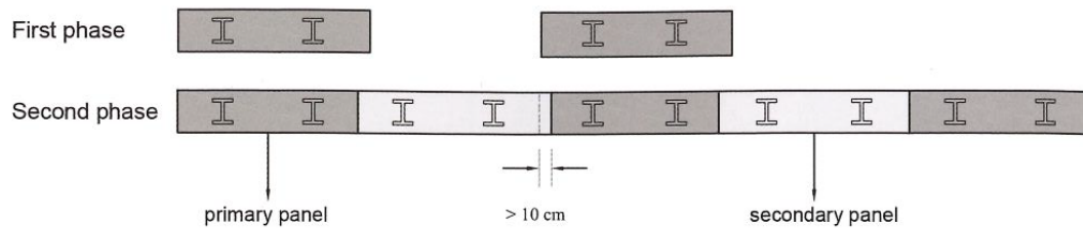


FIGURE 2.16 – Séquence de mise en place des panneaux [DENIES et HUYBRECHTS 2018]

Il est aussi possible de créer un "panneau continu" ou tranchée grâce à une machine *Trenchmix*. Le principe de cette technique est qu'une lame, semblable à une tronçonneuse, est plantée dans le sol afin de mélanger et couper le sol. La lame est portée par un engin de chantier qui avance au fur et à mesure afin de créer une tranchée continue.

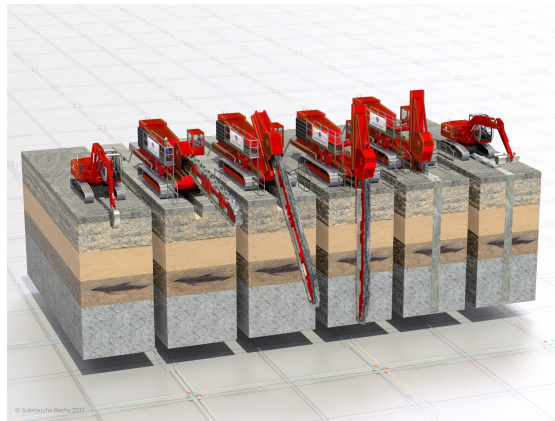


FIGURE 2.17 – Trenchmix [SOLETANCHE 2023]

### 2.2.4.3 Stabilisation de masse

La stabilisation de masse consiste à renforcer tout un volume de sol ayant des propriétés très faibles en le mélangeant avec un liant uniquement par voie sèche. C'est l'usage premier du soil mixing.

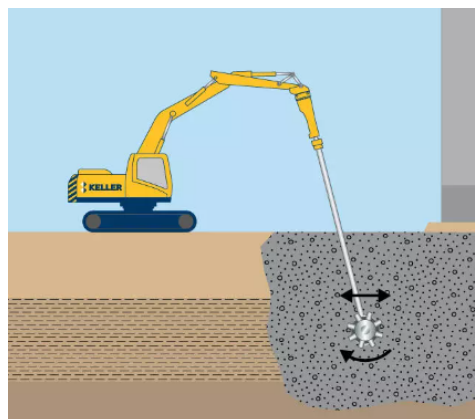


FIGURE 2.18 – Stabilisation de masse [KELLER FRANCE 2018]



#### 2.2.4.4 Applications

Il existe au moins 6 applications principales aux produits issus du soil mixing. Il s'agit de :

1. Les murs cut-off
2. Les murs de soutènement
3. Le traitement du sol
4. Les caissons anti-liquéfaction
5. L'assainissement de l'environnement
6. Le renforcement in-situ

Chacune de ces applications est décrite ci-dessous.

**Les murs cut-off** sont des éléments linéaires qui permettent d'assurer une étanchéité en se fichant dans une couche imperméable et aussi un certain renforcement du sol. Ils peuvent être constitués de colonnes ou de panneaux. Ce type d'application se retrouve pour le renforcement de digues notamment [BRUCE 2000].

**Les murs de soutènement** permettent de créer des parois résistantes entre lesquelles il est possible d'excaver le sol. Ils sont aussi imperméables et permettent donc de travailler sous le niveau de la nappe aquifère. Ils sont souvent renforcés avec des éléments en acier comme des poutres fichées verticalement dans le mélange avant que celui-ci ne fasse prise. Mais ils peuvent aussi être combinés avec des ancrages ou des buttons. Tout cela leur confère une plus grande résistance aux efforts induits par le sol. C'est d'ailleurs l'application la plus fréquente du soil mixing en Belgique [DENIES 2013]. Le soil mixing est une méthode sans vibration et avec de faibles nuisances sonores, ce qui est un avantage considérable pour la construction dans des zones densément peuplées (Figure 2.19).



FIGURE 2.19 – Mur de soutènement [ARCHIEXPO 2023]

**Le traitement du sol** est en réalité l'utilité initiale de la méthode du soil mixing. Cela permet de rendre un terrain de mauvaise qualité plus résistant et donc de permettre la construction. Il ne s'agit pas uniquement de terrain "onshore" mais aussi offshore.

**Les caissons anti-liquéfaction** ont une grande utilité dans les zones sismiques pour éviter la liquéfaction du sol sur lequel repose les bâtiments. Cela consiste, en général, en une grille



d'éléments renforcés par le soil mixing qui permet un maintien du sol. L'ensemble travaille donc comme un élément unique plus résistant que le sol initial. Il est possible de s'en servir pour réduire la pression dans les pores de façon isolée en drainant l'intérieur du caisson [BRUCE 2000].

**L'assainissement de l'environnement** vise à solidifier un sol contaminé afin de pouvoir procéder à l'assainissement de celui-ci sans que le contaminant ne se disperse dans l'environnement. La réduction de la lixiviation du sol est recherchée afin que les contaminants restent au même endroit pour les traiter efficacement [BRUCE 2000].

**Le renforcement in-situ** a plusieurs rôles, notamment la réduction du tassement et la stabilisation des pentes. Il peut aussi servir de fondations sous la forme de pieux pour des bâtiments légers (Figure 2.20).



FIGURE 2.20 – Renforcement in-situ [TOPOLNICKI 2016]

## 2.3 Conclusion

Dans ce chapitre, un état de l'art a d'abord été dressé sur l'ensemble des méthodes d'amélioration des sols dont le soil mixing fait partie.

Cette première partie a permis de décrire de manière très brève le cadre global et les différentes méthodes d'amélioration des sols.

La grande diversité des catégories de méthodes qui existent démontre bien l'importance de pouvoir rendre un terrain de mauvaise qualité suffisamment résistant pour y permettre la construction. C'est donc un secteur qui ne cesse d'évoluer et de se développer.

La deuxième et principale partie de ce chapitre avait pour but d'introduire plus précisément le sujet de ce travail qui est la méthode du soil mixing.

Une définition générale a d'abord été proposée et ensuite les différentes divisions qui peuvent être faites au sein même du soil mixing ont été décrites. Un rapide historique des découvertes et principales avancées sur le sujet ont permis de mettre en évidence la jeunesse et l'évolution rapide du soil mixing. C'est en effet une méthode qui est en cours de développement. Elle présente de nombreux avantages, ce qui explique l'intérêt qu'elle suscite pour le secteur de la recherche ainsi que pour les constructeurs.

Par la suite, ce sont les différents composants et les réactions chimiques qui se déroulent qui ont été détaillés. Leur compréhension est essentielle pour permettre l'amélioration des propriétés mécaniques du matériau. Ces propriétés sont encore difficiles à prédire de manière précise.

Ce chapitre s'est terminé par un aperçu de la diversité des applications qui peuvent être faites avec la méthode du soil mixing.

Maintenant que le sujet est pleinement introduit, il est intéressant de se focaliser davantage sur la question scientifique qui motive ce travail.

# Chapitre 3

## Objectifs et question scientifique

Comme expliqué dans le chapitre précédent qui dresse un état de l'art, la méthode du soil mixing est développée depuis des années un peu partout dans le monde. Les nombreux avantages que présente cette méthode ont aussi été mis en évidence ainsi que les diverses applications possibles.

Cependant, en Belgique, cette méthode est quasi uniquement appliquée en Flandre. Les normes de dimensionnement existantes sont donc basées principalement sur des sols sableux, comme ceux présents dans le nord du pays.

En Wallonie, par contre, les sols argileux sont bien plus fréquents. Il y a donc un enjeu à adapter cette technique ainsi que les normes belges de dimensionnement des ouvrages de soutènement réalisés avec cette méthode pour des sols à tendance plus argileuse.

Concrètement, dans ce travail, différentes compositions de mélanges de produit de soil mixing avec un sol provenant de la région wallonne vont être testées afin de connaître les résistances et rigidités qui pourraient être attendues si la méthode du soil mixing était appliquée à ce type de sol à tendance plus argileuse.

Ces essais sont réalisés dans un but précis qui est de servir de base pour la création d'une feuille de calculs qui permet le dimensionnement d'une paroi de soutènement réalisée avec cette méthode du soil mixing. L'ensemble des essais et recherches effectués plus loin iront dans ce sens afin d'étudier et d'adapter les relations théoriques décrites dans les normes belges de dimensionnement de ce type d'ouvrage.

Si une question scientifique devait résumer la recherche menée par ce travail, elle pourrait être la suivante :

**Comment adapter les normes belges de dimensionnement d'une paroi de soutènement réalisée avec la méthode du soil mixing dans un sol à tendance argileuse ?**

Cette question sera donc le coeur de l'ensemble de ce travail. Il était en effet important de définir explicitement le but poursuivi afin de faire apparaître clairement le fil rouge qui lie l'ensemble des éléments qui vont suivre.

Avant de passer à l'ensemble des essais réalisés et à l'élaboration de la méthode de dimensionnement pour un cas concret, il est essentiel d'identifier au préalable le type de sol qui est utilisé dans ce travail et d'expliquer le choix de celui-ci.

# Chapitre 4

## Identification du sol

Ce chapitre est consacré à l'identification du sol qui servira de base pour mener la campagne d'essais. Il s'articule autour du mode opératoire, des résultats et de l'analyse de ces derniers pour chacun des tests effectués afin d'appréhender au mieux ce sol.

Les différents essais d'identification qui ont été réalisés sont les suivants :

- Essai granulométrique et essai sédimentométrique
- Essais de la limite d'Atterberg
- Essai au bleu de méthylène
- Essai pycnomètre à gaz
- Essai Proctor
- Essai du compression simple

Mais avant de se focaliser sur chacun d'entre eux, il est important d'expliquer le choix du type de sol utilisé.

### 4.1 Introduction

Dans le cadre de ce travail, un sol limoneux a été utilisé comme base pour l'ensemble des mélanges. Il s'agit du limon d'Écaussinnes.

C'est un choix peu commun dans le cas du soil mixing car la plupart des études et normes belges sur le soil mixing sont basées sur des sols plutôt sableux. C'est donc là que se trouve l'intérêt de ce travail. Il vise à observer ce qu'il se passe dans le cas des sols plus fréquents en Wallonie notamment comme des sols limoneux ou argileux. Le choix d'un sol limoneux permet aussi de faire une transition plus douce vers les sols argileux.

### 4.2 Essais d'identification effectués

#### 4.2.1 Essais granulométriques

Cette sous-section reprend 2 essais différents mais complémentaires qui sont :

- L'essai granulométrique par voie humide ou sèche (tamisage)
- L'essai sédimentométrique ou de lévigation

L'essai de granulométrie par tamisage permet de définir la partie haute de la courbe granulométrique tandis que la sédimentométrie permet de définir la partie basse pour les grains les plus fins.

Ensemble, ils permettent de définir l'ensemble de la granularité du sol étudié, c'est-à-dire les diamètres des grains qui le composent ainsi que leur répartition [FANARA 2021]. L'étude des grains qui composent le sol permet de savoir quel est le type de sol comme l'indique la Figure 4.1.

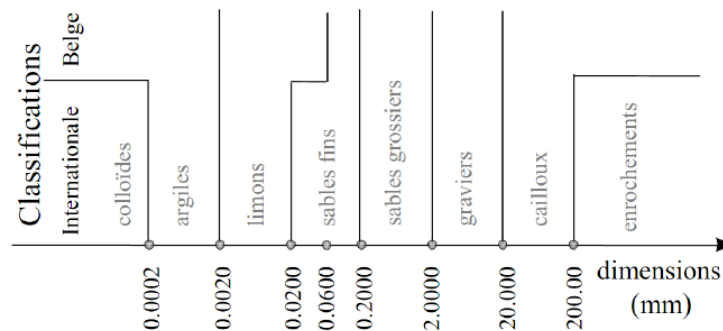


FIGURE 4.1 – Type de sol en fonction de la dimension prédominante des grains

#### 4.2.1.1 Essai granulométrique

Norme : NF EN 933-1, NF EN 933-2 et NF P18-560 [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2022a]

L'essai par tamisage, que ce soit par voie sèche ou par voie humide, permet d'étudier la fraction granulaire allant jusqu'à  $75 \mu\text{m}$  qui est la taille de la plus petite des mailles de tamis disponibles. À partir de  $74 \mu\text{m}$ , il faut passer à l'essai de lévigation. De plus, à partir de cette taille, les particules ont tendance à s'agglomérer entre elles et paraître plus grosses qu'elles ne le sont réellement même par voie humide [COLLIN 2021].

Pour réaliser une granulométrie par voie humide, il faut des tamis à mailles carrées (Figure 4.2a) ainsi qu'une table vibrante (Figure 4.2b).



(a) Tamis



(b) Table vibrante

FIGURE 4.2 – Matériel pour l'essai granulométrique

Les étapes à suivre pour réaliser une sédimentométrie par voie humide sont les suivantes :

1. Prélever un échantillon de sol dont la masse  $M$  (en kg) doit satisfaire :

$$0,2D < M < 0,6D \quad (4.1)$$

où  $D$  est le diamètre du plus gros granulat (en mm) ;

2. Peser et tarer l'échantillon ainsi que son contenant ;
3. Sélectionner les différents tamis qui seront utilisés pour le tamisage ;
4. Brosser les tamis pour enlever tous résidus provenant d'un essai précédent ;
5. Installer les tamis de la plus grande taille de maille à la plus petite sur la trémie ;
6. Commencer à faire couler l'eau ;
7. Placer l'ensemble de l'échantillon petit à petit pour éviter le bourrage dans le tamis ayant la plus grande taille de maille ;
8. Placer les différents tamis au séchoir une fois que le contenu des tamis s'est stabilisé ;
9. Peser le tamis avec le refus séché pour déterminer la masse sèche du refus.

La quantité de sol pour réaliser cet essai n'est pas laissée au hasard. L'équation 4.1 permet de prendre une partie suffisamment importante pour avoir des résultats significatifs mais pas trop pour ne pas avoir un trop grand risque de bourrage d'un des tamis.

Lors du choix des tamis, il est conseillé d'avoir un facteur 2 entre la taille de deux tamis consécutifs. Dans le cadre de l'essai réalisé, ce sont les tamis de 2,38 mm, 1,18 mm, 600  $\mu m$ , 300  $\mu m$ , 150  $\mu m$  et 75  $\mu m$  qui ont été utilisés.

Les tamis sont placés dans un séchoir et non dans une étuve comme c'est le cas la plupart du temps car la température y est trop élevée et aurait tendance à déformer les mailles du tamis qui deviendrait donc inutilisable.

Suite au tamisage par voie humide, les résultats présentés dans la Table 4.1 ont été obtenus.

Tamis [mm]	Refus cumulé [g]	Passant [%]
2,38	0,04	99,99
1,19	4,45	98,89
0,59	10,78	97,31
0,297	19,57	95,12
0,149	30,30	92,45
0,074	43,69	89,11

TABLE 4.1 – Résultats du tamisage par voie humide

#### 4.2.1.2 Essai sédimentométrique ou de lévigation

Norme : NF P94-057 [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2022b]

L'essai sédimentométrique, de lévigation ou encore sédimentométrie permet de déterminer la partie inférieure de la courbe granulométrique pour les grains de tailles inférieures à 75  $\mu m$ . Cet essai est basé sur la loi de Stokes. Elle stipule que "la séparation des particules solides de

*dimensions différentes est basée sur le fait que la vitesse de chute d'une particule dans un milieu visqueux est d'autant plus grande que ses dimensions ou sa masse sont grandes*" [COLLIN 2021].

Cet essai peut être réalisé avec le sol passant dans le plus petit tamis, c'est-à-dire le tamis de  $75 \mu\text{m}$  même si ce n'est pas simple de le récupérer suite à un essai granulométrique. Il est aussi possible, plus simplement, de prendre un échantillon du sol car les particules les plus lourdes vont rapidement sédimenter dans le fond du bécher et n'influenceront pas la densité du mélange eau-particules en suspension.

Du matériel est nécessaire pour réaliser cet essai. Il faut un bécher et un mixeur afin d'obtenir un mélange homogène au départ ainsi qu'un bain thermostatique à une température constante. Pour réaliser les différentes mesures, un chronomètre ainsi qu'un densimètre sont essentiels. L'ensemble du matériel est représenté sur la Figure 4.3.

Avant de pouvoir réaliser l'essai en tant que tel, il faut préparer le mélange d'eau et de sol. Les étapes à suivre sont :

1. Prélever 100g de matière dans un contenant ;
2. Peser et tarer un autre échantillon de sol pour le placer à l'étuve et connaître sa teneur en eau ;
3. Prélever 125 ml de défloculant pour 500 ml d'eau ;
4. Mélanger le sol, le défloculant et l'eau distillée ;
5. Mixer le tout 1 minute avec le mixeur ;
6. Remplir un bécher avec le mélange et compléter avec de l'eau distillée ;
7. Placer le bécher dans un bain à  $20^\circ\text{C}$  pendant 24 heures.

Le fait d'utiliser un défloculant va permettre aux particules de se séparer et ainsi d'éviter qu'elles ne s'agglomèrent entre elles. Le défloculant utilisé dans ce cas est une solution de l'hexaméthaphosphate de sodium à une teneur de 40g de poudre par litre de solvant.



FIGURE 4.3 – Matériel pour réaliser une sédimentométrie

Une fois le mélange préparé, il faut suivre les étapes suivantes :

1. Mélanger énergiquement le bécher qui est dans le bain à  $20^\circ\text{C}$  jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de dépôt dans le fond du bécher (environ 1 minute) ;
2. Enlever les particules qui resteraient collées sur les bords ou le capuchon avec de l'eau distillée ;
3. Mesurer et noter la densité relative du mélange avec un aréomètre ;

4. Rincer l'aréomètre avec de l'eau distillée ;
5. Répéter les étapes 3 et 4 toutes les x minutes.

Des mesures ont été réalisées à 1 minute, 2 minutes, 4 minutes, 8 minutes, 15 minutes, 30 minutes, 1 heure, 2 heures, 4 heures, 8 heures et 24 heures.

Les résultats de la Table 4.2 ont été obtenus par la sédimentométrie.

Diamètre [mm]	Passant [%]
2,38	97,96%
1,19	97,71%
0,59	97,26%
0,297	96,48%
0,149	94,42%
0,074	91,38%
0,03080	55,47%
0,02421	47,54%
0,01720	36,64%
0,01083	26,73%
0,00659	19,80%
0,00418	14,84%
0,00266	13,85%
0,00124	10,88%
0,00124	10,88%

TABLE 4.2 – Résultats de la sédimentométrie

Les données issues des deux tableaux précédents ont été représentées sur le graphique à la Figure 4.4 (cette courbe granulométrique est aussi reprise en plus grand format à la Figure A.1 dans l'annexe A).

#### 4.2.1.3 Analyse des résultats

Sur base de tous ces résultats, il est possible de définir le type de sol étudié. Tout d'abord, la courbe de la Figure 4.4 est continue et aucun palier n'est présent. Cela indique qu'il ne manque aucun granulats et que la granulométrie de ce sol est continue. Ensuite, la dimension maximale des grains peut être calculée et vaut :

$$D_{max} = 2,38 \text{ mm} \quad (4.2)$$

Sur base de la courbe granulométrique, il est possible de définir  $d_{60}$ , c'est-à-dire le diamètre des particules auquel 60% de la masse de l'échantillon est inférieure.

$$d_{60} = 0,036 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Cette valeur est calculée par interpolation sur base des données. Comme la courbe est assez linéaire en axe semi-logarithmique entre 25 et 85%, l'interpolation linéaire convient bien. De la même manière, les informations suivantes ont pu être calculées :

$$d_{30} = 0,013 \text{ mm} \quad (4.4)$$



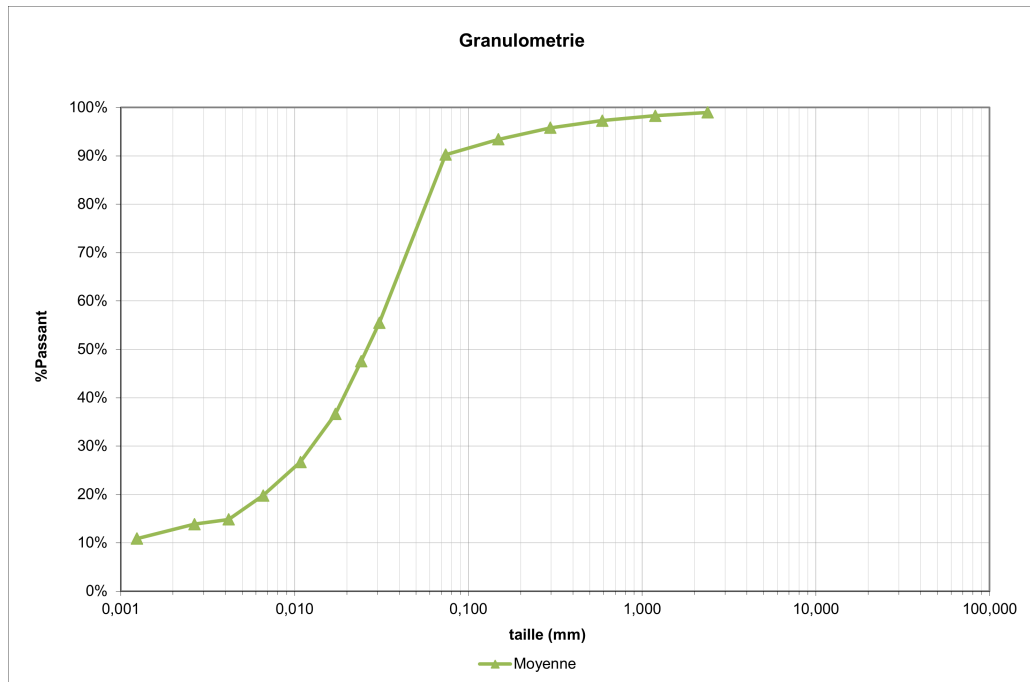


FIGURE 4.4 – Courbe granulométrique

$$d_{10} = 0,00124 \text{ mm} \quad (4.5)$$

Ensuite, les coefficients d'uniformité  $C_u$  et de courbure  $C_c$  sont définis sur base des formules suivantes :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 29,42 \quad (4.6)$$

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}} = 3,71 \quad (4.7)$$

Comme le coefficient d'uniformité  $C_u > 3$ , cela signifie que la granulométrie est bien étalée. Par contre comme le coefficient de courbure  $C_c$  n'est pas compris entre 1 et 3, le sol est dit "mal gradué". Cependant la valeur de  $C_c$  est assez proche de la limite.

Sur base de la Figure 4.1, il est possible de dire que le sol utilisé est un limon sableux.

#### 4.2.2 Essais à la limite d'Atterberg

Cette sous-section reprend plusieurs essais qui sont :

- L'essai de la limite de liquidité
- L'essai de la limite de plasticité

Ils permettent de caractériser l'interaction qui existe entre les particules d'argile et l'eau et donc la consistance.

Les particules d'argile sont entourées d'une couche d'eau adsorbée interagissant au niveau atomique avec les composants élémentaires des particules.

La teneur en eau du sol influence sa consistance. Il existe 3 états : l'état solide, l'état plastique et l'état liquide. Ils sont définis en fonction de la variation de volume lors du séchage, de

la proximité des grains, des déformations et bien évidemment de la teneur en eau.

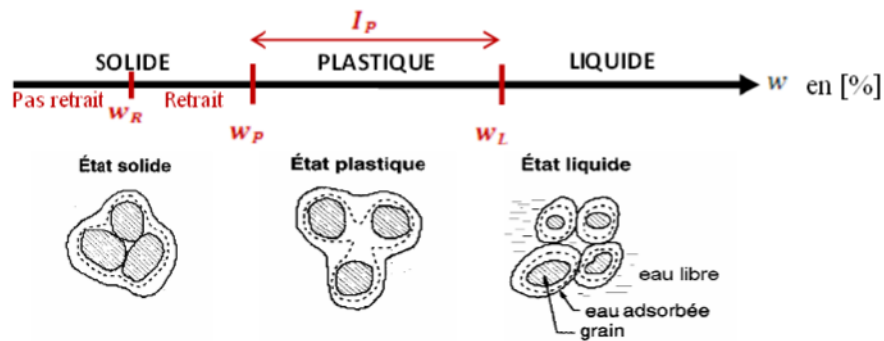


FIGURE 4.5 – Consistances en fonction de la teneur en eau [COLLIN 2021]

Les limites entre ces états sont définies sur base expérimentale grâce aux 2 essais présentés ci-dessous. Il est possible de définir la limite de plasticité entre l'état solide et plastique ainsi que la limite de liquidité entre l'état plastique et liquide. Il existe aussi une limite de retrait dans l'état solide qui permet de définir la teneur en eau à partir de laquelle le volume d'un échantillon varie lors du séchage ou non [COLLIN 2021].

#### 4.2.2.1 Limite de liquidité

Pour réaliser cet essai, une plaque en verre et une spatule sont nécessaires afin de travailler et assécher la matière. Il faut aussi utiliser une coupelle de Casagrande (Figure 4.6a).



(a) Coupelle de Casagrande



(b) Plaque de verre

FIGURE 4.6 – Matériel pour la limite de liquidité et de plasticité

La première étape de l'essai est la préparation de l'échantillon. Il est conseillé de prendre entre 200 et 250g de sol passant au tamis  $425 \mu\text{m}$  (par exemple suite à une granulométrie par voie sèche). Ensuite, l'eau distillée est ajoutée et mélangée au sol petit à petit jusqu'à l'obtention d'une pâte du type "pâte à tartiner". L'échantillon est placé sous une cloche humide pendant 24 heures afin que la teneur en eau s'homogénéise dans l'ensemble de l'échantillon [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2022d].

La deuxième partie est l'essai de la limite de liquidité en tant que tel. Pour réaliser cet essai, les étapes suivantes sont à suivre :

1. Étaler l'échantillon sur une plaque en verre ;
2. Travailler la matière avec une spatule pour l'assécher grâce à l'évaporation de l'eau dans l'air ambiant qui est plus sec ;
3. Remplir la coupelle de Casagrande en appuyant bien avec la spatule afin de faire sortir toutes les bulles d'air qui pourraient être dans l'échantillon ;
4. Tracer une rainure avec l'outil de Casagrande au milieu de la coupelle avec le côté biseauté de l'outil ;
5. Actionner la coupelle en tournant la manivelle avec un rythme lent et continu (environ 1 coup par seconde) jusqu'à ce que la rainure se soit refermée sur 10 mm (l'extrémité de l'outil de Casagrande peut servir de repère pour mesurer les 10 mm) ;
6. Noter précisément le nombre de coups nécessaires à la fermeture de la rainure ;
7. Prélever la partie de l'échantillon qui s'est refermée et la placer dans un cristalliseur taré au préalable ;
8. Peser le cristalliseur ainsi que le prélèvement pour connaître la masse humide ;
9. Placer l'ensemble à l'étuve 24h pour sécher la matière ;
10. Peser le cristalliseur ainsi que le prélèvement pour connaître la masse sèche et en déduire la teneur en eau ;
11. Répéter plusieurs fois le processus.

Une fois les essais terminés, le nombre de coups et la teneur en eau calculée sont reportés sur un graphique. Une droite est ainsi obtenue ce qui nous permet de définir la teneur en eau pour 25 coups.

Il faut donc au moins faire 3 essais pour obtenir cette droite. Même si il est préférable d'en faire 5 pour être précis. De préférence, il faudrait qu'il y ait 5 à 10 coups de différence entre 2 essais consécutifs et que l'essai du milieu donne un nombre de coups proche de 25 (avec une tolérance de 1).

À la suite de ces essais, les résultats présentés dans la Table 4.3 ont été obtenus. Sur base de ceux-ci, une courbe liant le nombre de coups et la teneur en eau peut être tracée comme représentée sur la Figure 4.7.

Nombre de coups $NC$	Teneur en eau $w$ [%]
6	36,5
11	35,2
25	32,9
37	32,1

TABLE 4.3 – Résultats de l'essai à la limite d'Atterberg

Suite aux différents points obtenus, une interpolation a pu être réalisée. C'est grâce à l'équation de cette droite qu'il est possible de déterminer la limite de liquidité. Cette équation de droite est :

$$y = -0,0251 \times \ln x + 0,4108 \quad (4.8)$$

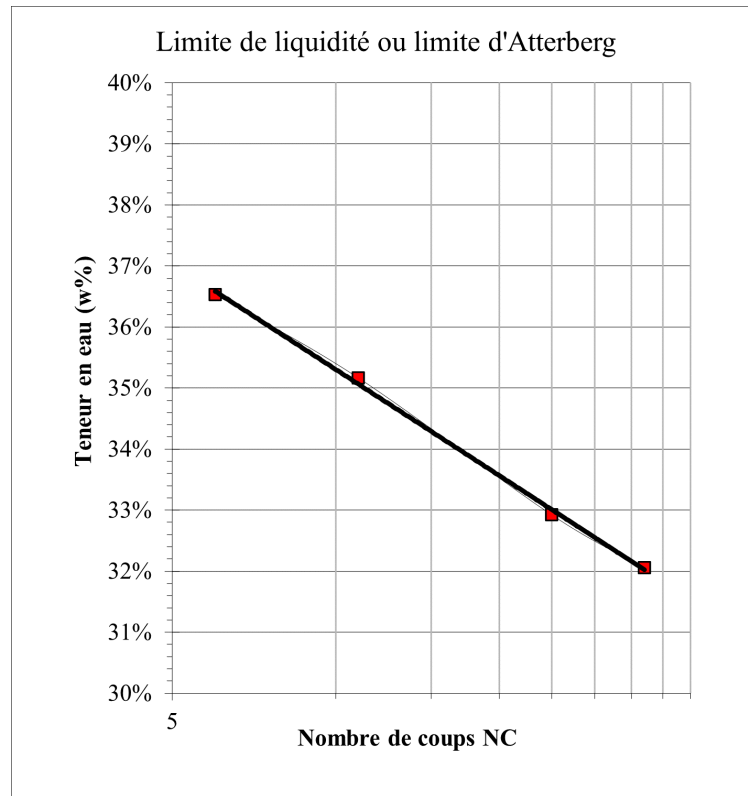


FIGURE 4.7 – Graphique de résultats de l'essai de la limite d'Atterberg

Il suffit de remplacer  $x = 25$  (le nombre de coups) et  $y$  est l'inconnue (teneur en eau). Il est donc possible de déterminer la limite de liquidité du matériau.

Le limite de liquidité peut être calculée mais dans ce cas, la limite est basée sur l'essai à 25 coups et vaut :

$$w_L = 33\% \quad (4.9)$$

#### 4.2.2.2 Limite de plasticité

Après la détermination de la limite de liquidité, le reste de l'échantillon préparé est utilisé pour la réalisation d'un second essai qui est celui de la limite de plasticité.

Pour réaliser cet essai, il suffit de se munir d'une plaque en verre ainsi que d'une spatule pour travailler la matière et diminuer sa teneur en eau par évaporation (Figure 4.6b).

Les différentes étapes pour la réalisation de cet essai sont les suivantes :

1. Travailler l'échantillon à la spatule ou à la main jusqu'à ce qu'il ne soit plus collant ;
2. Prélever une petite boule de matière ;
3. Rouler cette boule en un boudin ;
4. Rouler jusqu'à obtenir un cylindre de 3 mm de diamètre et de 100 mm de long ;
5. Répéter l'opération jusqu'à ce que celui-ci se casse avant d'atteindre l'objectif ;
6. Prélever une partie et le placer dans un cristalliseur taré au préalable pour connaître la masse humide si l'échantillon se fissure et se casse avant l'obtention de ce cylindre ;

7. Placer l'échantillon à l'étuve 24 heures ;
8. Peser l'échantillon et le cristalliseur pour déterminer la masse sèche et donc la teneur en eau.

Il est recommandé de réaliser 3 fois ce processus afin d'obtenir une valeur moyenne de la teneur en eau.

En travaillant l'échantillon à la main, la chaleur corporelle est utilisée pour sécher plus rapidement l'échantillon. Il est possible aussi d'utiliser un ventilateur afin d'accélérer l'évaporation de l'eau.

Grâce à cet essai, les teneurs en eau obtenues sont reprises dans la Table 4.4.

	Teneur en eau $w$ [%]
Essai n°1	23,1
Essai n°2	22,4
Essai n°3	22,7
Moyenne	22,7

TABLE 4.4 – Résultats de l'essai de plasticité

Cette valeur a été obtenue en faisant la moyenne arithmétique des 3 teneurs mesurées.

Cette valeur moyenne est la limite de plasticité du matériau.

$$w_P = 23\% \quad (4.10)$$

#### 4.2.2.3 Analyse des résultats

Sur base des limites de liquidité  $w_L$  et de plasticité  $w_P$ , il est possible de calculer les différents indices qui permettent de classer le type de sol qui compose l'échantillon étudié.

Il faut d'abord déterminer l'indice de plasticité  $I_P$  avec la formule suivante :

$$I_P = w_L - w_P = 33\% - 23\% = 10\% \quad (4.11)$$

Cet indice indique que le sol est un limon sableux avec une plasticité moyenne grâce au tableau représenté sur la Figure 4.8.

Indice de plasticité	Degré de plasticité	Exemples de sol
$0 < I_P < 5$	Non plastique : l'essai perd sa signification dans cette zone	Sable limoneux ou argileux, sable
$5 < I_P < 15$	Moyennement plastique	Limon sableux, limon
$15 < I_P < 40$	Plastique	Limon argileux, limon
$I_P > 40$	Très plastique	Argile

FIGURE 4.8 – Types de sol et degré de plasticité en fonction de  $I_P$  [FANARA 2021]

### 4.2.3 Essai au bleu de méthylène

Norme : NF EN 933-9, NF P94-068 et NF P18-592 [ARGENCo - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2022c]

Cet essai permet de caractériser la réactivité du sol et donc de quantifier les fines. Cela permet de déterminer quelle est la fraction argileuse du sol.

Pour réaliser l'essai au bleu de méthylène, il faut une burette graduée afin de réaliser le titrage (Figure 4.9a), un bécher, un agitateur à ailettes et une tige en verre pour prélever des gouttes de la solution et les déposer sur un papier filtre (Figure 4.9b) à des temps donnés.

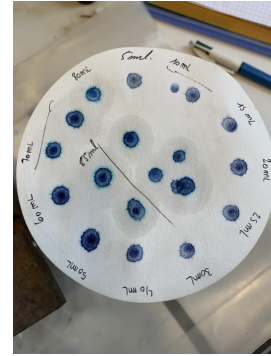
Les différentes étapes à suivre pour réaliser cet essai sont les suivantes :

1. Prélever 20g de sol dans un récipient ;
2. Ajouter 500 ml d'eau distillée dans ce même récipient ;
3. Mixer l'ensemble pendant 5 minutes à un rythme de 600 tours/minutes avec un mixeur ;
4. Remplir délicatement la burette avec une solution à base de bleu de méthylène afin de ne pas avoir de bulles d'air emprisonnées dans la burette ;
5. Ajuster la burette au niveau 0 en vidant le surplus et l'air ;
6. Diminuer la vitesse du mixeur à 400 tours/minutes pour la suite de l'essai ;
7. Ajouter progressivement 5 ml de solution de bleu de méthylène dans le mélange d'eau distillée et de sol ;
8. Laisser le mélange s'homogénéiser pendant 1 minute ;
9. Plonger la baguette dans le mélange et déposer une goutte sur le papier filtre ;
10. Répéter les opérations 7 à 9 jusqu'à obtenir une auréole bleu ciel qui persiste (=saturation du mélange) ;
11. Répéter 2 fois les opérations 8 à 9 au même dosage afin de valider les résultats.

Le fait d'avoir une auréole bleu ciel signifie que l'état de saturation est atteint. Avant ce point, il y a suffisamment d'argile par rapport au mélange de bleu de méthylène pour que les grains d'argile gardent toute la couleur adsorbée à sa surface.



(a) Matériel pour réaliser l'essai



(b) Mesures sur papier filtre

FIGURE 4.9 – Matériel pour l'essai au bleu de méthylène

Suite à cet essai, des données ont été mesurées. Elle figure dans le tableau 4.5 ci-dessous qui sont  $M_h + T$  la masse initiale de l'échantillon,  $M_s + T$  la masse de l'échantillon après l'essai (après être passée à l'étuve) et  $T$  la masse du récipient dans lequel l'échantillon est pesé. La quantité de mélange de bleu de méthylène  $V_{bleu}$  qui a été ajoutée au sol pour atteindre la saturation  $y$  est aussi présente.

$M_h + T$	84 g
$M_s + T$	84,412 g
$T$	58,70 g
$V_{bleu}$	80 cc

TABLE 4.5 – Tableau des résultats de l'essai au bleu de méthylène

#### 4.2.3.1 Analyse des résultats

Sur base des résultats du tableau 4.5, il est possible de calculer la teneur en eau  $w$  :

$$w = \frac{M_h - M_g}{M_g} \times 100 = 2,38 \% \quad (4.12)$$

La masse sèche de l'échantillon est aussi déterminée de la manière suivante :

$$M_0 = \frac{M_h}{1 + w} = 19,53 \text{ g} \quad (4.13)$$

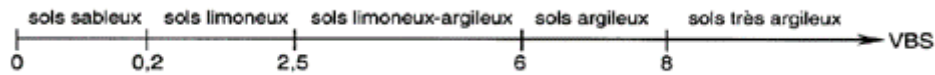
La valeur de bleu qui a été introduite à la solution de sol pour obtenir la saturation est :

$$VBS = \frac{V_{bleu}}{M_0} = 4,096 \quad (4.14)$$

Grâce à cet indicateur, le sol est de type limoneux-sableux comme l'indique la Figure 4.10.

La surface spécifique se calcule :

$$S = 20,93 \times \frac{V_{bleu}}{M_0} = 85,73 \text{ m}^2/\text{g} \quad (4.15)$$

FIGURE 4.10 – Type de sol en fonction de  $VBS$  [COLLIN 2021]

Ensuite, grâce au pourcentage de fines de diamètres  $< 2\mu m$  ( $C_2$ ) obtenu dans la granulométrie, l'activité argileuse est définie avec la formule suivant :

$$A_{CB} = \frac{VBS}{C_2} = 0,14 \quad (4.16)$$

Cela signifie que le matériau peut être qualifié d'inactif car  $A_{CB} \in [0; 3]$  comme cité dans le tableau de la Figure 4.11.

Activité de la fraction argileuse du sol	Qualificatif
$0 \leq A_{CB} \leq 3$	inactif
$3 < A_{CB} \leq 5$	peu active
$5 < A_{CB} \leq 13$	moyenne
$13 < A_{CB} \leq 18$	active
$18 < A_{CB}$	très active

FIGURE 4.11 – Réactivité en fonction de  $A_{CB}$  [COLLIN 2021]

#### 4.2.4 Essai au pycnomètre à gaz

Norme : EN ISO 8130-2 (Janvier 2011) et FP-803-C-1 [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2022e]

L'intérêt de cet essai est de connaître la masse spécifique des grains solides qui constituent le sol.

La masse spécifique est le rapport entre la masse de l'échantillon et le volume occupé par les grains [COURARD 2020a].

Lors de cet essai, du gaz sous-pression est introduit dans une cellule contenant du matériau afin de remplir tous les vides de l'échantillon. Ce volume est mesuré et comparé au volume total de la cellule qui est connu afin d'obtenir le volume occupé par la matière. Ce volume est obtenu sur base des pressions avant et après ouverture d'une vanne grâce à la loi de Mariotte  $((P_1 - P_a)V_1 = (P_2 - P_a)V_2)$ . Lorsque ce volume est connu, la masse spécifique peut être déterminée grâce au poids de cet échantillon placé dans la cellule [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2022e].

La matériel nécessaire à cet essai se résume à la machine du pycnomètre à gaz et une bonbonne d'azote.

Les différentes étapes pour réaliser cet essai sont les suivantes :



1. Broyer finement une petite quantité de sol à l'aide d'un mortier et d'un pilon ;
2. Passer cet échantillon 24h à l'étuve à 105°C ;
3. Tarer un cristalliseur ;
4. Peser l'échantillon dans le cristalliseur ;
5. Placer l'échantillon dans la cellule du pycnomètre à gaz, qui est refermée précautionneusement ;
6. Régler le pycnomètre à gaz (nombre de chambres) ;
7. Ouvrir la vanne permettant de faire entrer le gaz dans la cellule ;
8. Fermer cette vanne à la stabilisation (aux alentours de 16/17 sur l'écran) ;
9. Changer le mode du pycnomètre en *mode test* ;
10. Prendre note de la valeur lorsqu'elle est stabilisée sur l'écran ;
11. Ouvrir la vanne de vidange de la cellule ;
12. Changer le mode du pycnomètre en *mode préparation* pour procéder à un autre essai.

Lors de l'essai, c'est de l'azote qui a été utilisé. Il est également possible d'utiliser de l'hélium. Il est même préférable d'utiliser de l'hélium qui est l'élément le plus stable chimiquement. Cependant, il est plus onéreux.

#### 4.2.4.1 Analyse des résultats

Dans le cadre de ce travail, cet essai a été réalisé 6 fois afin de pouvoir faire une moyenne des résultats obtenus.

Le volume de la cellule est connu et vaut :

$$V_{cell} = 8,62 \text{ cm}^3 \quad (4.17)$$

Le volume d'expansion après l'ouverture de la vanne du *mode test* vaut :

$$V_{exp} = 6,22 \text{ cm}^3 \quad (4.18)$$

La mesure de la masse de l'échantillon et au tarage de son cristalliseur valent :

$$T = 1,51 \text{ g} \quad (4.19)$$

$$M_s + T = 4,89 \text{ g} \quad (4.20)$$

La masse sèche de l'échantillon peut ainsi être calculée et est égale à :

$$M_s = 3,37 \text{ g} \quad (4.21)$$

Les résultats obtenus sont repris dans le tableau ci-dessous (Table 4.6). Dans celui-ci, les valeurs des pressions mesurées par le pycnomètre avant ( $P_1$ ) et après ( $P_2$ ) l'ouverture de la vanne en *mode test* sont présentes.

Sur base de  $P_1$  et  $P_2$ , le volume solide de l'échantillon  $V_e$  est déterminé grâce à la formule ci-dessous dérivée de la loi de Mariotte :

$$V_e = \frac{V_{cell} - V_{exp}}{\frac{P_1}{P_2} - 1} \quad (4.22)$$

$P_1$	$P_2$	$V_e [cm^3]$	$\rho [g/cm^3]$
17,613	9,587	1,185	2,850
17,778	9,678	1,183	2,856
17,934	9,761	1,187	2,845
18,161	9,885	1,185	2,850
18,239	9,926	1,188	2,843
18,471	10,053	1,186	2,847
Moyenne		1,186	2,849

TABLE 4.6 – Tableau des résultats de l'essai au pycnomètre à gaz

Tandis que la densité est obtenue grâce à la formule suivante :

$$\rho = \frac{M_s}{V_e} \quad (4.23)$$

La densité des grains vaut  $2849 \text{ kg/m}^3$ .

L'échantillon de sol a été remanié, séché à l'étuve et passé au tamis avant l'essai. Cette densité n'est donc pas celle du sol in situ bien entendu.

#### 4.2.5 Essai Proctor

L'essai Proctor permet de déterminer la teneur en eau qui donne le compactage optimal et donc le poids volumique maximum pour ce type de sol [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2023c].

Cet essai consiste à compacter des échantillons de sol de teneurs en eau différentes afin de pouvoir tracer la relation entre la masse volumique  $\rho_d$  et la teneur en eau  $w$ . Cette courbe donnera une masse volumique maximale pour une certaine teneur en eau qui est l'optimum Proctor  $w_{opt}$ .

Le compactage d'un sol dépend d'une série de paramètres qui sont :

- Le sol ;
- La teneur en eau du sol ;
- L'énergie de compactage ;
- Le mode de compactage.

Pour étudier efficacement le phénomène, il ne faut faire varier qu'un seul paramètre à la fois et donc fixer les autres. Dans le cadre de l'essai Proctor, un seul sol est étudié. La méthode de compactage est standardisée afin de fixer également ce paramètre et ne faire varier uniquement que la teneur en eau [FANARA 2021].

Pour réaliser un essai Proctor, il faut :

- Un moule Proctor standardisé constitué d'une embase, du corps et de la rehausse ;
- Un papier filtre ;
- Plusieurs récipients hermétiques (type seaux) afin de stocker les différents mélanges de sol ;
- Une machine permettant de compacter les échantillons ou une dame pour réaliser l'essai manuellement.



(a) Dame et machine Proctor



(b) Moule complet

FIGURE 4.12 – Matériel pour l'essai Proctor

Il est nécessaire de préparer les mélanges de teneurs en eau différentes au moins 24h à l'avance afin que l'eau puisse se répartir uniformément dans l'échantillon par capillarité. La préparation des mélanges suit les étapes suivantes :

1. Prélever 1,5kg de sol par mélange ;
2. Peser la quantité d'eau nécessaire en fonction de la teneur en eau souhaitée (calculs de la quantité d'eau nécessaire explicité ci-dessous) ;
3. Placer l'eau et le sol dans un récipient étanche ;
4. Mélanger énergiquement le mélange afin que l'eau soit répartie le mieux possible ;
5. Laisser reposer le sol 24h le couvercle vers le bas afin d'éviter que de l'eau ne s'évapore si celui-ci n'est pas parfaitement étanche à l'air.

Comme décrit plus haut, les différents mélanges doivent avoir des teneurs en eau différentes. Cela implique que la quantité d'eau à ajouter au sol diffère à chaque fois.

Il existe plusieurs méthodes pour calculer cette quantité d'eau. La méthode la plus précise est explicitée ci-dessous.

Pour calculer cette quantité, il faut d'abord calculer la quantité d'eau résiduelle du sol  $w_{res}$ . Sur base de la masse prélevée  $m$  et  $w_{res}$ , il est possible de calculer la masse du sol sec :

$$m_d = m \times (1 - w_{res}) \quad (4.24)$$

Grâce à la différence entre la masse humide  $m$  et la masse sèche  $m_d$ , il est possible de déterminer la quantité d'eau déjà présente dans le sol  $m_{eau}$ . Ensuite, les masses totales de l'eau et du sol ont été déterminées afin que le mélange soit exactement à la teneur en eau souhaitée en faisant :

$$m_{tot} = m_d \times (1 + w) \quad (4.25)$$

Finalement, en faisant la différence entre la masse totale et la masse de sol sec, la quantité totale d'eau est obtenue. Il suffit alors simplement d'enlever la quantité déjà présente pour obtenir celle qu'il reste à ajouter au sol.

Une fois que les mélanges ont suffisamment reposé, l'essai Proctor peut être réalisé en suivant les différentes étapes qui sont décrites ci-dessous :

1. Mesurer les dimensions du moule pour en connaître le volume ;
2. Peser le moule Proctor (embase et corps uniquement) afin de connaître la tare ;

3. Fixer la rehausse et placer un papier filtre dans le fond ;
4. Installer le moule dans la machine Proctor et bien le fixer ;
5. Remplir le moule à 1/3 de la hauteur environ de sol ;
6. Si le sol est assez fin, compacter légèrement le sol avec une petite dame manuelle afin d'éviter que trop de matière ne vole lors du premier coup de l'essai ;
7. Lancer un cycle de 25 coups d'une dame qui tombe d'une certaine hauteur prédéfinie par les standards ;
8. Scarifier la surface du sol compacté afin d'avoir une bonne adhérence entre les différentes couches ;
9. Remplir au 2/3 du moule et répéter les étapes 6 à 8 ;
10. Remplir entièrement le moule et répéter les étapes 6 à 8 ;
11. Enlever la rehausse et araser l'échantillon au niveau du corps du moule ;
12. Peser le moule Proctor (embase et corps uniquement) rempli de sol ;
13. Extraire l'échantillon du moule ;
14. Conserver une partie du coeur de l'échantillon dans un cristalliseur taré au préalable et peser l'ensemble ;
15. Placer le cristalliseur à l'étuve à 105°C pendant 24h ;
16. Peser le cristalliseur et la partie prélevée une fois séchée pour déterminer la réelle teneur en eau ;
17. Répéter l'ensemble du processus pour chacun des mélanges de différents teneurs en eau.

#### 4.2.5.1 Analyse des résultats

Ce sont 5 mélanges de teneurs en eau différentes qui ont été réalisés dans cette étude. Les résultats d'un précédent essai Proctor sur le même sol étant connus, une estimation de l'optimum Proctor était déjà connue. Les valeurs de teneurs en eau qui ont été visées sont 6, 10, 14, 18 et 22% de teneur en eau.

Le moule utilisé est un moule Proctor de dimensions standards et donc son volume vaut :

$$V_{cell} = 0,948 \text{ dm}^3 \quad (4.26)$$

La tare du moule Proctor vaut :

$$T = 4563 \text{ g} \quad (4.27)$$

Cette valeur est conservée pour chaque mélange car le même moule est utilisé pour chacun.

Dans le tableau suivant (Table 4.7), les différentes mesures réalisées sont prises sur les coeurs d'échantillons qui ont été envoyés à l'étuve. Ce tableau permet de déterminer la teneur en eau réelle des mélanges. Tandis que dans la Table 4.8, ce sont les mesures réalisées sur les échantillons obtenus avec le moule Proctor.

Sur base de ces données, la masse volumique sèche et la teneur en eau réelle de chaque mélange peuvent être déterminées. Ces résultats sont repris sur la courbe présentée à la Figure 4.13 (cette courbe est reprise en plus grand format à la Figure A.3 dans l'annexe A).

$w$ visée	6%	10%	14%	18%	22%
$P_h + T$ [g]	1445,4	985,5	1363,2	1175,8	1263,4
$P_s + T$ [g]	1377,8	920,3	1227,3	1040	1081,6
$T$ [g]	263,8	262,4	264,8	268,2	265,8
$w$	6,1%	9,9%	14,1%	17,6%	22,3%

TABLE 4.7 – Résultats des essais Proctor (partie 1)

$w$ visée	6%	10%	14%	18%	22%
$P_h + T$ [g]	6217	6313	6460	6544	6438
$T$ [g]	4563				
$P_h$ [g]	1654	1750	1897	1981	1875
$V$ [dm <sup>3</sup> ]	0,948				
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1744	1845	2001	2089	1977
$\rho_d$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1645	1680	1753	1777	1617

TABLE 4.8 – Résultats des essais Proctor (partie 2)

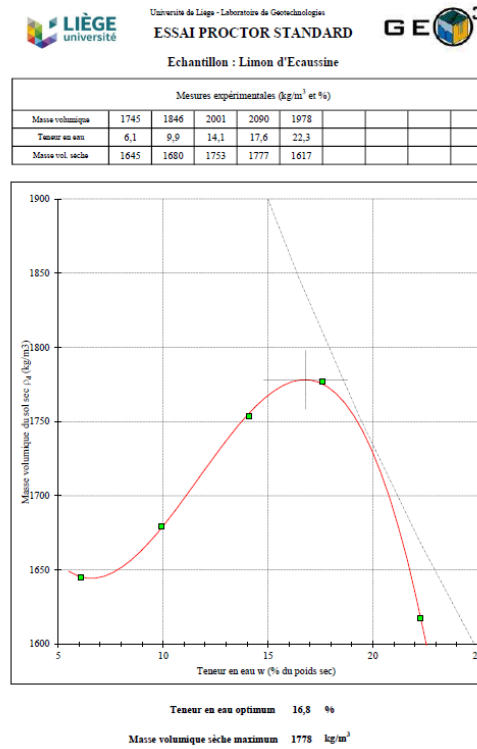


FIGURE 4.13 – Courbe  $w - \rho_d$  obtenue avec l'essai Proctor

L'optimum Proctor vaut :

$$w_{opt} = 16,8 \% \tag{4.28}$$

La valeur de la masse volumique sèche maximale est :

$$\rho_{d,opt} = 1778 \text{ kg/m}^3 \tag{4.29}$$

Si ces résultats sont comparés avec ceux présentés sur le Figure 4.14, cela correspond aux valeurs habituelles pour un sol limoneux.

Quelques ordres de grandeur		
Nature du sol	$\rho_{d \max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)
Argile	20	20
Limon	17	17
Sable de rivière	16	6
Sable limoneux	19	12
Grave naturelle	20	8
Grave reconstituée	22	6

FIGURE 4.14 – Résultats typiques en fonction du type de sol [FANARA 2021]

#### 4.2.6 Essai de compression simple (UCS)

Normes : NBN : EN 1926 : 2007, NF P94-420 et NF P94-425 [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2023a]

Les essais qui vont être réalisés sur les échantillons de soil mixing pour ce travail sont des essais de compression simple. Il est donc indispensable de réaliser aussi ce type d'essai sur le sol naturel afin de pouvoir quantifier l'apport en résistance et en rigidité du liant et de la chaux.

Le principe de l'essai de compression simple est de connaître la résistance en compression uniaxiale d'un échantillon cylindrique (éprouvette) qui est chargé à vitesse constante.

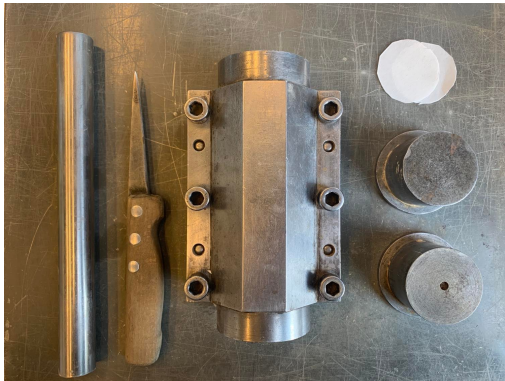
Afin de réaliser cet essai, toute une série de matériel est nécessaire principalement pour la réalisation des éprouvettes. Un moule, un entonnoir, une pelle, un objet pour tasser et un autre pointu pour scarifier sont nécessaires à cette première partie. L'essai de compression en lui-même ne demande qu'une presse et des capteurs de force et de déplacement.

La première étape est d'amener le sol à la teneur en eau souhaitée. La méthode de calcul de la quantité d'eau à ajouter pour obtenir une certaine teneur en eau est décrite dans la section 4.2.5.

La deuxième étape est la réalisation des éprouvettes. Elle consiste à suivre les étapes suivantes :

1. Mesurer les dimensions du moule ;
2. Monter le moule et placer un filtre sur l'embase dans le fond pour faciliter le démoulage ;
3. Peser la quantité de sol nécessaire à faire entrer dans le moule pour obtenir la densité souhaitée ;
4. Remplir le moule à 1/3 de sol à l'aide d'un entonnoir et d'une petite pelle ;
5. Tasser la première couche et la scarifier pour avoir une bonne adhésion entre les différentes couches ;
6. Répéter les étapes 4 et 5 jusqu'à ce que tout le sol soit entré dans le moule ;
7. Placer un papier filtre et le haut du moule ;
8. Passer le moule à la presse afin de comprimer l'éprouvette à la densité désirée (l'embase, le corps du moule et le haut du moule doivent être en contact) ;
9. Démouler délicatement ;

Les éprouvettes ont un élancement de 2, ce qui permet de diminuer l'influence des contraintes parasites de la base et de la tête de celles-ci.



(a) Ensemble du matériel



(b) Moule

FIGURE 4.15 – Matériel pour la réalisation des éprouvettes

La dernière partie de l'essai de compression est la compression en elle-même. Elle consiste simplement à placer une éprouvette sous une presse munie de capteurs (Figure 4.16). La vitesse de chargement est constante afin de limiter les effets dynamiques qui influenceraient les résultats mesurés.



FIGURE 4.16 – Presse pour l'essai de compression simple

Durant les 2 essais réalisés sur un sol naturel à une densité de  $1982 \text{ kg/m}^3$ , la force appliquée et le déplacement ont été mesurés. Cette densité est définie sur base de la quantité de sol qui a pu être entrée dans le moule sans devoir appliquer une compression trop grande à l'aide d'une presse hydraulique.

#### 4.2.6.1 Analyse des résultats

Pour déterminer la résistance et la rigidité du sol, la relation  $\sigma - \epsilon$  qui lie la contrainte et la déformation est essentielle.

Sur base du déplacement et des dimensions de l'éprouvette, la déformation  $\epsilon$  peut être calculée. La déformation s'obtient grâce à la formule suivante :

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (4.30)$$

où  $\Delta L$  est le déplacement mesuré et  $L$  est la hauteur totale de l'éprouvette avant qu'elle ne soit comprimée.

La contrainte est quant à elle obtenue sur base de la force  $F$  (en tonnes) et des dimensions de l'éprouvette. Elle se calcule avec la formule :

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (4.31)$$

où  $A$  est la section de l'éprouvette cylindrique.

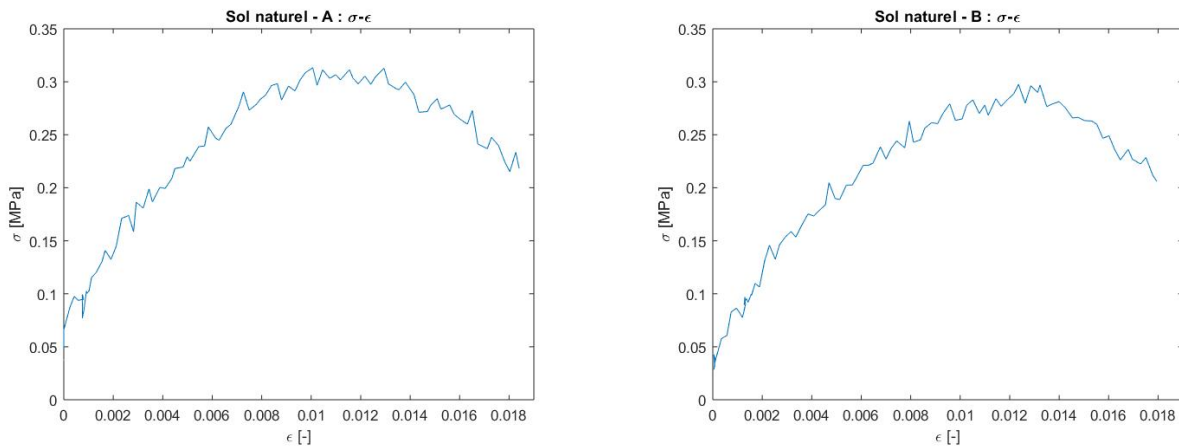


FIGURE 4.17 – Courbe  $\sigma - \epsilon$  des éprouvettes de sol

En passant du graphique  $F - \Delta L$  à celui  $\sigma - \epsilon$ , la résistance est égale à la valeur maximale atteinte et la rigidité vaut la pente de la courbe dans sa partie linéaire. Une moyenne des résultats obtenus a été réalisée. Il en ressort que :

$$f_y = 0,305 \text{ MPa} \quad (4.32)$$

$$E = 27,8 \text{ MPa} \quad (4.33)$$

En observant les éprouvettes qui ont atteint la rupture, il est possible de reconnaître le mode de ruine de celles-ci.

Dans la plupart des cas, un mode de rupture en diabolos est visible. Il est reconnaissable par la présence de plans de rupture de cisaillement inclinés qui, combinés, donnent cette forme caractéristique de diabolos.

Le mode de rupture n'est pas évident en considérant uniquement l'aspect extérieur des éprouvettes.



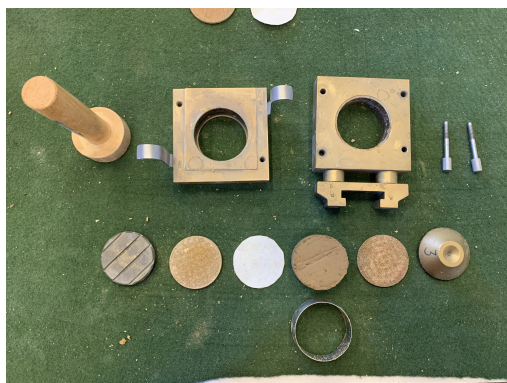
### 4.2.7 Essai de cisaillement

Normes : XP P 94-424, NF P 94-071 [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2023d]

Le deuxième essai mécanique qui a été réalisé est l'essai de cisaillement. Il permet de déterminer un angle de frottement, une cohésion et donc une résistance en appliquant une force horizontale de cisaillement sur un échantillon de sol.

Ces essais sont en complément des essais de compression afin de vérifier les possibles liens qui relient les résistances en compression et en cisaillement.

Pour réaliser un essai de compression, il faut d'abord tout le matériel nécessaire à la réalisation d'échantillons comme décrit dans la section 4.2.6. Ensuite, il est nécessaire d'utiliser une boîte de cisaillement (partie inférieure et supérieure) avec ses vis, les pierres poreuses et des papiers filtres sans oublier un banc de cisaillement et les différents capteurs permettant de mesurer les efforts et déplacements horizontaux et verticaux.



(a) Boîte de cisaillement



(b) Banc de cisaillement

FIGURE 4.18 – Matériel pour l'essai de cisaillement

Tout comme les essais en compression décrits à la section précédente, des éprouvettes doivent aussi être préparées pour réaliser l'essai. Dans ce cas, les dimensions sont différentes notamment la hauteur qui n'est plus que de 26,5 mm. Pour réduire la hauteur, des disques sont simplement ajoutés à l'intérieur du moule pour atteindre la hauteur souhaitée.

La procédure de réalisation est semblable à celle qui a déjà été décrite dans la section précédente. Pour éviter les répétitions, cette partie ne sera donc plus expliquée ici.

Une fois que les échantillons sont réalisés, leur préparation pour l'essai de cisaillement n'est pas encore finie. Il faut :

1. Choisir une bague adaptée à la boîte de cisaillement ;
2. Insérer l'échantillon préparé dans la bague ;
3. Araser la partie qui déborde de la bague ;
4. Placer l'échantillon dans le milieu humide pendant le temps de cure souhaité.

Dès que l'échantillon est préparé aux bonnes dimensions (20 mm de hauteur et 50 mm de diamètre), il faut placer l'échantillon dans la boîte de cisaillement qui permettra de réaliser l'essai. Afin de le placer, il faut suivre les étapes suivantes :

1. Monter la boîte de cisaillement et visser les deux parties ensemble ;
2. Placer le fond de la boîte, une pierre poreuse et un papier filtre afin de protéger la pierre poreuse ;
3. Placer la bague contenant l'échantillon dans l'encoche sur la partie supérieure de la boîte ;
4. Pousser l'échantillon dans la boîte à l'aide d'un outil en bois ;
5. Placer un papier filtre, une pierre poreuse et le couvercle de la boîte.

La boîte est ensuite installée dans le banc de cisaillement et la partie inférieure est bien fixée dans celui-ci.

La première phase de l'essai en lui-même est une phase de consolidation. Une charge verticale constante est appliquée sur l'échantillon et le tassement/gonflement vertical est mesuré grâce à des capteurs de déplacement. Cette phase prend fin lorsqu'un plateau est perceptible dans les déplacements verticaux.

La deuxième phase est le cisaillement à proprement parlé. Il faut donc libérer le mouvement entre les deux parties de la boîte puis une force horizontale est appliquée sur une partie afin de cisailer l'échantillon jusqu'à sa rupture.

#### 4.2.7.1 Analyse des résultats

Grâce aux 3 essais de cisaillement réalisés sous 3 contraintes normales différentes, une interpolation aux moindres carrés a pu être réalisée afin de déterminer les valeurs de cohésion et d'angle de frottement. Les résultats obtenus au laboratoire sont repris dans la Table 4.9 ainsi que sur la Figure 4.19 qui est aussi reprise dans l'annexe A à la Figure A.4 dans un format supérieur.

c max [kPa]	$\phi$ max [°]	c résiduel [kPa]	$\phi$ résiduel [°]
56,2	34,5	36,5	36,6

TABLE 4.9 – Résultats des essais de cisaillement sur le sol naturel

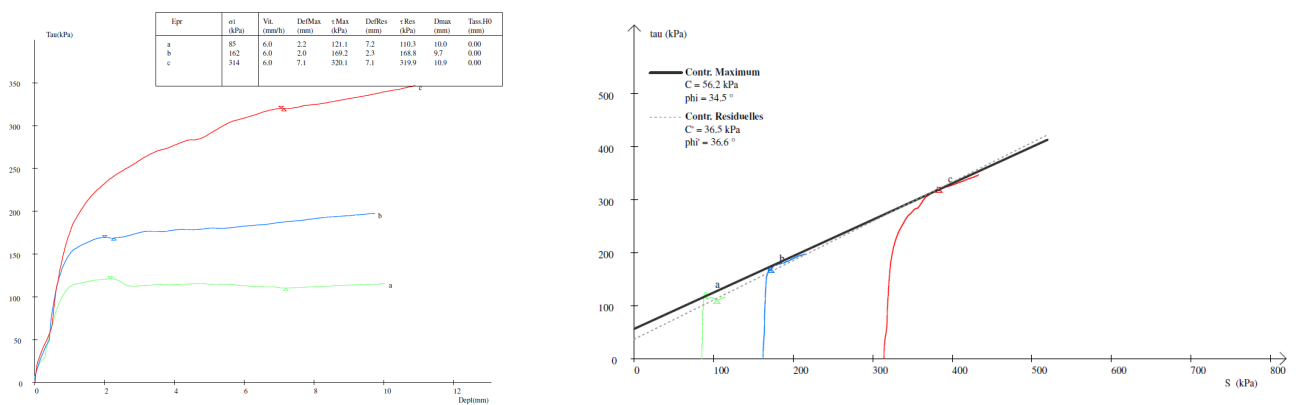


FIGURE 4.19 – Résultats des essais de cisaillement sur le sol naturel

### 4.3 Conclusion

Le sol utilisé pour la réalisation de l'étude expérimentale est un limon de la région d'Écaussinnes qui est un village situé dans le Hainaut proche de La Louvière. C'est donc ce sol qui a été testé afin d'en connaître mieux les propriétés.

Un résumé des différentes propriétés obtenues est présenté dans la Table 4.10 ci-dessous.

L'ensemble des résultats s'accordent à dire qu'il s'agit d'un sol limoneux contenant du sable fin et des argiles en plus faibles proportions.

Dimension maximale des grains	$D_{max}$	2,38 mm
Limite de liquidité	$w_L$	33%
Limite de plasticité	$w_P$	23%
Indice de plasticité	$I_P$	10%
Activité argileuse	$A_{CB}$	0,14
Densité des grains	$\rho$	2849 $kg/m^3$
Teneur en eau à l'optimum Proctor	$w_{opt}$	16,8%
Densité à l'optimum Proctor	$\rho_{d,opt}$	1778 $kg/m^3$
Résistance en compression simple	$f_y$	0,3 MPa
Module de Young	$E$	27,8 MPa
Cohésion max	$c$	56,2 kPa
Angle de frottement max	$\phi$	34,5°

TABLE 4.10 – Résumé des résultats des essais d'identifications

Ces informations seront précieuses pour expliquer les résultats obtenus suite aux différents essais auxquels les échantillons sont soumis dans le prochain chapitre. Ce prochain chapitre décrit l'analyse expérimentale qui a été faite pour ce travail.

# Chapitre 5

## Étude expérimentale

Ce chapitre est dédié à la description globale de l'étude expérimentale. Dans un premier temps, les objectifs principaux de cette étude sont décrits. Ensuite, les différents matériaux utilisés seront présentés afin de mettre en évidence les informations nécessaires pour la suite. Après cela, le mode opératoire de la réalisation des éprouvettes ainsi que les essais réalisés vont être abordés. Finalement, les paramètres de l'étude seront explicités. Une composition type sera aussi expliquée.

L'objectif de l'étude expérimentale qui est menée dans ce travail est d'avoir une idée de la résistance et de la rigidité des sols limoneux traités avec un liant hydraulique. Des essais de compressions uniaxiales sont réalisés sur toute une série d'éprouvettes de compositions différentes. Le but est de voir l'influence des différents composants dans le cas de ce type de sol inhabituel pour l'utilisation de la méthode du soil mixing.

### 5.1 Matériaux

Le principe général du soil mixing est d'améliorer les propriétés d'un sol par l'addition d'un liant hydraulique et parfois de l'eau.

Il est donc indispensable de passer en revue les différents composants qui sont le sol et le produit de soil mixing. L'eau utilisée est de l'eau distillée. Elle ne sera donc pas décrite ci-dessous. En ce qui concerne la chaux, une description générale mais précise en a été faite dans la section 2.2.2.1 dans le chapitre 2 sur la revue de littérature.

#### 5.1.1 Sol

Le sol qui est utilisé comme base pour l'ensemble des échantillons est un sol limoneux provenant du village d'Écaussinnes situé dans la province du Hainaut. Il a été étudié assez largement dans le chapitre 4 qui traite des différents essais de caractérisation. Cependant, ses caractéristiques principales vont être rappelées dans cette section.

La nature même du sol a été confirmée par plusieurs essais d'identification différents. L'analyse de la granulométrie (section 4.2.1) du sol indique que la majorité des particules peuvent être classées comme limons et sables fins avec une majorité de limons selon les normes belges. Il y a moins de 15% de particules argileuses dont le diamètre est inférieur à  $2 \mu m$ . Cet essai permet aussi de dire que la granulométrie est continue car aucun palier de granulométrie manquante n'est visible et que celle-ci est assez bien étalée puisque son coefficient

d'uniformité  $C_u = 3,71$  est supérieur à 3.

L'analyse au bleu de méthylène (4.2.3) confirme que le sol est bien un sol limoneux-argileux car la valeur de bleu calculée vaut  $VBS = 4,09$ . La faible teneur en argile se confirme encore une fois avec l'activité argileuse qui vaut  $A = 0,14$  et donc comme elle est inférieure à 3, l'argile est dite inactive.

Les teneurs en eau limite sont  $w = 23\%$  entre l'état solide et plastique et  $w = 33\%$  entre l'état plastique et liquide (section 4.2.2).

La teneur en eau résiduelle du sol brute a été mesurée. Elle vaut 1,54% ou 1,47% (plusieurs seaux de sol ont été utilisés). Cette hypothèse sera utilisée dans l'ensemble des calculs de compositions décrit plus loin dans ce chapitre.

La masse volumique des grains du sol est de  $2849 \text{ kg/m}^3$ . Cette valeur a été obtenue grâce au pycnomètre à gaz (section 4.2.4). Elle ne reflète cependant pas la masse volumique du sol qui est utilisée pour les calculs de composition des mélanges. La valeur de  $\rho = 1813 \text{ kg/m}^3$  est utilisée pour la suite sur base des résultats d'un essai Proctor ayant été réalisé auparavant sur le même sol.

### 5.1.2 Liant

Le liant qui a été utilisé est du *Dorosol C*. Les fiches techniques de celui-ci ne sont pas disponible sur internet. Les informations du liant seront donc basées sur celles du *Dorodur H50* qui est semblable au *Dorosol C* et qui produit par *Holcim S.A.*. Les fiches techniques complètes de ce dernier sont présentes dans l'annexe B aux Figures B.1 et B.2.

Le *Dorodur H50* est un liant hydraulique destiné à l'injection pour la consolidation des sols. Il est utilisé autant pour le jet grouting que pour la méthode du soil mixing. Il est principalement composé de laitier de haut fourneau (max 60%) et de clinker (min 30%). La fiche technique indique que la résistance à la compression après 7 jours est de 37 MPa et 56 MPa après 28 jours pour des essais réalisés selon la norme EN 196-1 [HOLCIM S.A. 2023].

## 5.2 Essais et mode opératoire

Cette section va se pencher plus en détails sur la marche à suivre pour préparer et réaliser les différents essais.

### 5.2.1 Préparation des éprouvettes

La préparation des éprouvettes est la première étape pour l'ensemble des essais. Elle se sépare en 2 grandes actions qui sont le mélange des composants et le moulage des éprouvettes.

Le mélange des différents composants se fait par voie sèche. Cela signifie que ce sont les composants secs qui sont d'abord mélangés ensemble. De manière plus détaillée, il faut suivre les étapes suivantes :

1. Ajouter délicatement le sol, le liant et la chaux dans le bol du mixeur ;
2. Mélanger 30 secondes à allure constante jusqu'à ce que le mélange sec soit homogène ;
3. Ajouter progressivement l'eau dans le mixeur sans cesser de mélanger ;

4. Mélanger jusqu'à ce que le mélange soit homogène ;
5. Placer le mélange dans un seau hermétique jusqu'au moulage des éprouvettes.

Si la composition comprend de la chaux, un temps de repos de 30 minutes est laissé entre le mélange et le moulage afin que la chaux vive puisse s'hydrater.

Les différentes étapes du moulage ont déjà été décrites à la section 4.2.6 de manière complète. C'est pourquoi elles ne seront pas présentées dans cette section.

Le mixeur utilisé est un mixeur de la marque *Hobart* (Figures 5.1). Il est équipé d'une pale en acier inoxydable qui effectue des mouvements planétaires. La puissance maximale de l'appareil est de 300W [PETIT 2015]. Le mixeur a été utilisé à sa vitesse la plus faible qui est de 115 rotations de la pale par minute [DI PAOLA 2014].



(a) Mixeur *Hobart*



(b) Pale du mixeur

FIGURE 5.1 – Mixeur et pale *Hobart*

Les moules utilisés pour la réalisation des éprouvettes sont des moules cylindriques (Figures 4.15). Ils ont les dimensions suivantes :

$$\varnothing = 51 \text{ mm} \quad (5.1)$$

$$h = 103,24 \text{ mm} \quad (5.2)$$

Le volume d'une éprouvette est donc  $V = 210,9 \text{ cm}^3$ .

Ce type d'éprouvette sera utilisé dans l'ensemble des essais qui sont cités dans la section suivante.

Une fois les éprouvettes réalisées, celles-ci doivent durcir pendant un certain temps. Il s'agit du temps de cure.

Cette cure se fait dans un environnement humide dans la majorité des cas. Le choix des conditions de cure a été fait dans l'objectif d'être le plus proche des conditions de cure réelles d'un ouvrage réalisé avec la technique du soil mixing. En effet, réaliser une cure en condition sèche n'a que peu de sens car le produit obtenu avec la méthode du soil mixing durcit dans le sol et donc dans des conditions plutôt humides mais pas forcément sous eau.

Pour reproduire ces conditions, les éprouvettes sont stockées dans des seaux fermés hermétiquement dans lesquels un fond d'eau est placé. Elles sont, bien entendu, surélevées à l'aide d'une grille pour ne pas être en contact avec l'eau. Il est important de noter que les éprouvettes sont aussi emballées dans du papier cellophane.

Des mesures ont été réalisées, la température moyenne est de 22°C avec une humidité relative de l'ordre de 90% dans les seaux.

## 5.2.2 Essais réalisés

Le premier et principal essai réalisé est l'essai de compression uniaxiale qui permet de déterminer notamment la résistance et la rigidité du matériau.

Afin d'avoir un point de comparaison, cet essai a déjà été réalisé sur le sol naturel. Il est donc expliqué dans la section 4.2.6. C'est pourquoi la méthodologie n'est de nouveau pas détaillée ici.

Le deuxième essai réalisé concerne des mesures soniques qui permettent d'avoir une information supplémentaire sur le module de Young du matériau. Il sera détaillé dans la section 5.2.2.1 ci-dessous.

Des essais de cisaillement ont aussi été menés sur certains mélanges afin d'apporter une information complémentaire et comparer les liens entre résistance à la compression et résistance au cisaillement dans le cas d'un sol limoneux. La méthodologie a déjà été détaillée plus tôt dans ce travail.

Des mesures ont été réalisées sur les échantillons avant que ceux-ci ne soient passés à la presse afin de connaître leurs dimensions après cure. Cela permet de savoir, si il y a éventuellement un gonflement des éprouvettes durant leur temps de cure.

Les mesures effectuées suivent toujours le même protocole afin d'être le plus cohérent possible dans les données collectées. Des repères sont réalisés à l'aide d'un feutre sur le haut de l'éprouvette ainsi que sur sa hauteur. La hauteur est mesurée à 4 endroits différents et le diamètre est mesuré selon 2 axes à 3 hauteurs différentes. Les différentes positions sont représentées sur la Figure 5.2. Une moyenne arithmétique a ensuite été réalisée afin d'obtenir une valeur unique moyenne pour la hauteur et une pour le diamètre de chaque éprouvette.



FIGURE 5.2 – Positions des mesures

### 5.2.2.1 Essais de mesure sonique

Norme : NBN EN 14579 : 2004 [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2023b]

Le principe de cet essai est de mesurer la rigidité du matériau en se basant sur la vitesse de propagation d'une onde sonique dans un éprouvette cylindrique.

Les éprouvettes sont placées entre deux capteurs piézoélectriques de fréquence donnée, un émetteur qui envoie un signal et un récepteur qui perçoit le signal un fois que celui-ci a transité par le matériau. Le signal est ensuite transmis à un oscilloscope qui permet de calculer le

temps nécessaire au signal émis pour traverser l'éprouvette. Il est ensuite possible de calculer le module de Young du matériau qui est une propriété liée à la vitesse de propagation des ondes [ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES 2023b].

Afin de réaliser cet essai, un générateur électrique et un oscilloscope sont indispensables. Il est aussi conseillé d'utiliser de la vaseline afin d'assurer un bon contact avec l'éprouvette.

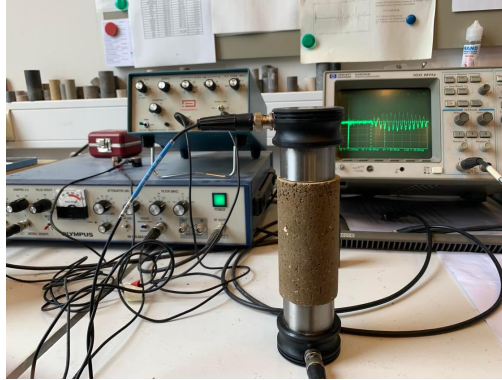


FIGURE 5.3 – Matériel nécessaire pour l'essai de mesure sonore

Cet essai est réalisé sur les éprouvettes qui ont été préparées pour l'essai de compression simple juste avant que celles-ci ne passent à la presse.

Pour réaliser la mesure sonore, il faut :

1. Mesurer la hauteur de l'éprouvette à l'aide d'un pied à coulisse ;
2. Raboter légèrement les surfaces inférieures et supérieures du cylindre si celles-ci ne sont pas planes ;
3. Étaler une fine couche de vaseline sur la surface des capteurs pour assurer un bon contact avec l'éprouvette ;
4. Placer l'éprouvette entre les deux capteurs ;
5. Calculer le déphasage  $\Delta t$  entre le signal émis et reçu grâce au résultat affiché sur l'oscilloscope.

Le déphasage  $\Delta t$  est le moment à partir duquel l'onde est clairement perceptible sur l'écran de l'oscilloscope comme indiqué sur la Figure 5.4.

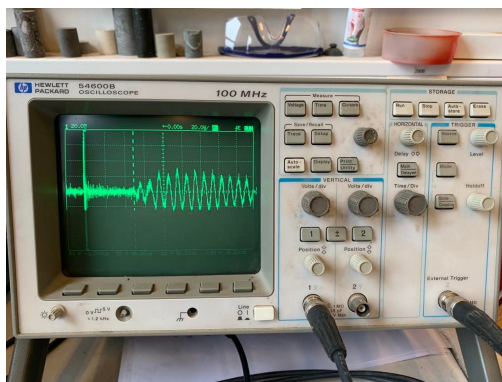


FIGURE 5.4 – Écran de l'oscilloscope



Sur base de ce déphasage  $\Delta t$  mesuré, il est possible de calculer une vitesse de propagation en connaissant la hauteur de l'échantillon qui est donc la distance parcourue par l'onde entre l'émetteur et le récepteur. La vitesse est calculée grâce à la formule suivante :

$$v = \frac{h}{\Delta t} \quad (5.3)$$

Grâce à cette vitesse  $v$ , il est, par la suite, possible de calculer le module de Young dynamique associé au matériau dans lequel transitent les ondes. Une information est cependant manquante, il s'agit du coefficient de Poisson. Dans ces cas, l'hypothèse est faite que le coefficient de Poisson vaut  $\nu = 0,3$ .

Ce module se calcule tel que :

$$E_d = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \rho \times v^2 \quad (5.4)$$

### 5.3 Liste des échantillons

Afin d'observer les propriétés du soil mixing à base d'un sol limoneux, différentes éprouvettes de compositions différentes ont été réalisées. Plusieurs paramètres ont été étudiés dans cette étude. Ces paramètres sont :

- La teneur en chaux ;
- La quantité d'eau de sol ;
- La quantité de liant ;
- Le temps de séchage.

Une série de valeurs ont été définies pour être combinées afin d'observer l'influence de ceux-ci. La teneur en chaux varie entre 0% et 3% de la masse de sol à traiter. Il s'agit d'une valeur habituelle de teneur en chaux pour l'amélioration des sols.

La quantité d'eau de sol est définie par la teneur en eau du sol. Le sol avait une teneur en eau initiale avant séchage de 13,6%. C'est donc la teneur qui est visée. Dans certains cas, la teneur sera augmentée à 20%, ce qui est assez proche de l'optimum Proctor. Elle peut même aller jusqu'à 25 et 30% dans certains cas précisés dans le chapitre 6.

La quantité de liant est définie par un rapport L/S qui est le ratio entre la masse de liant et le volume de sol à traiter. Ce ratio vaut 200, 300 ou 400  $kg/m^3$  en fonction des échantillons. De l'eau est ajoutée afin de permettre l'hydratation du produit de soil mixing. Cette eau est ajoutée en plus de l'eau nécessaire pour atteindre la teneur en eau souhaitée du sol. Un rapport E/L=1 est utilisé dans tous les cas.

Les différents temps de séchage sont de 7, 28 et 60 jours comme c'est habituellement le cas pour le séchage du béton.

Les combinaisons possibles sont nombreuses. Il a donc fallu faire un choix pour rester raisonnable dans la quantité de matériaux à utiliser ainsi pour le temps de préparation. Les combinaisons, qui ont été étudiées, ont donc été choisies en faisant varier 1 paramètre (2 maximum) à la fois en partant d'une composition type. Cette composition type est composée de :

- La teneur en chaux : 3% ;
- La quantité d'eau de sol : 13,6% ;
- La quantité de liant : 300  $kg/m^3$ .

Sur cette base, une liste des 6 combinaisons différentes ont été réalisées pour l'étude expérimentale. L'ensemble de ces échantillons sont repris dans la Table 5.1.

Il faut noter que les teneurs en chaux et en eau sont des pourcentages de la masse de sol à traiter.

N° échantillon	Teneur en chaux [%]	$w$ [%]	L/S [ $kg/m^3$ ]
1	0	13,6	200
2	0	13,6	300
3	0	13,6	400
4	3	13,6	300
5	3	13,6	0
6	3	20	300

TABLE 5.1 – Liste de types d'échantillons réalisés

Si le paramètre temps de séchage ne figure pas dans ce tableau, c'est parce que ces 6 combinaisons ont été réalisées pour chaque temps de séchage.

Des tableaux (Table B.1 et B.3) contenant la liste de l'ensemble des éprouvettes réalisées pour ce travail sont repris dans les annexes (Annexe B) à titre indicatif.

### 5.3.1 Composition

La composition exacte a été calculé sur base d' $1m^3$  de sol puis ramenée à l'échelle des éprouvettes. Les différentes étapes de ce calcul sont reprises ci-dessous pour le cas de la composition type (numéro 4 dans la Table 5.1).

Sachant que la masse volumique du sol sec vaut  $\rho_d = 1813 kg/m^3$ , il est possible de déduire les quantités suivantes :

Pour  $1m^3$  de sol à traiter,

$$m_{sol} = 1813 kg \quad (5.5)$$

$$m_{liant} = 300 kg \quad (5.6)$$

car le rapport  $L/S = 300 kg/m^3$

$$m_{eau,liant} = 300 kg \quad (5.7)$$

car le rapport  $E/L = 1$

$$m_{eau,sol} = 218,65 kg \quad (5.8)$$

car la teneur en eau est  $w = 13,6 \%$

$$m_{chaux} = 54,39 kg \quad (5.9)$$

car le rapport  $m_{chaux} = 3 \% m_{sol}$

Ce qui donne une masse totale de :

$$m_{tot} = 2686 kg/m_{sol}^3 \quad (5.10)$$

Il faut bien faire attention à bien retirer la quantité d'eau résiduelle qui se trouve déjà dans le sol hors de la teneur en eau souhaitée pour le sol à l'équation 5.8. Dans le cas du limon

d'Écaussinnes qui a été utilisé, la teneur en eau résiduelle du sol est  $w = 1,54 \%$ .

Les proportions (en masse) que représente chaque constituant dans la masse totale du mélange sont :

$$\%_{m\text{sol}} = \frac{m_{\text{sol}}}{m_{\text{tot}}} = 0,67 \quad (5.11)$$

$$\%_{m\text{liant}} = \frac{m_{\text{liant}}}{m_{\text{tot}}} = 0,11 \quad (5.12)$$

$$\%_{m\text{eau}} = \frac{m_{\text{eau}}}{m_{\text{tot}}} = 0,19 \quad (5.13)$$

$$\%_{m\text{chaux}} = \frac{m_{\text{chaux}}}{m_{\text{tot}}} = 0,02 \quad (5.14)$$

Le volume de sol dans chaque échantillon  $V_{ech}$  est déterminé en prenant ses mesures. En choisissant une densité arbitrairement pour le mélange  $\rho_m$ , la masse totale du mélange  $m_m$  puis celle de chaque constituant peuvent être calculées.

$$V_{ech} = h \times (\pi r^2) = 210\,900,8 \text{ mm}^3 \quad (5.15)$$

où  $h = 103,24 \text{ mm}$  et  $r = 25,5 \text{ mm}$  (établis sur base d'une moyenne de plusieurs mesures).

$$m_m = V_{ech} \times \rho_m = 0,413 \text{ kg/échantillon} \quad (5.16)$$

La masse de chaque constituant (i) peut donc être calculée grâce à la formule suivante :

$$m_i = m_m \times \%_{m i} \quad (5.17)$$

La Table 5.2 reprend la composition finale de l'exemple choisi.

Sol	Liant	Eau	Chaux	Total
279 g	80 g	46 g	8 g	413 g

TABLE 5.2 – Composition pour 1 éprouvette de la composition 4

Dans la pratique, 3 éprouvettes de chaque combinaison ont été réalisées. Une marge de sécurité de 5% a aussi été prise pour les masses à prélever de chaque constituant afin de pallier à des imprécisions éventuelles lors de la constitution des échantillons.

Le choix de la densité du mélange était initialement de  $\rho_m = 2000 \text{ kg/m}^3$  mais lors de la réalisation des éprouvettes, la quantité prévue de sol devait être trop fortement comprimée pour entrer dans le moule car le mélange avait déjà commencé à faire prise. Il a donc été décidé de réduire la densité en fonction de la quantité qui avait pu entrer dans le moule. Finalement, c'est une densité de  $\rho_m = 1982 \text{ kg/m}^3$  qui a été choisie pour l'ensemble des échantillons qui ont été réalisés.

## 5.4 Conclusion

Ce chapitre a permis d'expliquer l'ensemble de la procédure expérimentale qui a été réalisée. Il reprend les matériaux, l'élaboration et la composition des éprouvettes ainsi que les essais effectués.

Maintenant que tout cela a été expliqué, les différents résultats obtenus suite à ces essais peuvent être présentés et surtout analysés.

# Chapitre 6

## Résultats et interprétation

Dans ce chapitre, les résultats des essais qui ont été décrits dans le chapitre précédent sont donnés et interprétés. L'attention est principalement centrée sur l'interprétation et l'utilisation des connaissances pour expliquer les résultats obtenus.

Le but global est, bien entendu, d'utiliser ces résultats dans le cadre du dimensionnement d'un ouvrage de soutènement qui viendra au chapitre suivant.

### 6.1 Notations

Une série d'abréviations a été utilisée dans ce chapitre pour décrire la composition des différentes éprouvettes afin de permettre une reconnaissance rapide des mélanges.

La notation reprend des lettres et des chiffres. Elle indique les différentes proportions de chaux, liant et teneur en eau du sol. La signification de ce code est la suivante :

- $C_*$  : indique la teneur en chaux  
*exemple* :  $C3 \rightarrow 3\%$  de chaux
- $L_*$  : indique la quantité de produit de sol mixing ou liant  
*exemple* :  $L300 \rightarrow 300 \text{ kg}$  de liant par  $m^3$  de sol traité
- $E_*$  : indique la teneur en eau du sol (et non du mélange)  
*exemple* :  $E20 \rightarrow 20\%$  de teneur en eau

Si une lettre n'apparaît pas dans le code, cela signifie que le constituant associé n'est pas présent. À l'exception de la teneur en eau du sol qui est supposée de 13,6% dans tous les cas, sauf si elle est spécifiée par le code correspondant.

### 6.2 Résultats en compression : après 60 jours de cure

Dans cette section, les résultats des essais réalisés sur les éprouvettes qui ont eu une cure de 60 jours sont présentés. Il s'agit des premiers résultats obtenus. Ils sont donc à l'origine des questions et essais qui ont été mis en place pour les autres durées de cure.

Les 6 mélanges, décrits à la section 5.3, ont été réalisés et soumis à des essais de compression simple qui ont permis de déterminer leur résistance et leur rigidité dont les résultats sont illustrés sur les Figures 6.1 et 6.2 ci-dessous.

En premier lieu, il est intéressant de s'attarder sur les 3 premières colonnes présentées sur les Figures 6.1 et 6.2. Elles ne concernent que les mélanges où seul du liant est utilisé. Dans ce

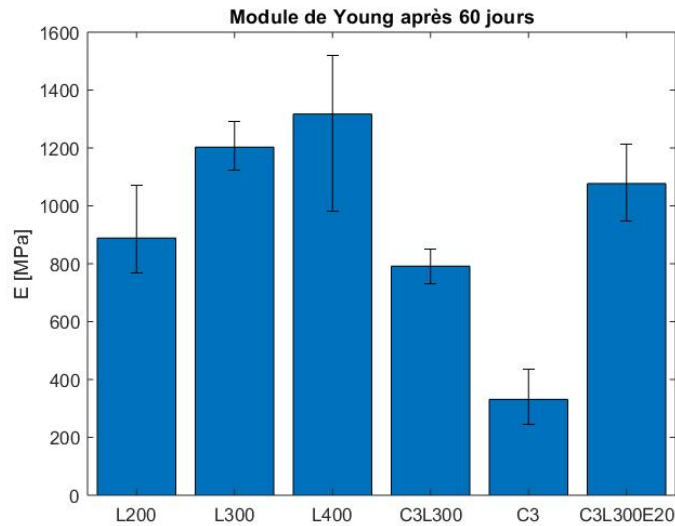


FIGURE 6.1 – Module de Young des éprouvettes après 60 jours de cure

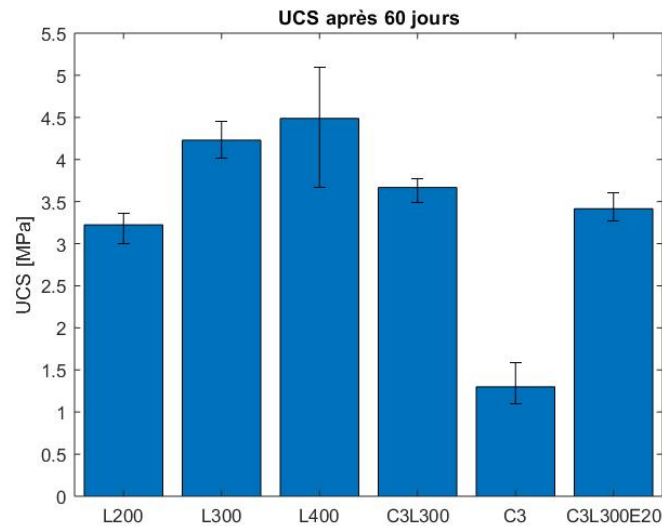


FIGURE 6.2 – Résistance en compression des éprouvettes après 60 jours de cure

cas, seule la quantité change.

La première hypothèse, qui est assez évidente, est que lorsque la quantité de liant augmente, la résistance et la rigidité augmentent. Ce résultat est assez attendu.

Cette hypothèse s'explique chimiquement par la production de CSH. En effet, plus il y a de liant, plus il y a de CSH qui sont produits et donc il y a plus de liens entre les grains qui composent la matière.

Cependant, en augmentant la quantité de liant de  $300 \text{ kg/m}^3$  à  $400 \text{ kg/m}^3$  de sol traité, le gain est assez limité car les résultats sont plus variables. Les valeurs mesurées pour  $400 \text{ kg/m}^3$  sont parfois très proches, voire inférieures, à celles obtenues pour  $300 \text{ kg/m}^3$ . Il y a donc moins d'intérêt à arriver à cette quantité de produit de soil mixing lorsque l'attention est portée sur les résultats à long terme.

Une autre observation, qui paraît assez évidente au vu des graphiques à bâtonnets, est qu'il

est plus intéressant de traiter un sol limoneux par la méthode du soil mixing qu'avec de la chaux seule (bâtonnet C3) si une résistance et une rigidité élevées sont recherchées. Le choix d'une méthode de traitement ou d'une autre dépend bien entendu de la situation et d'autres contraintes tels que le prix, la mise-en-oeuvre,...

Le traitement à la chaux va principalement permettre d'assécher le sol en présence dans un premier temps. La chaux vive va s'hydrater avec l'eau du sol et former de la chaux aérienne. Ensuite, elle va progressivement se dissoudre dans l'eau restante et peut ainsi réagir avec les silices et aluminates du sol. Cependant cette réaction est très lente et assez limitée par la faible quantité de chaux.

Suite aux essais de compression réalisés après une cure de 60 jours, une diminution de la résistance a été observée lorsque le produit de soil mixing et la chaux sont mélangés (bâtonnet C3L300) en comparaison avec celle obtenue pour les éprouvettes ne contenant que du liant pour une même teneur en produit de soil mixing (bâtonnet L300).

Ce résultat est assez surprenant à première vue car il aurait semblé plus évident que les apports individuels à la résistance soient combinés dans une certaine mesure. Il est important de noter que la chaux est en ajout et non en substitution lorsqu'elle est présente dans la composition. Pour tenter d'expliquer ce phénomène, trois hypothèses ont été proposées.

Une première hypothèse qui avait été posée afin d'expliquer ce phénomène est que le produit de soil mixing et la chaux sont « en compétition » pour réagir avec l'eau présente dans le mélange afin de s'hydrater.

La deuxième hypothèse est liée aux conditions de cure des éprouvettes. Elle stipule que comme les éprouvettes sont stockées dans un environnement humide où l'air n'est pas renouvelé, la réaction de carbonatation de la chaux hydratée est empêchée. Et comme la chaux éteinte est peu résistante, cela entraînerait une perte de résistance.

La dernière hypothèse est que le phénomène observé serait comparable à celui du mortier ordinaire et mortier bâtard. Dans les mortiers bâtards, une partie du ciment est substituée par de la chaux ce qui permet au mélange d'être plus onctueux et la mise en place est ainsi simplifiée [COURARD 2020c]. Cependant, ce type de mortier est moins résistant qu'un mortier ordinaire composé de sable, ciment et d'eau uniquement.

Afin de tester ces différentes hypothèses, d'autres mélanges que ceux déjà réalisés lors des essais à 60 jours de cure seront testés.

Une autre observation, qui a pu être faite sur les résultats obtenus, se base sur la Figure 6.3 qui s'intéresse aux variations de volume des éprouvettes après la cure. Pour toutes les compositions, une augmentation de volume est observable de l'ordre de 1% à 2% environ. Il y a même une augmentation plus importante lorsque de la chaux est présente dans la composition. Cela s'explique par le phénomène de foisonnement de la chaux vive lorsque celle-ci s'hydrate lors de la réaction d'extinction. Cette augmentation pourrait expliquer une certaine diminution de la résistance notamment pour la composition à 20% de teneur en eau pour le sol (C3L300E20).

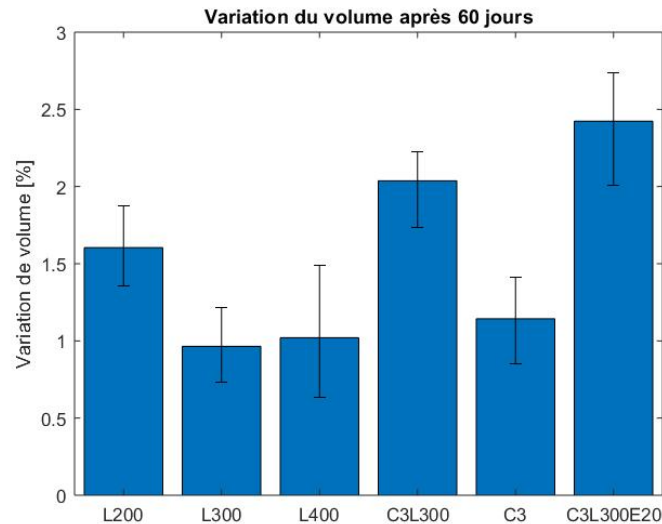


FIGURE 6.3 – Variation du volume des éprouvettes après 60 jours de cure

### 6.3 Résultats en compression : après 28 jours de cure

Au premier abord, une tendance similaire aux résultats obtenus à 60 jours de cure peut être aisément observée.

Il est aussi possible de noter une augmentation de la résistance et de la rigidité lorsque la quantité de liant augmente (3 premières barres). Cependant, après 28 jours, le gain en passant de 200 à 300 kg de liant par  $m^3$  de sol n'est plus aussi significatif.

L'intérêt du liant est encore une fois bien marqué par rapport à l'utilisation de la chaux seule.

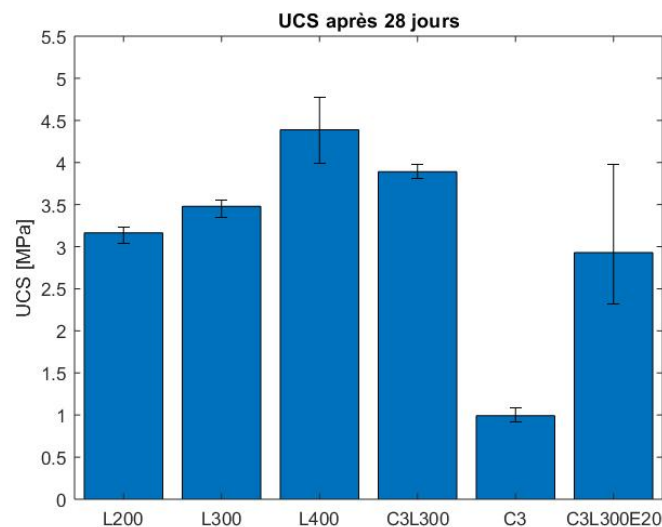


FIGURE 6.4 – Résistance en compression des éprouvettes après 28 jours de cure

Une autre observation qui peut être faite est que le gain de résistance entre la composition à 300 kg de liant par  $m^3$  de sol et celle combinant une même proportion de liant et chaux n'est plus visible. Les valeurs de résistance et rigidité sont assez proches. Cette observation est contraire aux résultats obtenus après 60 jours de cure.

Une hypothèse qui pourrait expliquer ce phénomène est que les réactions à plus long terme permettent de créer ce gain lorsque le liant est utilisé seul.

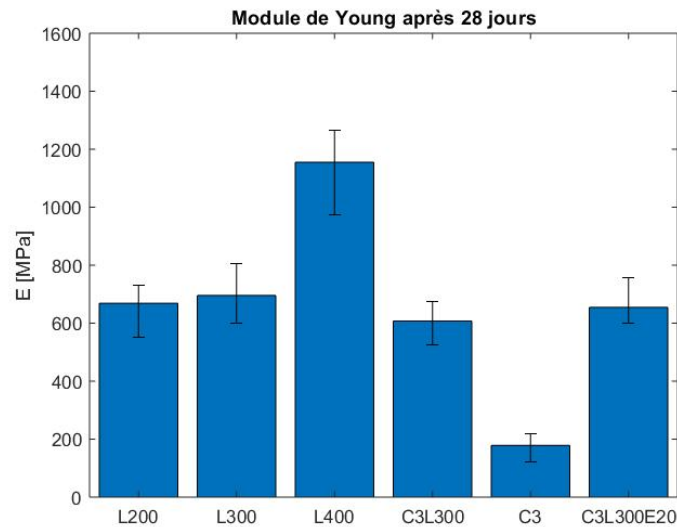


FIGURE 6.5 – Module de Young des éprouvettes après 28 jours de cure

### 6.3.1 Vérification des hypothèses

Les différentes hypothèses qui ont été posées, dans la section 6.2, afin d'expliquer la perte de résistance entre le mélange combinant chaux et liant par rapport à celui contenant uniquement du liant ont pu être explorées ici.

#### 6.3.1.1 Hypothèse n°1 : Compétition pour l'eau

L'hypothèse de "compétition" de l'eau entre le liant et la chaux en ce qui concerne leur hydratation respective a été testée à la Figure 6.6 et 6.7 en augmentant progressivement la teneur en eau du sol de 13,6% jusqu'à 30%. Il est important de noter que le rapport  $E/L=1$  dans tous les cas.

Sur la Figure 6.6, il est assez évident que lorsque la teneur en eau du sol augmente, et donc la teneur en eau globale du mélange, la résistance diminue progressivement. Il semble donc que le fait d'ajouter de l'eau ne permet pas d'avoir un gain de résistance et donc plus de réaction avec la chaux ou le liant.

Lorsqu'on s'intéresse maintenant à la rigidité des différentes teneurs en eau du sol (Figure 6.7), le module de Young reste plus constant que la résistance malgré cette augmentation de la teneur en eau. Les valeurs moyennes diminuent légèrement mais les résultats sont assez variables.

Cette première hypothèse semble peu probable après réflexion puisque le rapport  $E/L=1$  ce qui est assez élevé. Cela signifie qu'il y a la même masse d'eau que de produit de soil mixing. Or dans le cas du ciment, qui est un liant hydraulique semblable au produit de soil mixing, un rapport  $E/C=0,25$  est le minimum stœchiométrique pour hydrater l'ensemble du ciment [COURARD 2020b]. Le rapport  $E/L$  minimum du produit de soil mixing doit probablement



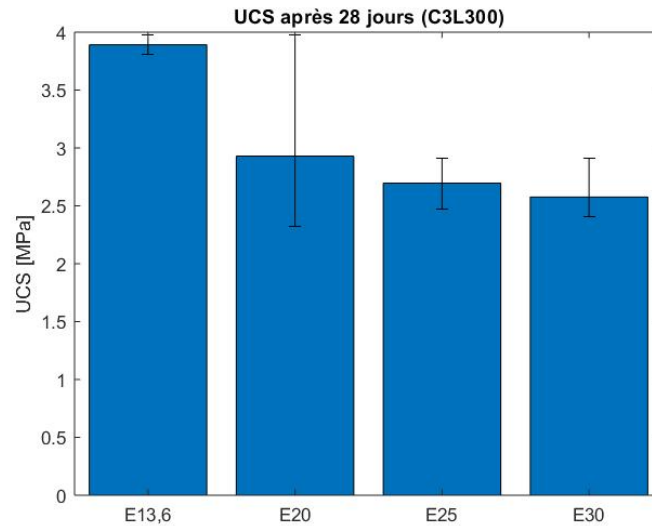


FIGURE 6.6 – Résistance en compression des éprouvettes après 28 jours de cure en fonction de la teneur en eau

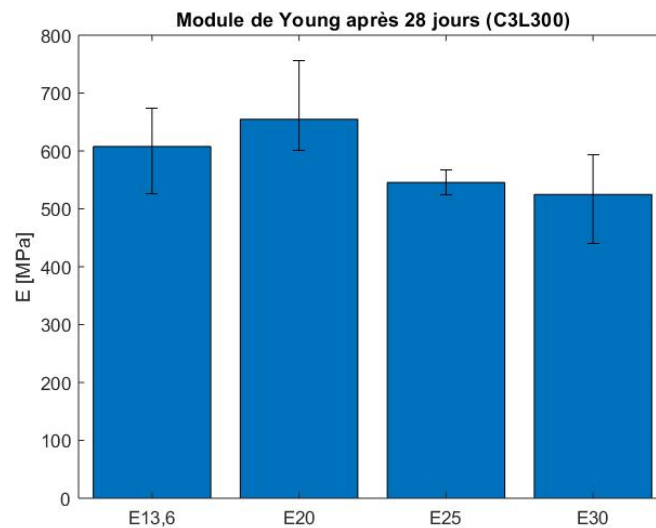


FIGURE 6.7 – Module de Young des éprouvettes après 28 jours de cure en fonction de la teneur en eau

être proche de cette valeur de 0,25. Dans le cas du soil mixing, il ne devrait donc pas avoir de soucis car il y a de l'eau en suffisance et même plus pour permettre à la chaux d'aussi s'hydrater.

Cette première hypothèse est donc à rejeter.

### 6.3.1.2 Hypothèse n°2 : Carbonatation de la chaux hydratée empêchée

La deuxième hypothèse qui avait été posée est que la réaction de carbonatation de la chaux a été empêchée par les conditions de cure. Les conditions de cure bloqueraient le développement de la résistance de la chaux.

La chaux vive qui est mélangée réagit avec l'eau afin de former de la chaux hydratée qui est aussi appelée portlandite (CH). Si elle ne réagit plus, elle va avoir tendance à réduire la résistance du mélange en créant une porosité plus importante. Pour pallier à ce problème, la portlandite peut réagir notamment avec le  $CO_2$  présent dans l'air pour se carbonater et augmenter la résistance à long terme.

Un autre élément qui pourrait appuyer cette hypothèse est que la cure se fait dans un environnement humide. Les éprouvettes sont conservées dans des seaux hermétiques et contenant un fond d'eau. La chaux hydratée n'est donc pas en contact avec l'air et n'a pas la possibilité de se carbonater. Cela permet de se rapprocher plus de l'application du soil mixing où le sol en place est mélangé avec le produit de soil mixing et l'eau puisque la cure se fait en place.

Afin de tester cette hypothèse, 6 éprouvettes de même composition ont été réalisées. Elles combinent toutes chaux et liant. Mais 3 éprouvettes ont été conservées à l'air libre tandis que les autres dans les conditions habituelles de cure.

En se focalisant en premier lieu sur la Figure 6.8, il est plutôt évident que les éprouvettes en conditions sèches de cure ont une résistance plus faible que celle en conditions humides. Cependant, les résultats mesurés sont plus variables en conditions sèches et dans certains cas se rapprochent assez de ceux obtenus pour les éprouvettes humides.

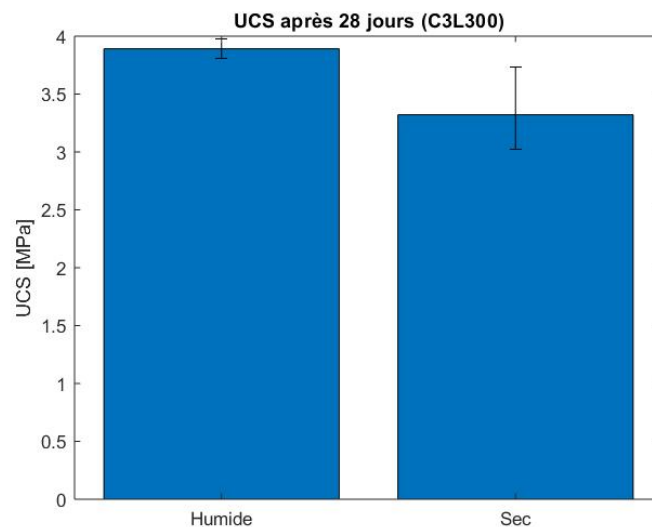


FIGURE 6.8 – Résistance en compression des éprouvettes après 28 jours en fonction des conditions de cure

En ce qui concerne la rigidité (Figure 6.9), il semblerait que les conditions de cure n'ont pas d'impact sur le module de Young qui est très proche dans les deux cas.

Suite aux résultats obtenus sur la Figure 6.8, une réflexion sur les différentes réactions chimiques a été menée.

En fait, la chaux hydratée peut réagir de deux manières différentes lorsque les éprouvettes sont laissées à l'air libre. La chaux peut, soit se carbonater avec le  $CO_2$  présent dans l'air, soit réagir avec les alumines et silices présentes dans le sol limoneux. Il y a donc une compétition au niveau de la chaux. Une partie seulement va réagir avec les composants du sol et former une structure

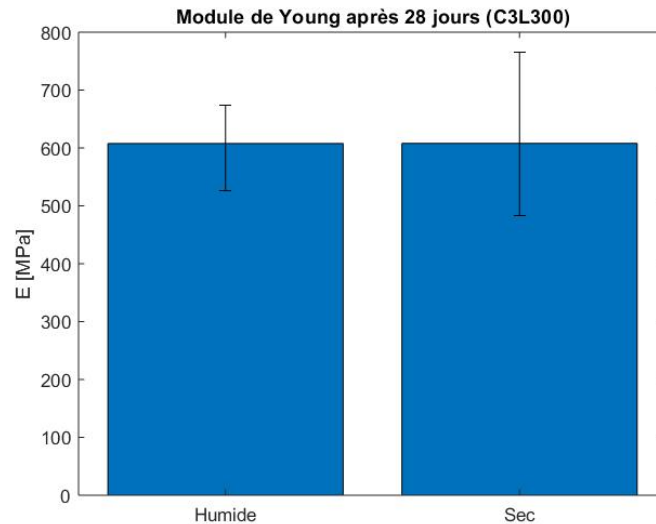


FIGURE 6.9 – Module de Young des éprouvettes après 28 jours de cure en fonction des conditions de cure

rigide et plus résistante que la chaux aérienne. Donc, si il y a une perte de résistance lorsque les éprouvettes sont laissées à l'air libre, cela s'explique par la diminution des réactions entre la chaux et le sol au profit de la carbonatation qui semble former des composés moins résistants. Il ne faut pas négliger la perte d'eau due à l'évaporation dans l'environnement. L'eau joue le rôle de catalyseur dans les différentes réactions de la chaux que ce soit avec le  $CO_2$  ou avec les  $SiO_2$  ou  $Al_2O_3$ . Cette perte pourrait donc diminuer les réactions de la chaux.

Avec ces essais, il est montré que les conditions de cure choisies pour l'ensemble de l'étude expérimentale ne sont pas un facteur qui causerait la diminution de la résistance à long terme lorsque la chaux et le liant sont combinés.

Il semblerait donc que cette hypothèse ne soit pas la bonne.

### 6.3.1.3 Hypothèse n°3 : Essais de mortiers

Afin d'illustrer une hypothèse qui expliquerait la perte de résistance lorsqu'on combine le liant et la chaux, des essais de mortier ont été réalisés. Ils seront donc détaillés dans cette section.

En premier lieu, la composition et la méthodologie appliquée pour la réalisation et le test des barrettes réalisés seront expliquées. Ensuite les résultats seront présentés puis analysés.

Ces essais de mortier ont été réalisés selon la norme belge (EN 196-1) qui indique les conditions de préparation des éprouvettes de mortier notamment.

La composition des mélanges réalisés est basée sur la composition d'un mortier ordinaire tel que décrit dans les normes.

Cependant, dans ce cas, le ciment sera remplacé par le produit de soil mixing qui est aussi un liant hydraulique. Les proportions habituelles du ciment seront conservées. Dans le cas du mortier bâtard, de la chaux sera aussi présente dans le mélange en addition. La proportion de chaux sera de 3% de la masse de sable. Cela permet de garder une consistance avec la campagne d'essais en compression sur les mélanges à base de sol limoneux où la chaux est aussi dosée à

3%.

La composition de chacun des mortiers est reprise dans le tableau suivant (Table 6.1).

	Sable [g]	Soil mixing [g]	Eau [g]	Chaux [g]
Mortier ordinaire	1350	450	225	0
Mortier bâtard	1350	450	225	40,5

TABLE 6.1 – Composition des différents mortiers pour 3 barrettes

Pour réaliser les barrettes de mortier, il faut d'abord préparer le mortier et ensuite le mouler. La préparation du mélange suit les étapes suivantes :

1. Peser le produit de soil mixing, la chaux et l'eau ;
2. Mettre dans le bol du mixeur le produit de soil mixing, la chaux et l'eau ;
3. Mélanger les composants à la vitesse 1 du mixeur pendant 30 secondes ;
4. Ajouter progressivement le sable pendant 30 secondes ;
5. Augmenter la vitesse du mixeur à la vitesse 2 et laisser mélanger 30 secondes ;
6. Arrêter le mixer pendant 1 minute 30 et ramener le mortier sur les parois et dans le fond au centre à l'aide d'une spatule ;
7. Mélanger pendant 1 minute à la vitesse 2 du mixeur.



FIGURE 6.10 – Moule pour barrettes

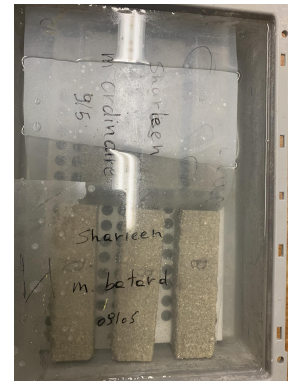


FIGURE 6.11 – Conditions de cure

Une fois que le mortier est prêt, il faut ensuite le mouler. Les étapes à suivre sont les suivantes :

1. Installer un moule huilé et sa rehausse sur la table à chocs ;
2. Déposer une première couche homogène de mortier dans les 3 compartiments du moule jusqu'à mi-hauteur du moule ;
3. Lancer un cycle de 60 coups afin de vibrer et homogénéiser la première couche ;
4. Déposer la deuxième couche du mortier ;
5. Lancer un deuxième cycle de 60 coups ;
6. Retirer le moule de la table et la rehausse ;
7. Araser progressivement les barrettes avec une règle métallique inclinée dans le sens de l'arasement ;

8. Retirer le mortier sur le moule à l'aide d'un papier essuie-tout ;
9. Placer le moule en chambre humide à 90% d'humidité relative pendant 20 à 24 heures.

Après cette durée, les barrettes sont démoulées et remises en chambres humides sous eau pendant le temps de cure. Ce choix des conditions de cure est motivé par la volonté de ne pas laisser les échantillons en contact avec l'air libre et donc ne pas permettre la carbonatation de la chaux hydratée. Le but est de rester le plus cohérent avec les conditions de cure des éprouvettes pour les essais de compression et de cisaillement.

Après une cure de 7 jours, les barrettes sont soumises à plusieurs essais pour déterminer leurs résistances.

Elles sont d'abord pesées et mesurées. Ensuite, elles sont passées à la presse d'abord en flexion (flexion 3 points) pour déterminer leur résistance en flexion et ensuite en compression pure.



FIGURE 6.12 – Presse pour l'essai de flexion



FIGURE 6.13 – Barrettes après flexion

Au vu des Figures 6.14 et 6.15, il est évident que le fait de mélanger chaux et liant (mortier bâtard) entraîne une perte de résistance importante par rapport à l'utilisation du liant seul (mortier ordinaire).

Lors de la réalisation des barrettes, ce résultat pouvait déjà être prédit car les barrettes de mortier bâtard s'effritaient ce qui rendait leur manipulation assez délicate.

Ce résultat peut s'expliquer en se basant sur les réactions chimiques telles que décrites dans la section 2.2.2.

Dans le cas du mortier, le sol est remplacé par du sable qui est inerte. Le produit de soil mixing, qui est semblable à du ciment, réagit avec l'eau pour s'hydrater et former des composés de CSH et CAH assez résistants. Ce sont les réactions avec la chaux qui sont différentes dans le cas du mortier bâtard. Les réactions à long terme qui menaient à la création de CSH, CAH et CASH à partir de la chaux hydratée ne sont donc plus possibles car les silices et aluminates ne sont pas présentes. La chaux vive qui est incorporée au mélange ne permet que la production de portlandite qui n'est pas très résistante.

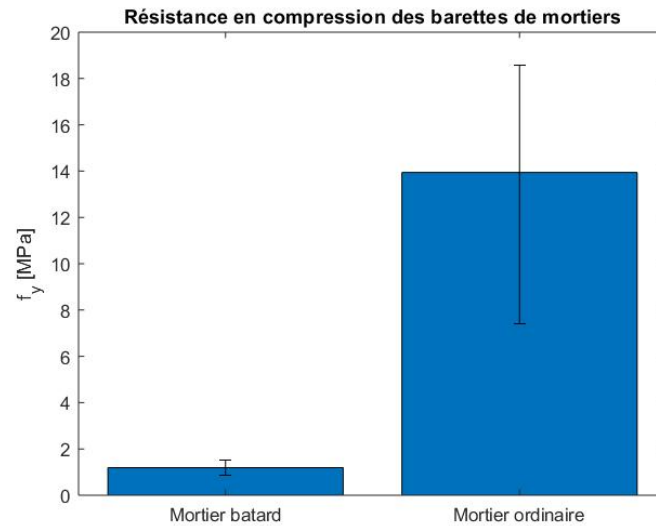


FIGURE 6.14 – Résistance en compression des mortiers

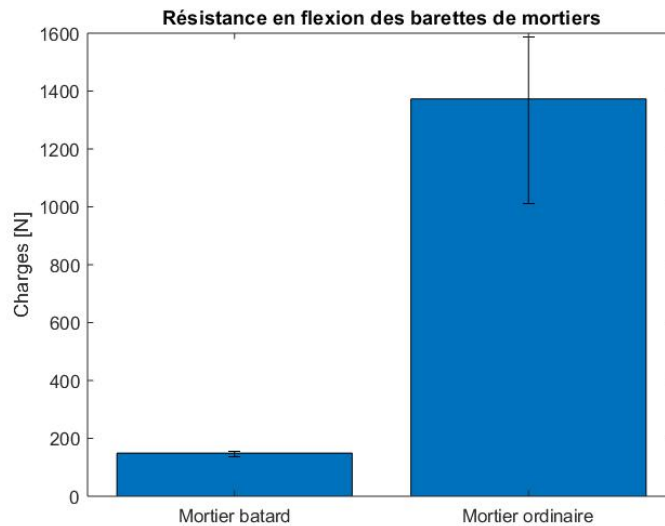


FIGURE 6.15 – Résistance en flexion des mortiers

#### 6.3.1.4 Conclusion

Sur base de ces essais de mortier, l'hypothèse dite du "mortier bâtard", expliquerait la perte de résistance et de rigidité des éprouvettes composées de chaux et de liant en comparaison avec celles contenant uniquement du liant après 60 jours de cure. Les deux premières hypothèses ont été rejetées pour les diverses raisons explicitées précédemment.

Dans le cas de ces essais, le limon d'Écaussines a été remplacé par un sable inerte. Il n'y avait donc aucune réaction entre celui-ci et le liant ou la chaux, a contrario du sol limoneux. La perte de résistance est donc uniquement due aux réactions entre la chaux et liant et à moindre mesure (voir pas du tout) aux réactions avec les silicates et aluminates présents dans le sol. Cela permettrait donc d'expliquer l'origine de cette perte.

L'écart de résistance entre le mortier ordinaire et le bâtard est bien plus important que ce

qui a pu être observé notamment à la Figure 6.2. La diminution de l'écart est probablement due aux réactions plus lentes qui ont lieu entre le liant et la chaux avec les différents composants du sol limoneux car ces réactions sont absentes dans le cas du sable.

Cependant après 28 jours de cure, cette tendance n'est plus présente. Il semble donc que l'évolution de la résistance due aux réactions à long terme soit freinée par la présence de la chaux. Cette hypothèse devra être vérifiée plus loin lorsque l'évolution temporelle sera analysée.

## 6.4 Résultats en compression : après 7 jours de cure

Après 7 jours, les différences de dosage du liant sont peu marquées que ce soit en terme de résistance (Figure 6.16) ou de rigidité (Figure 6.17). Les réactions à plus long terme n'ont pas encore pu se produire. Il semble donc que ce sont ces réactions qui permettent un apport considérable de résistance et qui marquent les écarts en fonction du dosage. En effet, pour des temps de cure plus longs, le gain de résistance est de plus en plus visible. Cette hypothèse avait déjà été exprimée à 28 jours.

À court terme, l'intérêt ou non de combiner chaux et liant par rapport au liant seul n'est pas visible mais apparaît à plus long terme (à 60 jours de cure notamment). Ce même phénomène se retrouve après 28 jours de cure. Cela appuie l'hypothèse posée à la section 6.3 qui supposait que le gain de résistance à utiliser le liant seul provient des réactions à long terme.

Peu importe la durée de cure des échantillons, il est évident que traiter le sol à la chaux uniquement est bien moins intéressant d'un point de vue de la résistance et de la rigidité que d'utiliser la méthode du soil mixing.

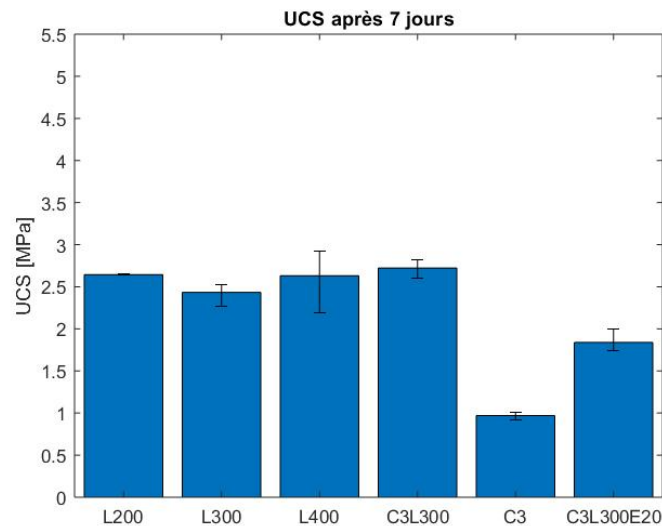


FIGURE 6.16 – Résistance en compression des éprouvettes après 7 jours de cure

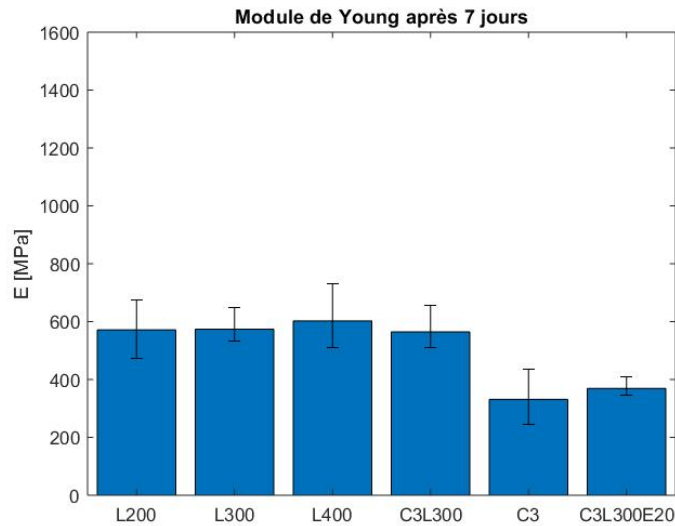


FIGURE 6.17 – Module de Young des éprouvettes après 7 jours de cure

## 6.5 Résultats en compression : comparaison temporelle

Maintenant que les différents résultats pour chacun des temps de cure ont été décrits et interprétés grâce à une série d'hypothèses, il est intéressant de se pencher sur l'évolution temporelle des résistances et rigidités pour chacune des différentes compositions.

Sur base des 3 graphiques repris à la Figure 6.18, l'augmentation de la résistance avec le temps est assez visible pour l'ensemble des compositions. En ce qui concerne les compositions contenant uniquement du liant (3 premières colonnes), la marge de résistance entre les différentes proportions de liants augmente avec le temps comme cela a déjà été mentionné plusieurs fois.

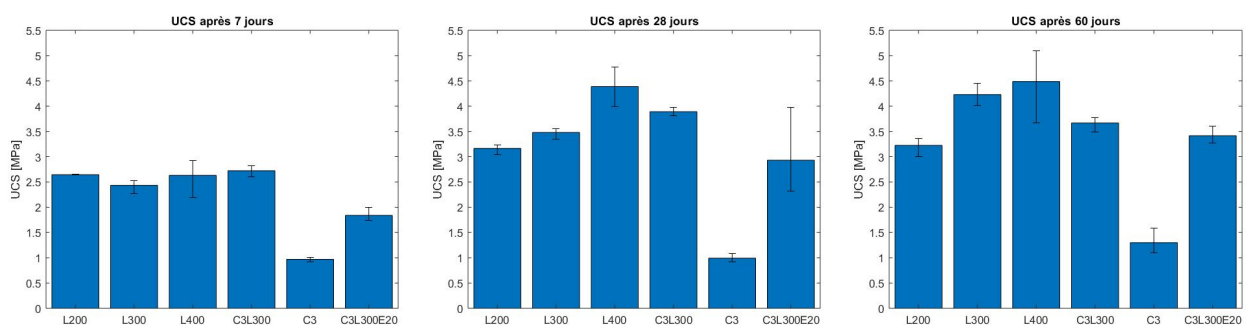


FIGURE 6.18 – Évolution de la résistance en compression

Les mélanges ne contenant que du liant (L200, L300 et L400) suivent tous le même type d'évolution comme celle représentée sur la Figure 6.19.

Il y a une forte augmentation à court et moyen terme. Aux alentours de 28 jours, un palier "montant" semble être atteint. La résistance continue à augmenter mais de façon beaucoup plus modérée. Une plus grande variation des résultats et d'ailleurs visible à 60 jours.



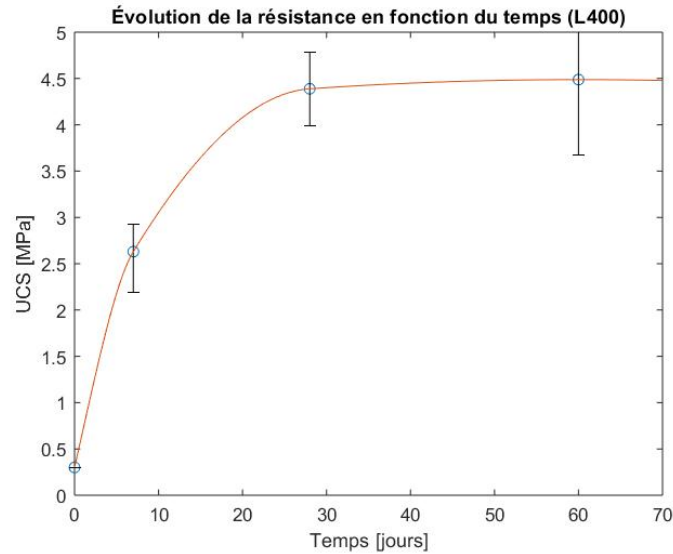


FIGURE 6.19 – Évolution de la résistance en compression simple (L400)

Cependant, le mélange qui est traité uniquement à la chaux semblerait avoir une augmentation plus faible sur le long terme. Cette impression est confirmée par la Figure 6.20 où un plateau est visible dès 7 jours contrairement à la plupart des autres compositions qui arrivent à un plateau plutôt vers 28 jours de cure (par exemple sur la Figure 6.19).

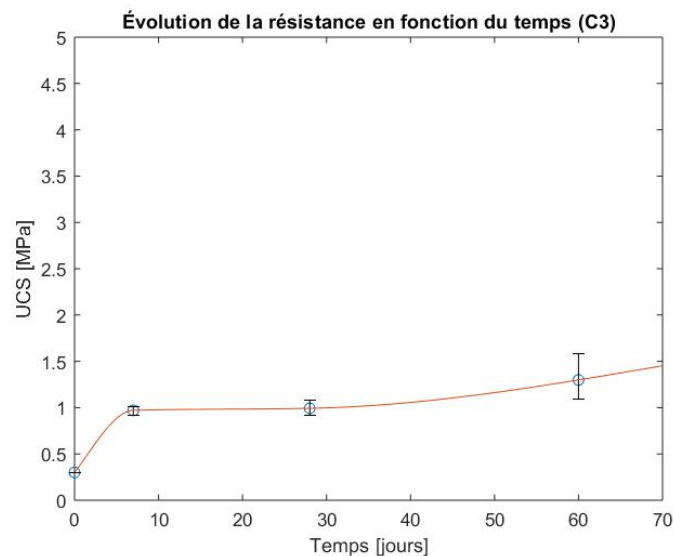


FIGURE 6.20 – Évolution de la résistance en compression simple (C3)

La chaux semblerait donc freiner l'évolution à long terme de la résistance. Cela est aussi visible lorsqu'elle combinée avec le liant (Figure 6.21).

Cette hypothèse avait déjà été évoquée plus tôt pour expliquer pourquoi le mélange contenant uniquement du liant (L300) avait une résistance supérieure à celui mélangeant chaux et liant (C3L300) après 60 jours de cure mais pas à 7 ou 28 jours.

Pour une question de place, seule l'évolution de la résistance pour quelques compositions

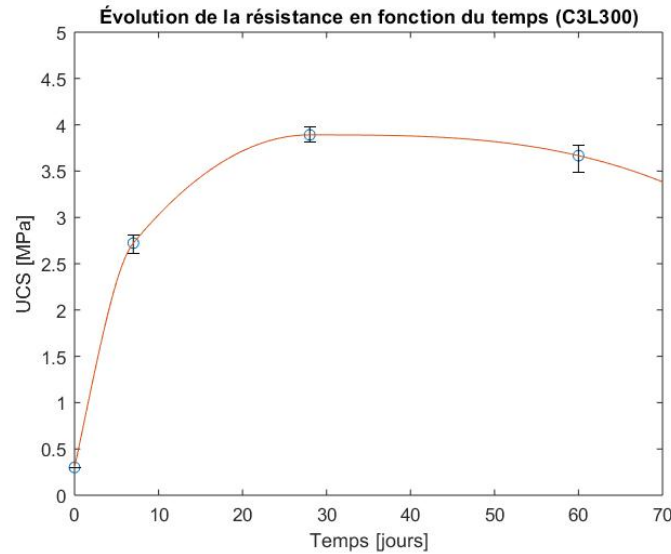


FIGURE 6.21 – Évolution de la résistance en compression simple (C3L300)

ont été présentées dans cette partie. Cependant, l'ensemble des évolutions pour chacune des 6 compositions réalisées à 7, 28 et 60 jours sont reprises dans l'annexe C de la Figure C.5 à C.16.

## 6.6 Résultats en compression : vérification de la relation théorique

Il reste un dernier point à investiguer sur bases des résultats des essais en compression, il s'agit de la relation qui lie le module Young et la résistance en compression.

Dans le section 2.2.3, il est fait mention qu'une relation théorique lie la rigidité  $E_{sm}$  à la résistance moyenne  $f_{sm,m}$  [DENIES et HUYBRECHTS 2018]. Cette relation est la suivante :

$$E_{sm} = 1482 f_{sm,m}^{0,8} \quad (6.1)$$

Il est donc intéressant de s'interroger sur la véracité de cette relation dans le cas des essais effectués ci-dessus. Grâce aux essais de compression uniaxial, une résistance a pu être déterminée et un module de Young calculé.

Dans les différents tableaux ci-dessous (Table 6.2 à 6.4), les résistances moyennes  $f_{sm,m}$  de chaque type de mélange et pour chaque durée de cure sont reprises. Ces valeurs permettent de calculer une rigidité théorique  $E_{sm,th}$  qui est comparée avec les valeurs calculées sur base des essais  $E_{sm,mes}$ . En plus des ces informations, un écart par rapport à la valeur théorique est calculé avec la formule suivante :

$$ecart = \frac{E_{sm,th} - E_{sm,mes}}{E_{sm,th}} \quad (6.2)$$

Il est évident que la relation théorique 6.1 ne correspond pas du tout à ce qui a été mesuré. Dans tous les cas, la rigidité théorique est bien supérieure aux mesures. Il semble donc intéressant de déterminer une nouvelle relation théorique qui sera plus adaptée aux mélanges

Nom	$f_{sm,m}$ [MPa]	$E_{sm,th}$ [MPa]	$E_{sm,mes}$ [MPa]	Écart [%]
L200	2,64	3222,04	571,33	82%
L300	2,43	3019,49	573,67	81%
L400	2,63	3213,06	602,33	81%
C3L300	2,72	3302,73	564,33	83%
C3	0,97	1446,92	331,33	77%
C3L300E20	1,84	2413,70	369,33	85%

TABLE 6.2 – Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 7 jours de cure

Nom	$f_{sm,m}$ [MPa]	$E_{sm,th}$ [MPa]	$E_{sm,mes}$ [MPa]	Écart [%]
L200	3,16	3725,18	668,67	82%
L300	3,48	4018,48	696	83%
L400	4,39	4838,48	1155	76%
C3L300	3,89	4394,46	607,67	86%
C3	0,99	1473,10	178,33	88%
C3L300E20	2,93	3501,83	654,67	81%

TABLE 6.3 – Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 28 jours de cure

Nom	$f_{sm,m}$ [MPa]	$E_{sm,th}$ [MPa]	$E_{sm,mes}$ [MPa]	Écart [%]
L200	3,22	3780,63	888,67	76%
L300	4,23	4698,26	1202,70	74%
L400	4,48	4925,69	1317,30	73%
C3L300	3,67	4190,52	791,67	81%
C3	1,30	1827,32	331,33	82%
C3L300E20	3,41	3958,13	1077	73%

TABLE 6.4 – Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 60 jours de cure

qui ont été réalisés dans ce travail.

Une relation de la forme suivante a été recherchée :

$$E_{sm} = \alpha f_{sm,m}^{0,8} \quad (6.3)$$

où  $\alpha$  est le coefficient inconnu qui sera recherché.

Ce coefficient est choisi afin de minimiser les écarts obtenus pour chacun des mélanges. La valeur de  $\alpha$  qui minimise les écart vaut 268,72.

La relation qui lie, au mieux, la résistance moyenne et la rigidité pour l'étude expérimentale qui a été menée est :

$$E_{sm} = 268,72 f_{sm,m}^{0,8} \quad (6.4)$$

Avec cette nouvelle relation, des nouveaux écarts ont été recalculés. Ces résultats sont présents dans les tableaux suivants (Table 6.5 à 6.7).

L'écart a été considérablement réduit dans tous les cas. Cela signifie que la relation 6.4 est bien mieux adaptée que la relation 6.1 issue des normes.

Nom	$f_{sm,m}$ [MPa]	$E_{sm,th}$ [MPa]	$E_{sm,mes}$ [MPa]	Écart [%]
L200	2,64	584,23	571,33	2%
L300	2,43	547,50	573,67	5%
L400	2,63	582,60	602,33	3%
C3L300	2,72	598,86	564,33	6%
C3	0,97	262,36	331,33	21%
C3L300E20	1,84	437,66	369,33	18%

TABLE 6.5 – Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 7 jours de cure

Nom	$f_{sm,m}$ [MPa]	$E_{sm,th}$ [MPa]	$E_{sm,mes}$ [MPa]	Écart [%]
L200	3,16	675,46	668,67	1%
L300	3,48	728,64	696	5%
L400	4,39	877,32	1155	24%
C3L300	3,89	796,81	607,67	31%
C3	0,99	267,10	178,33	50%
C3L300E20	2,93	634,96	654,67	3%

TABLE 6.6 – Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 28 jours de cure

Nom	$f_{sm,m}$ [MPa]	$E_{sm,th}$ [MPa]	$E_{sm,mes}$ [MPa]	Écart [%]
L200	3,22	685,51	888,67	23%
L300	4,23	851,89	1202,70	29%
L400	4,48	893,13	1317,30	32%
C3L300	3,67	759,83	791,67	4%
C3	1,30	331,33	331,33	0%
C3L300E20	3,41	717,69	1077	33%

TABLE 6.7 – Comparaison de la rigidité théorique et mesurée après 60 jours de cure

## 6.7 Résultats à la mesure sonique

En complément des essais de compression simple, des essais de mesures soniques ont été réalisés dans le but d'obtenir une seconde information liée au module de Young.

Afin de calculer le module de Young dynamique, un coefficient de Poisson est nécessaire. Cependant, il n'est pas connu pour les différents mélanges testés. Une hypothèse de  $\nu = 0,3$  a été faite.

Aucune mesure n'a pu être faite sur les éprouvettes traitées uniquement à la chaux. C'est pourquoi aucune valeur de module de Young dynamique n'est reprise pour cette composition.

Maintenant que toutes les hypothèses de départ ont été posées, la forme générale des résultats est assez semblable aux résultats de module de Young obtenus sur base de la pente de la courbe liant contrainte et déformation présentés précédemment.

L'augmentation de la rigidité lorsque la proportion de liant augmente est clairement identifiable dans les 3 premières barres de la Figure 6.22 après une cure de 7 jours mais aussi sur la Figure 6.23 après une cure de 28 jours.

Comme les essais de mesure soniques n'ont été réalisés qu'à 7 et 28 jours, c'est-à-dire plutôt à court terme, la rigidité de la composition mêlant chaux et liant est proche de celle comptant seulement du liant à proportions égales.

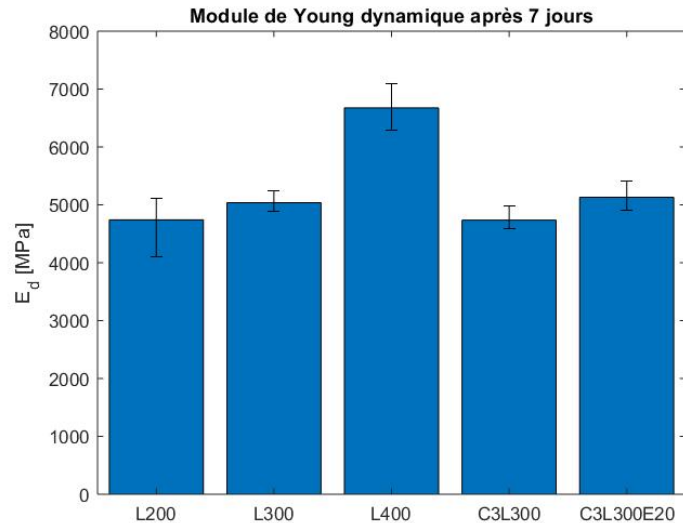


FIGURE 6.22 – Module de Young dynamique des éprouvettes après 7 jours de cure

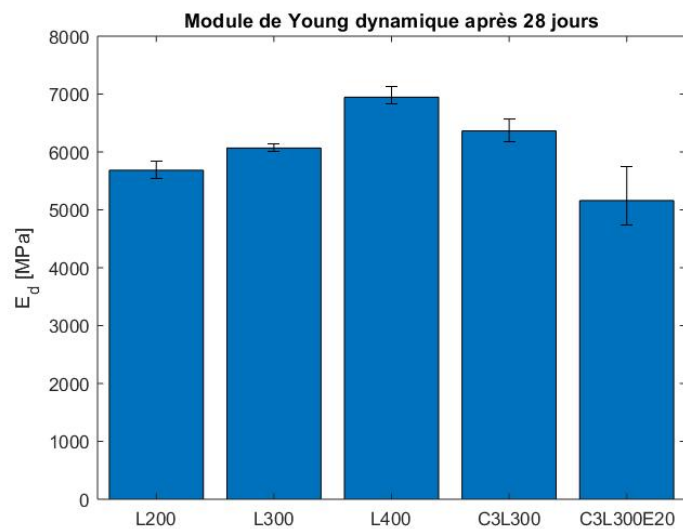


FIGURE 6.23 – Module de Young dynamique des éprouvettes après 28 jours de cure

Si l'attention est portée maintenant plus sur les valeurs et non plus sur la forme générale des graphiques, il est évident que le module de Young dynamique est bien supérieur au module de Young qu'on pourrait qualifier de statique.

Cela est tout à fait normal car lors de cet essai, des vibrations sont transmises de proche en proche entre les grains depuis l'émetteur jusqu'au récepteur. La structure interne ne se voit ainsi pas ou très peu modifiée. Par contre, dans le cas des essais de compression simple, les grains ont le temps de se réarranger et donc la rigidité apparente est diminuée.

## 6.8 Résultats en cisaillement : après 7 jours de cure

Les derniers types d'essais qui ont pu être réalisés pour ce travail sont des essais cisaillement.

Suite aux essais de cisaillement, une valeur de cohésion et un angle de frottement ont pu être calculés pour chacune des compositions testées.

En premier lieu, sur la Figure 6.24, l'angle de frottement mesuré est assez proche de celui du sol naturel dans tous les mélanges étudiés. Il est donc possible de dire que l'angle de frottement est plutôt constant.

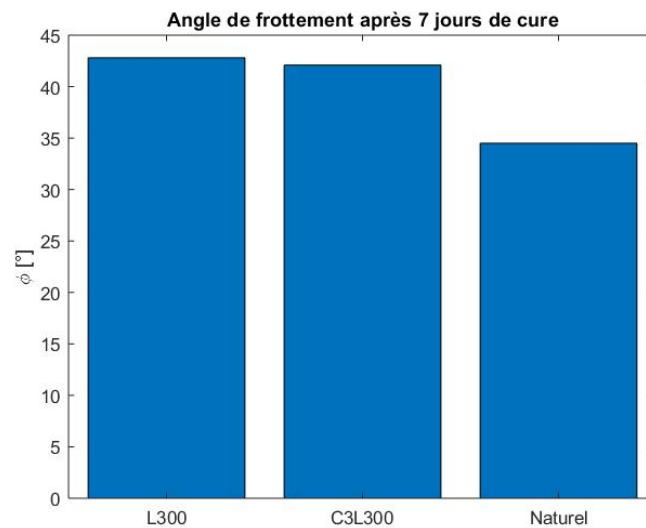


FIGURE 6.24 – Angle de frottement après 7 jours de cure

Ensuite, il est possible de s'intéresser à la cohésion. Sur la Figure 6.25, l'écart entre les deux mélanges de sols traités et le sol naturel est très visible. Il est donc possible de dire que le traitement du sol avec du liant et/ou de la chaux a principalement un effet sur la cohésion du sol plus que sur son angle de frottement. Le traitement permet de créer des liens entre les grains du matériau et donc impacte positivement la cohésion.

En comparant la cohésion du mélange contenant uniquement du liant (première barre) et celle mélangeant liant et chaux (deuxième barre), il y a une légère augmentation en n'ayant que du liant. L'explication de ce gain est donnée plus tôt à la section 6.3.1.3.

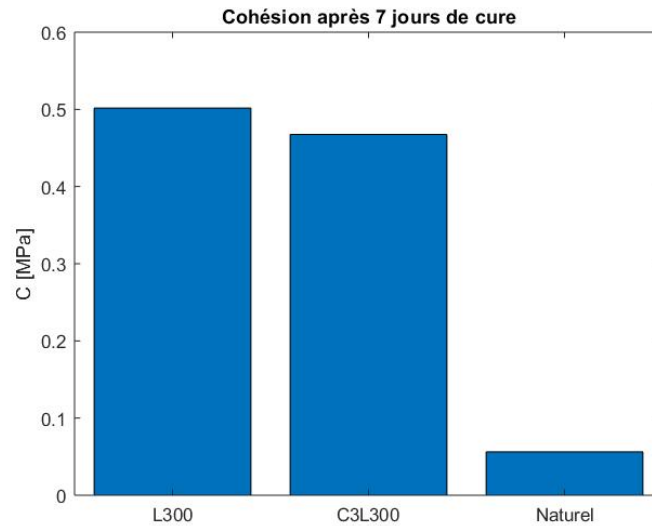


FIGURE 6.25 – Cohésion après 7 jours de cure

### 6.8.1 Vérification de la relation théorique

Bien que l'entièreté des résistances utilisées pour le dimensionnement sont basées uniquement sur la résistance en compression pure, le lien entre résistance en compression et cisaillement a été testé expérimentalement sur base des quelques essais ci-dessus. Il est donc intéressant de se pencher sur les résultats obtenus afin de valider ou non cette relation.

Pour rappel de la section 2.2.3, cette relation donnée dans le livre de référence pour le dimensionnement de parois de soil mixing en Belgique [DENIES et HUYBRECHTS 2018] est la suivante :

$$\tau_{Rk,sm} = f_{sm,tk} = 0,21 \times f_{sm,k}^{2/3} \quad (6.5)$$

Afin de déterminer une résistance au cisaillement, l'hypothèse sécuritaire qui a été faite est que la résistance est égale à la cohésion.

$$\tau_{Rk,sm} = c \quad (6.6)$$

Cette hypothèse est sécuritaire car elle représente la résistance au cisaillement minimum obtenue si il n'y a aucune contrainte normale.

$$\tau = c + \sigma \times tg(\phi) \quad (6.7)$$

où  $\tau$  est la résistance au cisaillement et  $\sigma$  est la contrainte normale.

Il est maintenant possible de calculer la résistance théorique au cisaillement pour chacun des mélanges testés et de comparer les résultats avec les valeurs mesurées grâce aux essais de cisaillement direct. L'ensemble des valeurs se retrouve dans la Table 6.8 ci-dessous.

L'écart calculé représente la marge qui existe entre les résultats mesurés ( $\tau_{sm,k,m}$ ) et théoriques ( $\tau_{sm,k,th}$ ) rapportée à la valeur théorique. Il est calculé de la manière suivante :

$$ecart = \frac{\tau_{sm,k,m} - \tau_{sm,k,th}}{\tau_{sm,k,th}} \quad (6.8)$$

Nom	$f_{sm,k}$ [MPa]	$\tau_{sm,k}$ théorique [MPa]	$\tau_{sm,k}$ mesuré [MPa]	Écart [%]
L300	2,434	0,379	0,501	32
C3L300	2,722	0,409	0,467	14

TABLE 6.8 – Comparaison de la résistance au cisaillement théorique et mesurée

Les valeurs théoriques sont assez éloignées des résultats mesurés. Cependant, la théorie sous-estime la résistance réelle, il serait donc intéressant d'adapter plus le coefficient 0,21 de la relation 6.5. Pour obtenir une valeur précise et adaptée à un grand nombre de compositions différentes dans le cas d'un sol limoneux, il serait intéressant de mener une campagne expérimentale plus poussée, basée uniquement sur cette relation.

Comme peu d'essais de cisaillement ont pu être réalisés, la relation initiale va être conservée pour la suite car elle est sécuritaire.

## 6.9 Conclusion

Ce chapitre est une partie capitale de ce travail car il permet de mettre en évidence l'ensemble des résultats obtenus mais surtout il permet de tirer les interprétations qui peuvent être faites.

La partie principale des résultats concerne les essais de compression simple à 60, 28 et 7 jours de cure.

Les premiers essais réalisés, à 60 jours, ont conditionné la suite des essais en mettant en évidence des points à explorer. Les essais à 28 jours ont permis d'explorer ces différentes hypothèses et de les commenter en se basant sur la littérature scientifique. Tandis que les essais à 7 jours ont plus permis d'avoir les informations nécessaires à l'étude du paramètre temps et de confirmer certaines hypothèses.

La relation théorique qui liait la résistance et la rigidité a été étudiée et adaptée aux valeurs calculées sur bases des essais en compression simple.

Ensuite, des essais de mesures d'ondes soniques ont été réalisés afin d'obtenir une information supplémentaire en ce qui concerne la rigidité des mélanges.

Finalement, quelques essais de cisaillement ont été réalisés dans le but d'étudier la véracité de la relation théorique qui lie la résistance au cisaillement à la résistance en compression. Bien que peu de mélanges aient été étudiés, cela a permis d'avoir une première idée.

La dernière étape qui reste à explorer est la méthode de dimensionnement et l'élaboration de la feuille de calculs Excel qui permet de faciliter l'application des normes.



# Chapitre 7

## Dimensionnement d'une paroi de soutènement

Le dernier chapitre de ce travail est consacré à la méthode de dimensionnement d'une paroi de soutènement réalisée avec la méthode soil mixing dans un sol limoneux. Il s'agit de l'objectif principal de l'ensemble des recherches bibliographiques et de l'étude expérimentale qui a été menée plus tôt.

Maintenant que des valeurs de résistances ainsi que les liens théoriques ont été investigués, le moment est opportun pour se focaliser plus en profondeur sur une application pratique de ces résultats expérimentaux. Cela permet d'ajouter un lien avec l'étude de stabilité qui est un domaine important de l'ingénierie des constructions.

En plus de la méthode de dimensionnement qui est décrite et expliquée, une feuille de calculs Excel a été réalisée afin de permettre un dimensionnement aisé de ce type d'ouvrage. Elle nécessite cependant la présence d'un code de calculs qui permet de calculer les différents efforts internes et déplacements de la paroi en fonction des sollicitations externes.

Ce chapitre présentera d'abord un cas pratique de dimensionnement d'une paroi de soutènement ainsi que toutes les données nécessaires à la résolution de ce problème. Il décrira ensuite l'ensemble de la méthode de dimensionnement ainsi que les différentes formules à utiliser à chaque étape de celle-ci. Les différents résultats obtenus seront bien entendu aussi donnés.

### 7.1 Définition du cas pratique

Un cas pratique a été choisi pour servir de support à la méthode de dimensionnement. Il a été imaginé de façon tout à fait arbitraire en s'inspirant des différents exemples présentés dans l'ouvrage de référence [DENIES et HUYBRECHTS 2018].

Les différents paramètres de ce cas sont présentés ci-dessous ainsi que dans les différentes illustrations.

Tout d'abord, les travaux seront réalisés durant 3 mois et l'ouvrage aura une durée de vie présumée de 50 ans.

Ensuite, les différentes propriétés géométriques de la paroi qui sont issues d'un premier prédimensionnement sont reprises dans la Table 7.1 ci-dessous.

Profondeur fouille	$h_{fouille}$	4 m
Profondeur de la nappe	$h_{nappe}$	3,5 m
Largeur paroi	$h_{sm}$	0,55 m
Hauteur de la paroi	$H$	9 m

TABLE 7.1 – Caractéristiques de la paroi

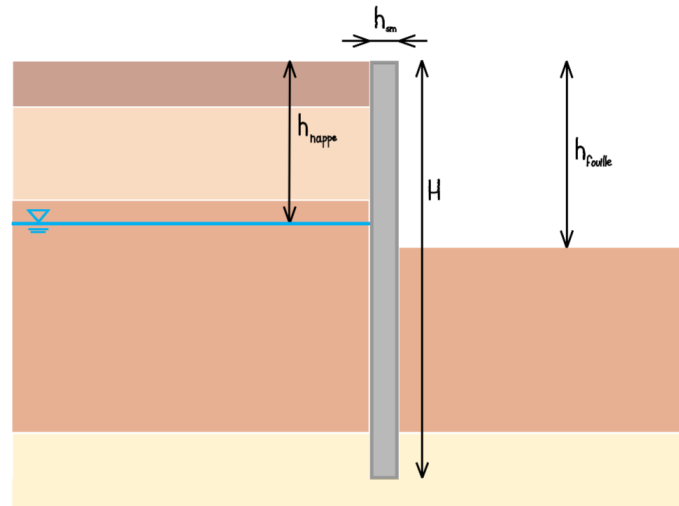


FIGURE 7.1 – Coupe dans la paroi et les couches de sols

Des profilés en acier sont utilisés comme renforcement de la paroi. Ils sont constitués d'acier *S235* et écartés d'une distance  $a = 1,2 \text{ m}$ . Le type de profilé exact n'est pas pré-défini, ses propriétés seront donc décrites après ce choix dans la section 7.2.

Il est aussi important de définir les propriétés du sol avec lequel la paroi va être réalisée. Ces propriétés seront utiles au dimensionnement de la paroi. Parmi ces propriétés, il y a l'épaisseur des couches  $e$ , la masse volumique  $\gamma$ , l'angle de frottement  $\phi$  et la cohésion  $c$ , sans oublier la résistance du mélange de soil mixing  $f_{sm,k}$ . De plus, certaines propriétés supplémentaires sont nécessaires aux codes de calculs. L'ensemble de ces données sont reprises dans la Table 7.2. Cependant, si toutes les informations nécessaires ne sont pas disponibles, il existe dans l'Eurocode 7 des valeurs de référence en fonction du type de sols (Figure 7.2).

Numéro	Nom	$e$ [m]	$q_c$ [MPa]	$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	$\phi$ [°]	$c$ [MPa]	$f_{sm,k}$ [MPa]
N°1	Remblais	0,6	3	16	30	0	4
N°2	Limon+chaux	2,4	2	17	35	0,06	2,72
N°3	Limon	5	2	17	34,5	0,056	2,23
N°4	Sable dense	-	10	18	32	0	6

TABLE 7.2 – Caractéristiques des couches de sol

Le limon utilisé est bien entendu le limon d'Écaussines qui a été utilisé dans l'ensemble de ce travail.

Enfin, il est important de noter que les éprouvettes qui permettent de connaître les résistances

Nature du sol		Compacité/ consistance	$q_c$ (MPa)	$R_f$ (%)	$\gamma_k$ au-dessus de la N.P.* (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_k$ en-dessous de la N.P.* (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c_{u,k}$ (kPa)
gravier	-	moyen compact	$10 \leq q_c < 20$ $q_c \geq 20$	< 1	18 19	20 21	35 40	0 0	- -
	limoneux ou argileux	moyen compact	$10 \leq q_c < 20$ $q_c \geq 20$	1-2	19 20	21 22	32 37	0 0	- -
sable	-	lâche	$2 \leq q_c < 4$	< 1	16	18	27	0	-
		moyen	$4 \leq q_c < 10$		17	19	30	0	-
		compact	$10 \leq q_c < 15$		18	20	32	0	-
		très compact	$q_c \geq 15$		18	20	35	0	-
limon	-	mou	$0.4 \leq q_c < 1$	2-4	17	17	22	0	10
		moyennement raide	$1 \leq q_c < 2$		18	18	22	2	25
		assez raide	$2 \leq q_c < 4$		19	19	22	4	50
		raide	$q_c \geq 4$		20	20	22	8	100
argile	-	molle	$0.4 \leq q_c < 1$	3-6	16	16	20	2	20
		moyennement raide	$1 \leq q_c < 2$		17	17	20	4	50
		assez raide	$2 \leq q_c < 4$		18	18	20	8	100
		raide	$q_c \geq 4$		19	19	20	15	200
tourbe	-	molle	$0.4 \leq q_c < 1$	2-5	16	16	22	2	20
		moyennement raide	$1 \leq q_c < 2$		17	17	22	4	50
		assez raide	$2 \leq q_c < 4$		18	18	22	8	100
		raide	$q_c \geq 4$		19	19	22	15	200
tourbe	-	peu consistante	$0.2 \leq q_c < 0.5$	> 6	10	10	15	2	10
		moyennement consistante	$0.5 \leq q_c < 1$		12	12	15	5	20
		consistante	$q_c \geq 1$		14	14	15	10	40

\* N.P. = nappe phréatique

FIGURE 7.2 – Tableau standard avec les valeurs caractéristiques des paramètres de sol [NBN EN 1997-1-1 2022]

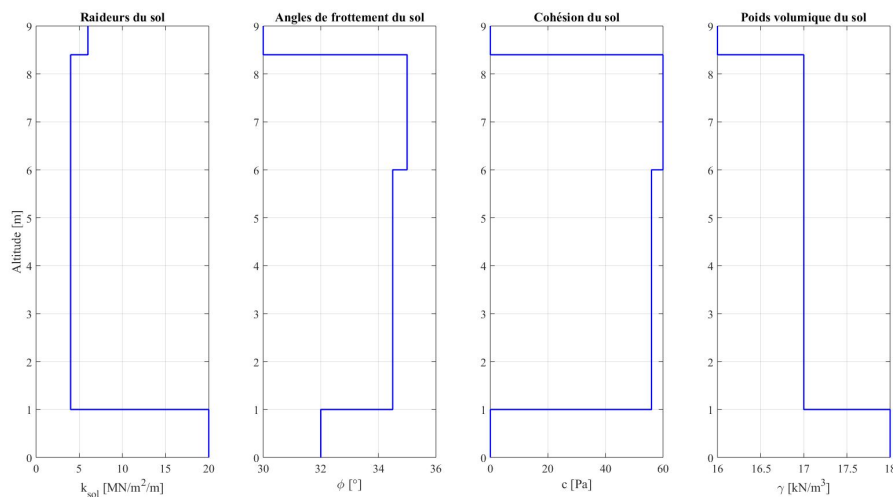


FIGURE 7.3 – Graphiques des propriétés du sol

$f_{sm,k}$  reprises dans la Table 7.2 sont issues de la campagne expérimentale à 28 jours décrites dans la section 6.3 issue du chapitre traitant l'analyse des résultats. Elles sont donc réalisées en laboratoire.

Une charge verticale de 50 kN/m' est appliquée en tête de la paroi.

## 7.2 Méthode de dimensionnement et résultats

L'ensemble des données essentielles au dimensionnement d'une paroi de soutènement en soil mixing ont été décrites dans la section précédente. Il est donc logique maintenant de se pencher plus sur le dimensionnement en lui-même et la méthodologie de celui-ci.

Le code utilisé pour déterminer les efforts internes et déplacements de la paroi est celui de Benjamin Cerfontaine [CERFONTAINE 2017] qui a été mis à disposition des étudiants dans le cadre du cours de "Conception et exécution des ouvrages géotechniques" qui se déroule lors de la première année de master en ingénieur civil des constructions.

En se basant sur les normes décrites dans le livre de référence [DENIES et HUYBRECHTS 2018] qui se base lui-même sur l'Eurocode 7 qui s'applique aux ouvrages géotechniques [NBN EN 1997-1-1 2005], le dimensionnement peut se diviser en deux grands types de vérifications principales. Un pré-dimensionnement par des méthodes simples ou basées sur l'expérience est cependant nécessaire afin d'avoir des données de départ.

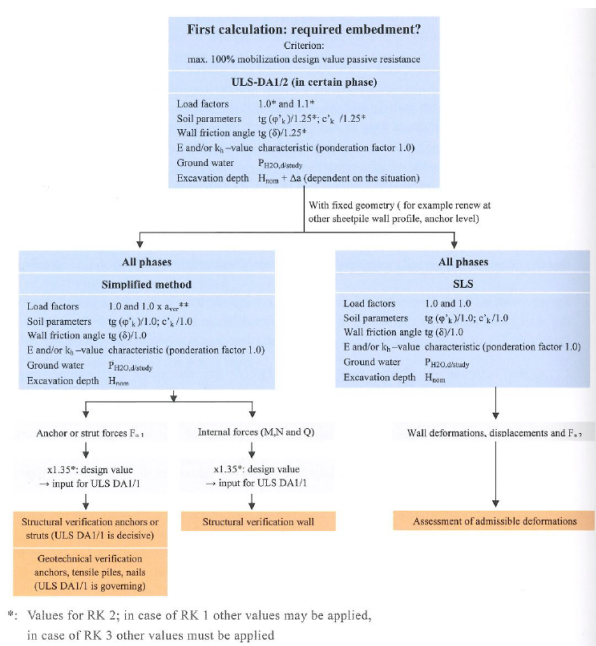


FIGURE 7.4 – Méthode générale du dimensionnement [DENIES et HUYBRECHTS 2018]

Le premier type de vérifications est une vérification aux ELU-DA1/2 de la phase de construction la plus dimensionnante afin d'obtenir notamment la profondeur requise de la paroi. Suite à cette étape, les dimensions de l'ouvrage pourraient se voir modifiées. Des coefficients de sécurité sont appliqués sur les paramètres de sol mais aussi sur la profondeur d'excavation (Figure 7.5). La deuxième est la vérification aux ELS de toutes les phases afin de vérifier les déformations de l'ouvrage. Cette étape n'utilise aucun coefficient de sécurité comme décrit dans la Figure 7.5 à la ligne dédiée aux ELS.

Les détails du dimensionnement sont repris ci-dessous et divisés en une série d'étapes pour simplifier la compréhension et se référer directement au document Excel.

	Load $\gamma_f$				Soil parameters $\gamma_M$			
	$\gamma_G$ (permanent load)		$\gamma_Q$ (variable load)		$\gamma_\gamma$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$	$\gamma_{cu}$
	unfavourable	favourable	unfavourable	favourable				
ULS								
DA 1/1	1,35	1,00	1,50	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
DA 1/2	1,00	1,00	1,10	0,00	1,00	1,25	1,25	1,40
SLS	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00

FIGURE 7.5 – Coefficients de sécurité [DENIES et HUYBRECHTS 2018]

### 7.2.1 Étape 1 : Résistances et première rigidité (ELU)

La première étape est de calculer les différentes résistances sur base de celles mesurées grâce à la campagne d'essais qui a été menée.

Il est tout d'abord nécessaire de calculer la valeur de la résistance caractéristique en compression  $f_{sm,k}$  de la paroi en soil mixing en se basant sur la couche qui donne le moins de résistance. Cela permet ensuite de calculer une résistance moyenne  $f_{sm,m}$  ainsi qu'une résistance de calcul  $f_{sm,d}$ .

$$f_{sm,m} = \frac{f_{sm,k}}{0,7} = 3,19 \text{ MPa} \quad (7.1)$$

$$f_{sm,d} = \alpha_{sm} \frac{f_{sm,k}}{\gamma_{sm} k_f} \beta = 1,35 \text{ MPa} \quad (7.2)$$

où les différents coefficients qui apparaissent sont les suivants :

- $\alpha_{sm} = 1$  car la durée des travaux est inférieure à 1 an ;
- $\gamma_{sm} = 1,5$  qui est le coefficient de sécurité sur le matériau ;
- $k_f = 1,1$  car les éprouvettes de tests sont réalisées en laboratoire ;
- $\beta = 1$  car la durée de cure est de 28 jours.

Il est aussi possible de calculer les résistances en traction caractéristique  $f_{sm,tk}$ , moyenne  $f_{sm,tm}$  et puis de calcul  $f_{sm,td}$ .

$$f_{sm,tk} = 0,7 \times 0,3 f_{sm,k}^{2/3} = 0,36 \text{ MPa} \quad (7.3)$$

$$f_{sm,tm} = \frac{f_{sm,tk}}{0,7} = 0,51 \text{ MPa} \quad (7.4)$$

$$f_{sm,td} = \alpha_{sm} \frac{f_{sm,tk}}{\gamma_{sm} k_f} \beta = 0,22 \text{ MPa} \quad (7.5)$$

Cette dernière équation utilise les mêmes coefficients que l'équation 7.2.

La résistance au cisaillement  $\tau_{sm,Rd}$  est calculée avec la formule suivante qui a été vérifiée par des essais expérimentaux. Cette relation est sécuritaire car elle donne une résistance inférieure à la réalité mesurée au laboratoire.

$$\tau_{sm,Rd} = f_{sm,td} = 0,22 \text{ MPa} \quad (7.6)$$

Maintenant que toutes les résistances sont déterminées, il est possible de calculer une première raideur de la paroi uniquement basée sur le matériau de soil mixing. Cette raideur n'est pas la

raideur réelle de la paroi mais une première approximation qui va ainsi permettre de déterminer le type de profilé qui est adapté pour reprendre les efforts dans la paroi. Il est d'abord nécessaire de connaître la valeur du module de Young.

$$E_{sm} = 268,72 f_{sm,m}^{0,8} = 678,99 \text{ MPa} \quad (7.7)$$

La raideur est calculée de la manière suivante :

$$E_{sm} I / m' = \frac{b_{c1} h_{sm}^3}{12} \times E_{sm} / b_{c1} = 9\,413,96 \text{ kNm}^2 / m' \quad (7.8)$$

où  $b_{c1} = L_e / 4$  est la largeur effective qui est calculée sur base de  $L_e$  qui est la distance entre deux points de moment nul.

Cette raideur doit être entrée dans le code de calculs afin de pouvoir connaître quel est le moment maximum que doit pouvoir reprendre le profilé.

Sur la Figure 7.6, le moment maximum est donc :

$$M_{Ed} = 61,46 \text{ kNm} / m' \quad (7.9)$$

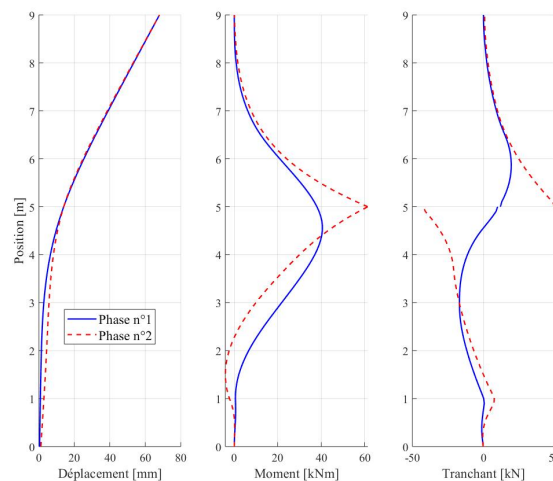


FIGURE 7.6 – Diagrammes des moments, efforts tranchants et déplacements (étape 1)

Au final, c'est donc un profilé IPE 300 qui a été choisi pour reprendre ce moment  $M_{Ed}$ . Il s'agit du profilé qui a été choisi après l'ensemble des vérifications. Mais un profilé inférieur avait été initialement choisi pour reprendre ce moment. Les moments résistants sont les suivants :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_a} = 147,58 \text{ kNm} \quad (7.10)$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_a} = 130,89 \text{ kNm} \quad (7.11)$$

Les propriétés de ce profilé sont reprises dans la Table 7.3. L'acier utilisé est de nuance S235 ( $f_y = 235 \text{ MPa}$ ) et son module de Young vaut  $E_a = 210 \text{ GPa}$ .

$h_a$	300 mm
$b$	150 mm
$t_w$	7,1 mm
$t_f$	10,7 mm
$A$	5380 mm <sup>2</sup>
$A_v$	2570 mm <sup>2</sup>
$I_y$	$8356 \times 10^4$ mm <sup>4</sup>
$W_{el}$	$557 \times 10^3$ mm <sup>3</sup>
$W_{pl}$	$628 \times 10^3$ mm <sup>3</sup>

TABLE 7.3 – Propriétés du profilé IPE 300

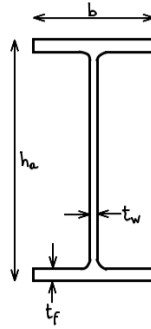


FIGURE 7.7 – Illustration d'un profilé et des dimensions

## 7.2.2 Étape 2 : Vérifications des efforts (ELU)

Suite au choix du profilé, il est possible de calculer la raideur de la paroi plus précisément.

Il existe plusieurs méthodes qui permettent de calculer cette raideur mais la méthode la plus précise consiste à faire la moyenne de la raideur flexionnelle fissurée  $EI - 2$  et non fissurée  $EI - 1$ .

Il faut donc en premier lieu calculer la raideur dans le cas non fissuré.

$$EI - 1 = E_a I_a + E_{sm} (I_{sm} - I_a) = E_{sm} ((n - 1) I_a + I_{sm}) = 28,79 \times 10^3 \text{ kNm}^2/a \quad (7.12)$$

où figurent les valeurs suivantes :

- $n = E_a / E_{sm} = 309,28$
- $I_{sm} = b_{c1} h_{sm}^3 / 12 = 0,016 \text{ m}^4$  qui est l'inertie du soil mixing

Le calcul de l'inertie fissurée est plus complexe. Il faut d'abord déterminer où se situe l'axe neutre dans la section. Cet axe est calculé sur base de l'équilibre des moments dus aux semelles et à la zone comprimée de la paroi de soil mixing. La contribution du soil mixing en traction est supposée inexistante comme c'est d'ailleurs le cas quand le béton est en traction.

L'équilibre des moments permet d'obtenir la relation suivante :

$$\frac{1}{2} b_{c1} x_e^2 + (n - 1) A_f (x_e - c_{1b}) = n A_f (d - x_e) \quad (7.13)$$

En procédant à un changement de variable, il est possible de calculer la position de l'axe neutre (AN). Le changement de variable posé est donc :

$$\chi = \frac{x_e}{d} \quad (7.14)$$

$$\rho = A_f/db_{c1} \quad (7.15)$$

En divisant l'équation 7.13 par  $b_{c1}d^2$ , l'équation du deuxième degré en  $\chi_e$  suivante est obtenue :

$$\frac{1}{2}\chi^2 + (2n - 1)\rho\chi - \rho\left((n - 1)\frac{c_{1b}}{d} - n\right) = 0 \quad (7.16)$$

En résolvant cette équation, la valeur de  $\chi_e$  peut être obtenue. La position de l'AN peut donc maintenant être déterminée par :

$$x_e = \chi d \quad (7.17)$$

Une série de valeurs sont nécessaires pour les quelques formules précédentes. Elles sont reprises ci-dessous :

- $A_f = t_f b_f$  est l'aire d'une semelle du profilé ;
- $d = h_{sm} - c_2 - t_f/2$  est la distance du haut de la section à la semelle inférieure ;
- $c_2 = c_1 = (h_{sm} - h_a)/2$  est la *concret cover net* ;
- $h_w = h_a - 2t_f$  est la hauteur de l'âme du profilé ;
- $c_{1b} = c_1 + t_f/2$ .

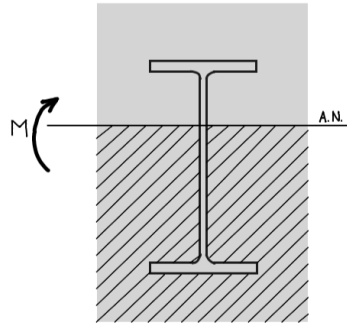


FIGURE 7.8 – Position de l'axe neutre

Une fois la position de l'AN définie, l'inertie peut être calculée.

$$I_2 = \frac{b_{c1}x_e^3}{3} + (n - 1)A_f(x_e - c_{1b})^2 + n A_f(d - x_e)^2 + n t_w \left( \frac{(x_e - c_1 + t_f)^3}{3} + \frac{(h_w - x_e + c_1 + t_f)^3}{3} \right) \quad (7.18)$$

$$EI - 2 = E_{sm}I_2 = 36,25 \times 10^3 \text{ kNm}^2/a \quad (7.19)$$

La raideur flexionnelle effective vaut donc :

$$EI - eff/m' = \frac{EI - 1 + EI - 2}{2a} = 27,10 \times 10^3 \text{ kNm}^2/a \quad (7.20)$$

Cette raideur permet de recalculer les efforts réels dans la paroi grâce au modèle de calculs numériques.

Les efforts dans la paroi sont les suivants :

$$M_{Ed} = 67,66 \text{ kNm}/m' \quad (7.21)$$

$$V_{Ed} = 51,78 \text{ kN}/m' \quad (7.22)$$



$$N_{Ed} = 50 \text{ kN/m}' \tag{7.23}$$

Les résultats obtenus permettent aussi de définir la pression moyenne sur l'épaisseur de la paroi  $\sigma_{hor,rep}$  et la longueur de transfert  $L_s$  (distance entre  $M_{max}$  et le bas de la paroi). Ils valent :

$$\sigma_{hor,rep} = 47,5 \text{ kN/m}^2 \tag{7.24}$$

$$L_s = 1,5 \text{ m} \tag{7.25}$$

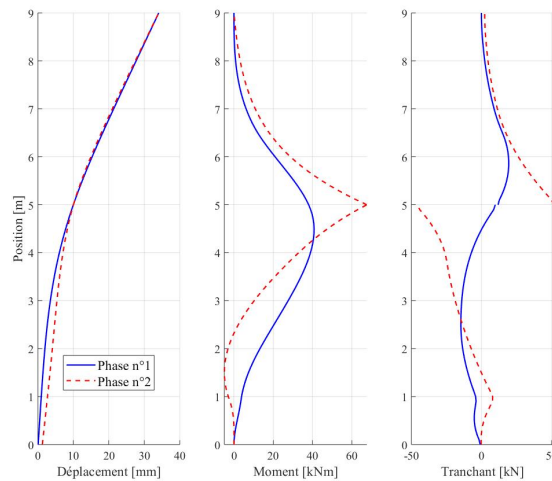


FIGURE 7.9 – Diagrammes des moments, efforts tranchants et déplacements (étape 2)

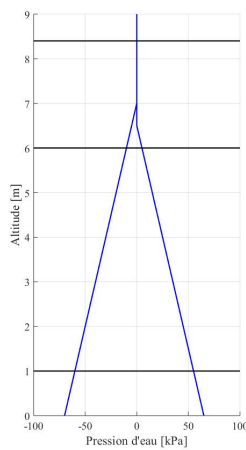


FIGURE 7.10 – Pression hydrostatique

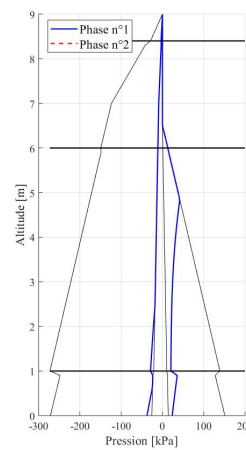
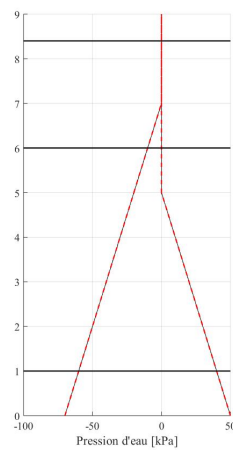
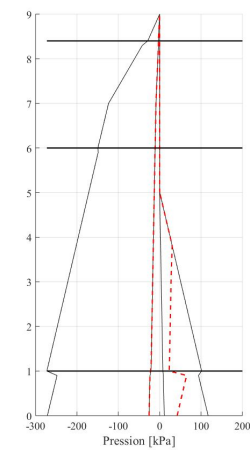


FIGURE 7.11 – Pressions des terres



Le point suivant est la vérification de l'effet d'arc. L'effet d'arc est un phénomène qui apparaît, si la géométrie le permet, pour transférer les pressions horizontales des terres et de l'eau vers les renforcements.

Il est d'abord essentiel de savoir si il y a un effet d'arc qui peut se développer d'un profilé à l'autre ou si ils sont trop écartés. La condition d'existence de l'effet d'arc est la suivante :

$$a \leq 3h_{bg} \longrightarrow OK ! \tag{7.26}$$

où  $h_{bg}$  est la hauteur maximum disponible pour l'arc  
Il est possible donc de calculer la hauteur de l'arc.

$$z_{bg} = 0,2a + 0,4h_{bg} = 0,39 \text{ m} \quad (7.27)$$

Cette hauteur doit satisfaire à 2 critères. Si ce n'est pas le cas, il faut alors itérer jusqu'à ce que ce soit le cas. Les conditions sont les suivantes :

$$z_{bg} < 0,6a = 0,72 \text{ m} \quad (7.28)$$

$$z_{bg} < h_{bg} - \frac{d_{bg,min}}{3} = 0,33 \text{ m} \quad (7.29)$$

où  $d_{bg,min}$  est l'épaisseur de l'arc au centre. Cette valeur dépend notamment de  $\alpha$  au milieu qui est l'angle de l'arc au point d'engagement. La valeur de  $d_{bg,min}$  se calcule donc :

$$d_{bg,min} = b_f \times tg(\alpha_{mid}) = 0,15 \text{ m} \quad (7.30)$$

$$\alpha_{mid} = arctg(4z_{bg}/a) = 48,56 \quad (7.31)$$

Après itérations, la valeur finale est de :

$$z_{bg} = 0,34 \text{ m} \quad (7.32)$$

L'ensemble de la géométrie de l'arc a été définie.

Il faut ensuite vérifier les efforts dans les différentes parties de l'arc.  
C'est d'abord la contrainte à la base de l'arc qui est calculée grâce à la force qui est appliquée sur celui-ci  $F_{hor,p.arch}$ .

$$F_{hor,p.arch} = F_{hor} - F_{hor,flange} = \sigma_{hor}(a - b_f - 2c_1) \quad (7.33)$$

où  $\sigma_{hor} = 1,35\sigma_{hor,rep} = 64,12 \text{ kPa}$

$$N_{base} = 0,5 \frac{F_{hor,p.arch}}{\sin(\alpha)} = 33,92 \text{ N/mm} \quad (7.34)$$

$$\sigma_{base} = \frac{N_{base}}{b_f \sin(\alpha)} = 0,29 \text{ N/mm}^2 \quad (7.35)$$

où  $\alpha = (8z_{bg}/a^2)x$  est l'angle de l'arc en fonction de la position  $x$ .  
Il est ensuite possible de passer à la contrainte au milieu de l'arc.

$$V_{mid} = 0,25a\sigma_{hor} = 19,23 \text{ N/mm} \quad (7.36)$$

$$N_{mid} = \sqrt{N_{base}^2 + V_{mid}^2} = 27,94 \text{ N/mm} \quad (7.37)$$

$$\sigma_{mid,m} = \frac{N_{mid}}{d_{bg,mid}} = 0,16 \text{ N/mm}^2 \quad (7.38)$$

$$\sigma_{mid,max} = 2\sigma_{mid,m} = 0,32 \text{ N/mm}^2 \quad (7.39)$$

Enfin, la dernière contrainte qu'il faut déterminer est la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{Ed} = 1,5 \frac{V_{mid}}{d_{bg,mid}} = 0,17 \text{ N/mm}^2 \quad (7.40)$$

Les résistances sont calculées de la manière suivante :

$$\sigma_{Rd,max,mid} = 0,6\nu f_{sm,d} = 0,80 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{mid,max} \quad (7.41)$$

$$\sigma_{Rd,max,base} = k_2\nu f_{sm,d} = 1,14 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{base} \quad (7.42)$$

$$\tau_{Rd} = \tau_{sm,Rd} + 0,15\sigma_{mid,m} = 0,24 \text{ N/mm}^2 > \tau_{Ed} \quad (7.43)$$

où  $\nu = 1 - f_{sm,k}/250 = 0,99$  et  $k_2 = 0,85$ .

Les contraintes sont donc inférieures aux résistances.

Un élément qui sera important dans la suite des vérifications est la notion d'adhésion entre le profilé et la paroi de soil mixing. Cette résistance se calcule avec :

$$f_{bd} = \min(\eta_1\eta_2 0,24 f_{sm,k}^{1/2}; 0,1 f_{sm,d}; 0,3) = 0,14 \text{ MPa} \quad (7.44)$$

avec les valeurs suivantes sont utilisées :

$$\eta_1 = 1 \quad (7.45)$$

$$\eta_2 = \frac{132 - \phi}{100} = 0,87 \leq 1 \quad (7.46)$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4bt_f}{\pi}} = 45,21 \text{ mm} \quad (7.47)$$

Cette valeur permet de calculer une dimension qui sera utilisée dans la prochaine vérification. Cette valeur est  $b_{c2}$  et vaut :

$$b_{c2} = \min\left(\frac{L_e}{4}; a; \frac{b_f L_s f_{bd}}{c_1 f_{sm,d}}\right) = 0,18 \text{ m} \quad (7.48)$$

Tous les éléments sont réunis pour procéder à la prochaine vérification.

La vérification suivante est la vérification de la résistance de la paroi. Elle consiste à vérifier si les efforts auxquels est soumise la paroi sont compris dans la courbe formée par les différentes résistances.

### Point A

$$N_A = N_{pl,Rd} = A f_{yd} + A_{sm} f_{sm,d} = 1\,398,10 \text{ kN} \quad (7.49)$$

$$M_A = 0 \text{ kNm} \quad (7.50)$$

### Point B

$$N_B = 0 \text{ kN} \quad (7.51)$$

Avant de pouvoir calculer la valeur du moment, il est essentiel de savoir dans quelle zone se situe l'axe neutre. Pour le savoir, il faut calculer les forces de traction ou compression maximales de différents éléments afin de les comparer.

$$F_{sm1} = b_{c2} \frac{h_{sm} - h_a}{2} f_{sm,d} = 30,41 \text{ kN} \quad (7.52)$$

$$F_a = A f_{yd} = 1\,264,30 \text{ kN} \quad (7.53)$$

$$F_{sm2} = b_{c2} \frac{h_{sm} - h_a + 2t_f}{2} f_{sm,d} = 33,01 \text{ kN} \quad (7.54)$$

$$F_{aw} = t_w(h_a - 2t_f)f_{yd} = 464,84 \text{ kN} \quad (7.55)$$

Si  $F_a > F_{sm1}$ , alors l'axe neutre se situe dans le profilé. Et si  $F_{aw} > F_{sm2}$ , alors il se situe même dans l'âme autrement il passe dans la semelle supérieure.

Dans le cas où les deux conditions sont rencontrées, la position de l'axe neutre (ou hauteur de la zone comprimée) vaut dans ce cas :

$$x_w = \frac{t_w h_{sm} f_{yd}}{f_{sm,d} b_{c2} + 2t_w f_{yd}} = 0,26 \text{ m} \quad (7.56)$$

où  $c_1 + t_f < x_w$  Le moment associé vaut donc :

$$M_{Bw} = b_{c2} \frac{x_w^2}{2} f_{sm,d} + b_f t_f (h_a - t_f) f_{yd} + t_w \left( \left( \frac{h_{sm}}{2} - x_w \right)^2 + \left( \frac{h_a}{2} - t_f \right)^2 \right) f_{yd} \quad (7.57)$$

Si seule la condition première avait été rencontrée, alors la hauteur de la zone comprimée aurait valu :

$$x_f = \frac{2c_1 b_f + 2t_f b_f + h_w t_w}{f_{sm,d} b_{c2} + 2b_f f_{yd}} f_{yd} \quad (7.58)$$

où  $c_1 < x_f < c_1 + t_f$

$$M_{Bf} = b_{c2} \frac{x_f^2}{2} f_{sm,d} + b_f t_f (h_{sm} - x_f - c_1 - \frac{t_f}{2}) f_{yd} + h_w t_w f_{yd} \left( \frac{h_{sm}}{2} - x_f \right) \quad (7.59)$$

Mais dans ce cas, le moment vaut :

$$M_B = 150,07 \text{ kNm} \quad (7.60)$$

### Point C

Si l'axe neutre passe dans l'âme du profilé, comme c'est le cas ici, la formule suivante est utilisée :

$$N_{C1} = (h_{sm} - 2x) b_{c2} f_{sm,d} + 2(h_{sm} - 2x) t_w f_{yd} \quad (7.61)$$

Dans l'autre cas, il faut prendre celle-ci :

$$N_{C2} = (h_{sm} - 2x) b_{c2} f_{sm,d} + 2h_w t_w f_{yd} + 4 \left( \frac{h_{sm}}{2} - x - \frac{h_w}{2} \right) b_f f_{yd} \quad (7.62)$$

Mais ici, le point C vaut :

$$N_C = 133,80 \text{ kN} \quad (7.63)$$

$$M_C = M_B = 150,07 \text{ kNm} \quad (7.64)$$

### Point D

$$N_D = \frac{1}{2} N_C = 66,90 \text{ kN} \quad (7.65)$$

$$W_{pl,D} = \frac{t_w (h_a - 2t_f)^2}{4} + b_f t_f (h_a - t_f) = 602,1 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (7.66)$$

$$M_D = W_{pl,D} f_{yd} + b_{c2} \frac{h_{sm}^2}{8} f_{sm,d} = 150,69 \text{ kNm} \quad (7.67)$$

Cette courbe caractéristique de l'interaction M-N est représentée à la Figure 7.12.

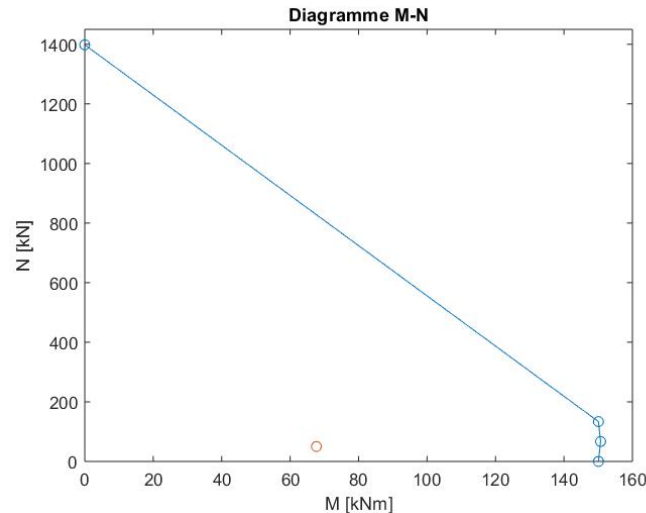


FIGURE 7.12 – Diagramme d'interaction M-N

Le dernier point à vérifier est la résistance au cisaillement et si il y a une interaction entre le moment et le cisaillement qui pourrait altérer la résistance. La résistance au cisaillement vaut :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_{yd}}{\sqrt{3}} = 348,69 \text{ kN/a} > V_{Ed} \quad (7.68)$$

La paroi résiste donc bien au cisaillement. De plus, il n'y a aucune interaction moment-cisaillement car le critère suivant est bien satisfait.

$$V_{Ed} < 0,5V_{pl,Rd} \quad (7.69)$$

L'ensemble des vérifications de résistance de la paroi a été mené à bien. Cela signifie que la paroi de soutènement est capable de reprendre ces efforts de manière sécuritaire.

### 7.2.3 Étape 3 : Vérification de la hauteur de la paroi (ELU)

Il reste à déterminer la hauteur nécessaire de la paroi.

Pour déterminer la hauteur de la paroi, il faut d'abord calculer le moment à partir duquel des fissures apparaissent dans la paroi. Ce moment vaut :

$$M_{cr} = \frac{f_{sm,t} I_{sm}}{h_{sm}/2} = 1,97 \text{ kNm} \quad (7.70)$$

Il faut ensuite repérer l'endroit le plus bas où ce moment est atteint afin de déterminer la fin de la zone de fissures. Ensuite, il convient de laisser 50 cm minimum comme longueur d'ancrage du profilé ainsi que 20 cm encore pour le bas de la paroi. La hauteur totale du mur vaut donc :

$$H_{min} = 8,15 + 0,5 + 0,2 = 8,85 \text{ m} \quad (7.71)$$

Cette étape marque la fin des vérifications aux ELU pour la phase la plus critique durant la construction qui est, comme souvent, le moment où le fond de la fouille est atteint.

### 7.2.4 Étape 4 : Résistances et rigidité (ELS)

Lors de la vérification aux ELS, toutes les phases sont considérées et plus uniquement la plus critique. Cela signifie que l'utilisation est aussi prise en compte. Dans ce cas, les valeurs de certains paramètres doivent être adaptées à certains phénomènes.

Il faut d'abord prendre en compte une possible corrosion des renforcements. Comme la durée de vie est estimée à 50 ans, elle aura comme effet de réduire de 0,6mm le contour du profilé. Elle va aussi induire une chute de la résistance d'adhésion  $f_{bd} = 0 \text{ MPa}$ , ce qui signifie que le profilé doit pouvoir reprendre seul la flexion et le cisaillement. Il n'y a donc pas d'interaction entre la paroi et le profilé pour la reprise de ces efforts. Cependant pour certaines vérifications, l'adhésion n'est pas nulle (voir section 7.2.6).

Le soil mixing va aussi fluer et donc sa rigidité va se voir diminuer au moyen d'un coefficient de fluage  $\Psi = 1$ .

Il faut donc recalculer les différentes résistances dans un premier lieu.

$$f_{sm,d} = \alpha_{sm} \frac{f_{sm,k}}{\gamma_{sm} k_f} \beta = 1,15 \text{ MPa} \quad (7.72)$$

où les différents coefficients qui apparaissent sont les suivants :

- $\alpha_{sm} = 0,85$  car la durée de vie dépasse 1 an
- $\gamma_{sm} = 1,5$  qui est le coefficient de sécurité sur le matériau
- $k_f = 1,1$  car les éprouvettes de tests sont réalisées en laboratoire
- $\beta = 1$  car la durée de cure est de 28 jours

$$f_{sm,td} = \tau_{sm,Rd} = 0,18 \text{ MPa} \quad (7.73)$$

Il est ainsi possible de calculer une nouvelle rigidité pour le soil mixing en incluant le phénomène de fluage.

$$E_{sm} = 268,72 \frac{f_{sm,m}^{0,8}}{1 + \Psi} = 339,50 \text{ MPa} \quad (7.74)$$

### 7.2.5 Étape 5 : Vérifications des efforts (ELS)

Tout comme dans la vérification aux ELU, il est indispensable de calculer une raideur pour la paroi. La méthode est identique à celle décrite plus haut. La raideur nécessaire pour l'utilisation du code de calculs vaut :

$$EI - eff/m' = \frac{(20,31 + 31,14)10^3}{2 \times 1,2} = 21,44 \times 10^3 \text{ kNm}^2/m' \quad (7.75)$$

Sur cette base, les efforts qui gouvernent cette étape du dimensionnement sont les suivants :

$$M_{Ed} = 66,09 \text{ kNm/a} \quad (7.76)$$

$$V_{Ed} = 51,04 \text{ kN/a} \quad (7.77)$$

$$N_{Ed} = 50 \text{ kN/a} \quad (7.78)$$

$$\sigma_{hor,rep} = 47,5 \text{ kN/m}^2 \quad (7.79)$$

$$L_s = 1,5 \text{ m} \quad (7.80)$$

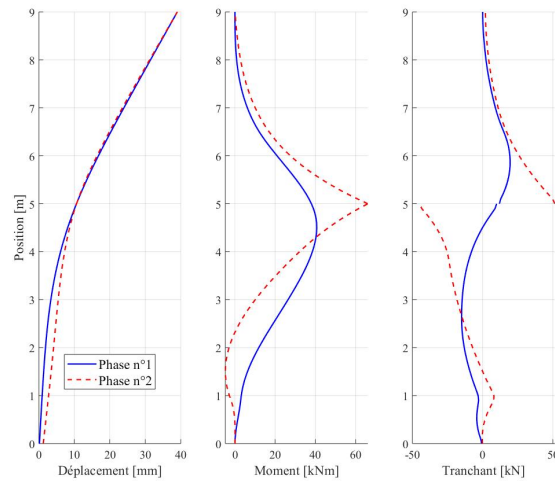


FIGURE 7.13 – Diagrammes du moment, effort tranchant et déplacement (étape 5)

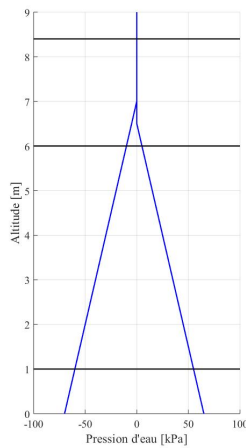


FIGURE 7.14 – Pression hydrostatique

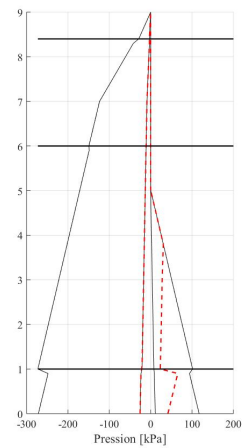
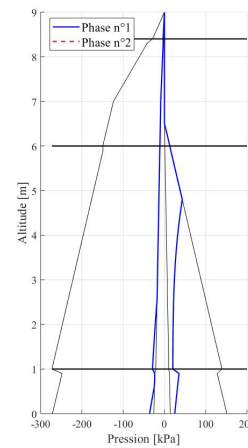
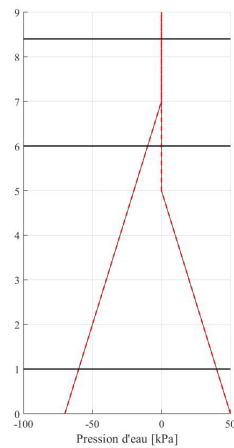


FIGURE 7.15 – Pressions des terres

L'effet d'arc est vérifié mais les différentes valeurs et formules ne sont pas reprises ici car le déroulement est identique à celui présenté à la section 7.2.2.

Contrairement à la vérification de la résistance de la paroi aux ELU où 4 points permettaient de déterminer la zone de résistance dans le graphique M-N, les vérifications sont séparées pour chaque type de sollicitation.

L'effort axial est repris par la profilé et par la paroi de soutènement proportionnellement aux raideurs  $EA$  individuelles par rapport à la raideur composée. Cette proportion vaut :

$$\frac{E_{sm}A_{sm}}{E_{sm}A_{sm} + E_aA_a} = 3,3\% \tag{7.81}$$

Et donc l'effort que reprend la paroi vaut :

$$N_{Ed,sm} = 3,3\% \times N_{Ed} = 1,63 \text{ kN/a} \tag{7.82}$$

$$\sigma_{Ed,sm} = \frac{N_{Ed,sm}}{A_{sm}} = 0,003 \text{ N/mm}^2 < f_{sm,d} \tag{7.83}$$

La contrainte de compression étant inférieure à la résistance du matériau de soil mixing, la paroi peut reprendre cette proportion de l'effort.

Le reste des efforts est supposé repris par le profilé seul. Un facteur  $\alpha_{ver} = 1,1$  est appliqué sur toutes les charges. Les charges que doivent pouvoir reprendre le profilé sont donc :

$$M_{Ed,a} = \alpha_{ver} M_{Ed} = 72,69 \text{ kNm/a} \quad (7.84)$$

$$V_{Ed,a} = \alpha_{ver} V_{Ed} = 56,14 \text{ kN/a} \quad (7.85)$$

$$N_{Ed,a} = \alpha_{ver} (1 - 20,3\%) N_{Ed} = 53,21 \text{ kN/a} \quad (7.86)$$

Les résistances sont calculées de la manière suivante. L'hypothèse est faite que le déversement et le flambement du profilé sont empêchés car la paroi maintient la position de celui-ci.

$$M_{Rd,a} = W_{pl} f_y d = 110,02 \text{ kNm} > M_{Ed,a} \quad (7.87)$$

$$V_{Rd,a} = \frac{A_v f_{yd}}{\sqrt{3}} = 383,58 \text{ kN} > V_{Ed,a} \quad (7.88)$$

$$N_{Rd,a} = A_a f_{yd} = 1\,052,33 \text{ kN} > N_{Ed,a} \quad (7.89)$$

Le profilé est capable de reprendre ces efforts.

### 7.2.6 Étape 6 : Vérification de la hauteur de la paroi (ELS)

L'avant-dernière chose qu'il reste à vérifier est si la paroi est suffisamment haute pour permettre le transfert complet de la charge axiale que reprend le profilé vers le sol par la paroi de soil mixing.

Il est d'abord nécessaire de calculer la valeur de l'adhésion entre les deux éléments.

$$f_{bd} = \min(\eta_1 \eta_2 0,24 f_{sm,k}^{1/2}; 0,1 f_{sm,d}; 0,3) = 0,11 \text{ MPa} \quad (7.90)$$

Un autre élément est nécessaire pour calculer la longueur de transfert, il s'agit du périmètre du profilé.

$$O_a = 4b_f + 2h_w + 4t_f - 2t_w = 1,18 \text{ m} \quad (7.91)$$

Tous les éléments sont maintenant réunis pour déterminer la valeur de la longueur de transfert nécessaire.

$$L_{min} = \frac{N_{Ed,a}}{O_a f_{bd}} = 0,37 \text{ m} \quad (7.92)$$

Cette longueur est bien inférieure à la hauteur de la paroi dans le sol (sous le niveau de la fouille) et donc le transfert d'efforts du profilé vers le sol est bien possible.

### 7.2.7 Étape 7 : Vérification des déformations

La paroi est soumise à des règles qui limitent ses déformations. Le déplacement maximum qui peut être toléré est de  $L/100$  selon les normes. Dans ce cas, cela donne un déplacement latéral maximum de :

$$f_{hor,max} = \frac{H_{fouille}}{100} = 40 \text{ mm} \quad (7.93)$$

En se référant aux résultats fournis par le code de calculs, le déplacement maximum observé est de 39 mm ce qui est inférieur à la limite.

C'est sur cette étape que se finit le processus de dimensionnement d'une paroi en soil mixing.



## 7.3 Conclusion

Dans ce chapitre, le dimensionnement d'une paroi de soil mixing dans un sol limoneux a été détaillé. Une feuille de calculs Excel a été créée afin de faciliter l'utilisation des normes. Il s'agit de l'objectif principal de ce travail de fin d'études. C'est ce qui a motivé l'ensemble de l'étude expérimentale décrite dans les chapitres précédents.

Ce chapitre a débuté avec la description d'un cas pratique qui illustre le dimensionnement. Ce cas est complètement imaginaire mais permettait d'utiliser la feuille de calculs qui a été créée ainsi que le code qui calcule les efforts internes de la paroi.

Ensuite, la méthodologie générale a été expliquée afin d'appréhender au mieux le développement détaillé qui allait suivre.

La première phase de vérification était la vérification aux ELU de la phase la plus critique, qui est quasi toujours la phase de construction lorsque l'excavation arrive au niveau du fond de la fouille souhaité. Elle a été divisée en 3 étapes distinctes. La première permettait de calculer différentes résistances ainsi qu'une première estimation de la raideur de la paroi seule afin d'obtenir le moment que doit pouvoir reprendre le renforcement. Cela a permis de choisir le type de profilé adéquat. La deuxième étape consistait à effectuer l'ensemble des vérifications structurelles de la paroi (effet d'arc et résistances aux efforts). Pour terminer la vérification aux ELU, la hauteur minimum de la paroi a été calculée sur base de la fissuration.

La deuxième phase est la vérification aux ELS de toutes les phases, donc aussi celles à long terme. Les différents phénomènes physiques associés ont du être pris en compte comme, par exemple, la corrosion du profilé. Encore une fois, cette phase a été sub-divisée en 3 étapes semblables aux précédentes bien qu'adaptées. En dernier lieu, les déformations ont été vérifiées.

Une fois l'ensemble des vérifications effectuées, le dimensionnement peut être clôturé.

Le dimensionnement étant le but final de l'ensemble de ce travail, une conclusion générale peut maintenant être faite. Elle permettra de mettre en évidence les éléments clés, l'apport personnel ainsi que des perspectives et des pistes dans le cadre de potentiels futurs travaux sur le sujet du soil mixing.

# Chapitre 8

## Conclusion

Afin de conclure ce travail, un rapide résumé des différents chapitres va être fait. Par la suite, différentes perspectives de recherches seront abordées.

En premier lieu, une introduction générale a été faite. Elle permettait de mettre en évidence certains problèmes auxquels la société actuelle fait face en terme de construction. Elle montrait ainsi l'importance et l'intérêt de l'amélioration des sols de manière générale.

Suite à cela, la revue de littérature s'est penchée d'abord sur les différentes techniques d'amélioration des sols en les introduisant brièvement. Cela permettait ensuite de se focaliser uniquement sur la technique du soil mixing qui est le sujet central de la suite de ce travail. Une description générale de la technique, de ses applications,... a été menée. Certains points importants pour la suite ont aussi été mentionnés et expliqués plus en détails tels que l'aspect chimique ou encore les relations théoriques qui permettent de déterminer les propriétés mécaniques.

Une fois que le contexte global a été posé, la question scientifique qui allait motiver la suite du travail a pu être posée.

Le but poursuivi durant ce travail était de mettre en place une feuille de calculs qui permet de faciliter le dimensionnement d'une paroi de soutènement. Cependant, contrairement à ce qui est principalement fait en Belgique, c'est un sol à tendance argileuse dans lequel la méthode du soil mixing allait être utilisée.

Une étude expérimentale allait devoir être réalisée afin d'étudier les résistances obtenues pour le type de sol choisit.

Avant de réaliser la campagne expérimentale en tant que telle, il était indispensable d'identifier le sol qui allait être utilisé pour la suite. Le limon qui allait servir de base aux différents mélanges a donc subit plusieurs essais pour en connaître les propriétés telles que la granulométrie, la résistance naturelle...

Ensuite la méthodologie qui allait être appliquée a été détaillée ainsi que les différentes compositions.

Après avoir réalisé les essais tels que décrits, les nombreux résultats obtenus ont été analysés. Les paramètres qui ont été recherchés étaient la résistance en compression, le module de Young ou encore la cohésion. Les différents essais réalisés étaient des essais en compression simple, des essais de mesures d'ondes soniques, des essais de mortier et finalement des essais de cisaille-

ment. Une série d'hypothèses a été posée afin d'expliquer les résultats obtenus et certaines ont pu être vérifiées et d'autres rejetées. Dans cette partie, différentes relations théoriques ont été testées et adaptées. Elles permettaient de déterminer le module de Young et la résistance au cisaillement sur base de la résistance en compression.

La dernière partie de ce travail était consacrée au dimensionnement d'un ouvrage de soutènement. Elle est complémentaire à la feuille de calculs Excel qui a été réalisée et qui suit exactement la même structure que celle décrite. Un cas concret a été imaginé afin d'illustrer au mieux la démarche qui se basait sur les normes belges de dimensionnement telles que décrites dans un ouvrage de référence. Les différentes étapes ont été expliquées et calculées sans oublier les formules utilisées.

Cette dernière étape était le but poursuivi durant l'ensemble de ce travail.

Les différents points qui étaient initialement prévus ont pu être abordés. Cependant, des essais supplémentaires auraient pu être menés avec plus de temps.

Par exemple, une campagne des essais de cisaillement plus vaste aurait pu être réalisée afin d'étudier plus en profondeur le lien entre résistance au cisaillement et résistance en compression. Ce point n'a pu qu'être abordé de façon très superficielle.

Des essais sur des éprouvettes ayant un temps de cure plus long que 60 jours auraient été intéressants à étudier afin de voir quelle direction allait prendre les résultats. Cela aurait permis de valider ou complètement invalider certaines hypothèses qui ont été posées. De plus, cela aurait pu étayer encore plus l'analyse temporelle qui a été présentée.

Dans ce travail, c'est un sol limoneux qui a été utilisé afin de transiter plus progressivement d'un sol sableux vers des sols argileux. Il serait donc plus qu'intéressant de reproduire le même genre de campagne expérimentale pour un sol argileux, cette fois, afin de balayer encore les différents sols qui sont présents en Belgique.

En dehors de l'étude expérimentale, la feuille de calculs réalisée ne permet de prendre en compte que des cas de parois de soutènement assez basiques. Il serait intéressant d'inclure plus d'éléments tels que des ancrages ou encore les coins d'une fouille.

En conclusion, ce travail contribue à l'avancement de la recherche sur le sujet de soil mixing pour des sols plus argileux. Il reste cependant beaucoup de points qui peuvent encore être étudiés afin de détailler les normes en place.

# Bibliographie

- ÅHNBERG, Helen et Sven-Erik JOHANSSON (mai 2005). *Increase in strength with time in soils stabilised with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products*. Stockholm, p. 195-202. (Visité le 22/02/2023).
- ANTEQ ANCRAGES (2023). *Ancrage et stabilisation de caisson en bois de soutènement*. Anteq SA. URL : <https://www.anteq.ch/platipus-anchors/fr/ancrage-caisson-bois/> (visité le 24/02/2023).
- ARCHIEXPO (2023). *Soil mixing pour amélioration des sols - MIP - Franki Foundations Belgium*. URL : <https://www.archiexpo.fr/prod/franki-foundations-belgium/product-61404-1122165.html> (visité le 20/02/2023).
- ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES (2022a). *Analyse granulométrique par tamisage*. (Visité le 18/10/2022).
- (2022b). *Analyse sédimentométrique ou essai de levigation*. (Visité le 18/10/2022).
- (2022c). *Essai au bleu méthylène*. (Visité le 18/10/2022).
- (2023a). *Essai de compression simple*. (Visité le 14/03/2023).
- (2022d). *Essai de limite de plasticité, liquidité, retrait : Limite d'Atterberg*. (Visité le 18/10/2022).
- (2023b). *Essai de mesure sonique*. (Visité le 05/05/2023).
- (2023c). *Essai Proctor*. (Visité le 14/03/2023).
- (2023d). *Essais de cisaillement sol*. (Visité le 15/05/2023).
- (2022e). *Pycnomètre à gaz (hélium)*. (Visité le 28/10/2022).
- ASADI, Afshin et al. (1<sup>er</sup> jan. 2013). "Theory of Electroosmosis in Soil". In : *International Journal of Electrochemical Science* (Janvier 2013). URL : [https://www.researchgate.net/publication/286109884\\_Theory\\_of\\_Electroosmosis\\_in\\_Soil](https://www.researchgate.net/publication/286109884_Theory_of_Electroosmosis_in_Soil) (visité le 10/02/2023).
- BODEMBOUW (2023). *Bodembouw - Cutter Soil Mixing*. URL : <https://www.bodembouw.com/en/cutter-soil-mixing> (visité le 17/02/2023).
- BRUCE, Donald A. (mars 2000). *An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications*. FHWA-RD-99-138. États-Unis. URL : <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/40947> (visité le 08/02/2023).
- CERFONTAINE, Benjamin (7 fév. 2017). *GCIV2049-1 : Conception et exécution des ouvrages géotechniques Manuel d'utilisation du code matlab "boites"*. (Visité le 10/03/2023).
- CHU, Jian et al. (2009). *17th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering : State of the Art Report*. (Visité le 06/02/2023).
- COLLIN, Frédéric (21 oct. 2021). "Essais de caractérisation mécanique". GCIV2036-2 Mécanique des sols et des roches. Sart-Tilman. (Visité le 13/11/2022).
- (s. d.). "Amélioration des sols".
- COURARD, Luc (2 fév. 2020a). "Caractères généraux des matériaux". GCIV0184-5 Matériaux de construction. Sart-Tilman. (Visité le 25/11/2022).
- (16 mars 2020b). "Ciments : composition, fabrication, nomenclature, essais, emplois". GCIV0184-5 Matériaux de construction. Sart-Tilman. (Visité le 15/05/2023).

- COURARD, Luc (30 mars 2020c). “Matériaux à liants hydrauliques : La chaux et le plâtre”. GCIV0184-5 Matériaux de construction. Sart-Tilman. (Visité le 10/05/2023).
- DENIES, Nicolas (2 oct. 2013). “Avancées récentes, recherches et aspects liés à l’exécution des techniques de Deep Mixing et Jet Grouting”. Géotechnique - Amélioration des sols. Liège. (Visité le 09/02/2023).
- DENIES, Nicolas et Noël HUYBRECHTS (13 juill. 2018). *Handbook - Soil mix walls : Design and execution*. Boca Raton : CRC Press. 413 p. ISBN : 978-90-5367-641-7. (Visité le 05/07/2022).
- DI PAOLA, Mickaël (2014). “Influence des paramètres environnementaux sur l’efficacité du soil mixing : gel-dégel”. Mémoire. Université de Liège. 125 p. (Visité le 16/10/2022).
- FANARA, Arthur (2021). *Mécanique des sols et des roches - Manuel de laboratoire*. (Visité le 27/11/2022).
- FRANKI FOUNDATIONS (2023). *Retaining Walls*. URL : <https://www.ffgb.be/en/techniques/retaining-walls> (visité le 17/02/2023).
- GOLAIRE, Adrien (2021). “Étude expérimentale du ”Soil Mixing” comme outil de stabilisation des talus”. Mémoire. Université de Liège. 120 p. URL : <http://hdl.handle.net/2268.2/11527> (visité le 09/02/2023).
- GUIMOND-BARRETT, Antoine (2023). “Influence of mixing and curing conditions on the characteristics and durability of soils stabilised by deep mixing”. Thèse de doct. Université du Havre. (Visité le 10/02/2023).
- HOLCIM S.A., éd. (2023). *DORODUR Liants hydrauliques pour travaux d’injection*. URL : [https://www.holcim.be/sites/belgium/files/documents/21010\\_hol\\_fiches\\_ciment\\_dorodur\\_fr\\_v2.pdf?v=903c84fc](https://www.holcim.be/sites/belgium/files/documents/21010_hol_fiches_ciment_dorodur_fr_v2.pdf?v=903c84fc) (visité le 23/05/2023).
- KELLER FRANCE (26 juin 2018). *Deep Soil Mixing (DSM) par voie sèche*. Keller France. URL : <https://www.keller-france.com/expertise/techniques/deep-soil-mixing-dsm-par-voie-seche> (visité le 17/02/2023).
- KELLER NORWAY (9 juill. 2018). *Jet grouting*. Keller Norway. URL : <https://www.keller-geoteknikk.no/en/expertise/techniques/jet-grouting> (visité le 11/02/2023).
- KITAZUME, Masaki et Masaaki TERASHI (15 mai 2014). *The Deep Mixing Method*. Taylor & Francis Group. ISBN : 978-0-203-58963-2. URL : [https://scholar.google.be/scholar?cluster=98026360932541842&hl=fr&as\\_sdt=0,5&as\\_vis=1](https://scholar.google.be/scholar?cluster=98026360932541842&hl=fr&as_sdt=0,5&as_vis=1) (visité le 13/02/2023).
- MAGNAN, Pierre et Georges PILOT (10 nov. 1988). *Techniques de l’ingénieur : Amélioration des sols*. (Visité le 06/02/2023).
- MAKUSA, Gregory Paul (2012). “Soil stabilization methods and materials”. In : URL : <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:997144/FULLTEXT01.pdf> (visité le 13/02/2023).
- MAYER, Nathalie (9 sept. 2017). *Alumine - Oxyde d’aluminium - Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>*. Futura Sciences. URL : <https://www.futura-sciences.com/sciences/definitions/chimie-alumine-16690/> (visité le 22/02/2023).
- MENARD FRANCE (2023). *Soil Mixing, technique d’amélioration de sol*. Menard France. URL : <https://www.menardfrance.fr/soil-expert-portfolio/soil-mixing/> (visité le 10/02/2023).
- MITCHELL, J. K. (1981). *Soil Improvement — State-of-the Art Report*. URL : <https://www.issmge.org/publications/publication/soil-improvement-state-of-the-art-report> (visité le 07/02/2023).
- NBN EN 1991-1-1 (28 juin 2002). *Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-1 : General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings (+ AC :2009)*. (Visité le 11/03/2023).

- NBN EN 1992-1-1 (26 jan. 2005). *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings (+AC :2010)*. (Visité le 23/02/2023).
- NBN EN 1997-1-1 (1<sup>er</sup> jan. 2005). *Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1 : General rules (+ AC :2009)*. (Visité le 13/05/2023).
- (15 avr. 2022). *Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales - Annexe nationale*. (Visité le 29/05/2023).
- PETIT, Antoine (2015). “Méthode du Deep Soil Mixing”. Thèse de doct. Liège : Université de Liège. 109 p. (Visité le 28/03/2023).
- PORTAIL INTERNET BOURGOGNE-FRANCHE-COMTÉ (24 juin 2014). *Réalisation des pistes de chantier et mise en œuvre des remblais de préchargement*. Portail internet DREAL Bourgogne-Franche-Comté. Last Modified : 2014-06-24. URL : <https://www.bourgogne-franche-comte.developpement-durable.gouv.fr/realisation-des-pistes-de-chantier-et-mise-en-a2457.html> (visité le 10/02/2023).
- SOLETANCHE, Bachy (2023). *Soil Mixing*. Bachy Soletanche. URL : <https://www.bacsol.co.uk/solution/soil-mixing/> (visité le 17/02/2023).
- SZYMKIEWICZ, Fabien (4 oct. 2011). “Évaluation des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing”. Thèse de doct. Paris : Université Paris-Est. URL : <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00808139> (visité le 09/02/2023).
- TATSUOKA, Fumio (1998). “Geotechnical Engineering Aspects of Trans-Tokyo Bay Highway Project”. Tokyo University of Science. URL : <http://www.saitama-u.ac.jp/gris/pdf/Full%20TransTokyoBayHigwyway%20PP.pdf> (visité le 20/02/2023).
- TERASHI, Masaaki (4 sept. 1997). “Theme lecture : Deep mixing method - Brief state of the art”. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Hamburg). Hambourg. URL : <https://www.issmge.org/publications/author/m-terashi> (visité le 08/02/2023).
- TOPOLNICKI, Michał (25 fév. 2016). “General overview and advances in Deep Soil Mixing”. Conférence. Conférence. XXIV Geotechnical Conference of Torino Design, Construction and Controls of Soil Improvement Systems. Turin. URL : [https://www.researchgate.net/publication/337801273\\_General\\_overview\\_and\\_advances\\_in\\_Deep\\_Soil\\_Mixing](https://www.researchgate.net/publication/337801273_General_overview_and_advances_in_Deep_Soil_Mixing) (visité le 08/02/2023).
- VIBRO MENARD (2023). *Soil Mixing - Reinforcement Technique*. Vibro Menard. URL : <https://vibromenard.co.uk/technique/soil-mixing/> (visité le 11/02/2023).
- VILLARD, Pascal et Laurent BRIANÇON (2018). *Le renforcement des sols : des techniques devenues indispensables*. URL : <http://www.encyclopedie-environnement.org/?p=4141> (visité le 06/02/2023).

# Annexe A

## Caractérisation du sol

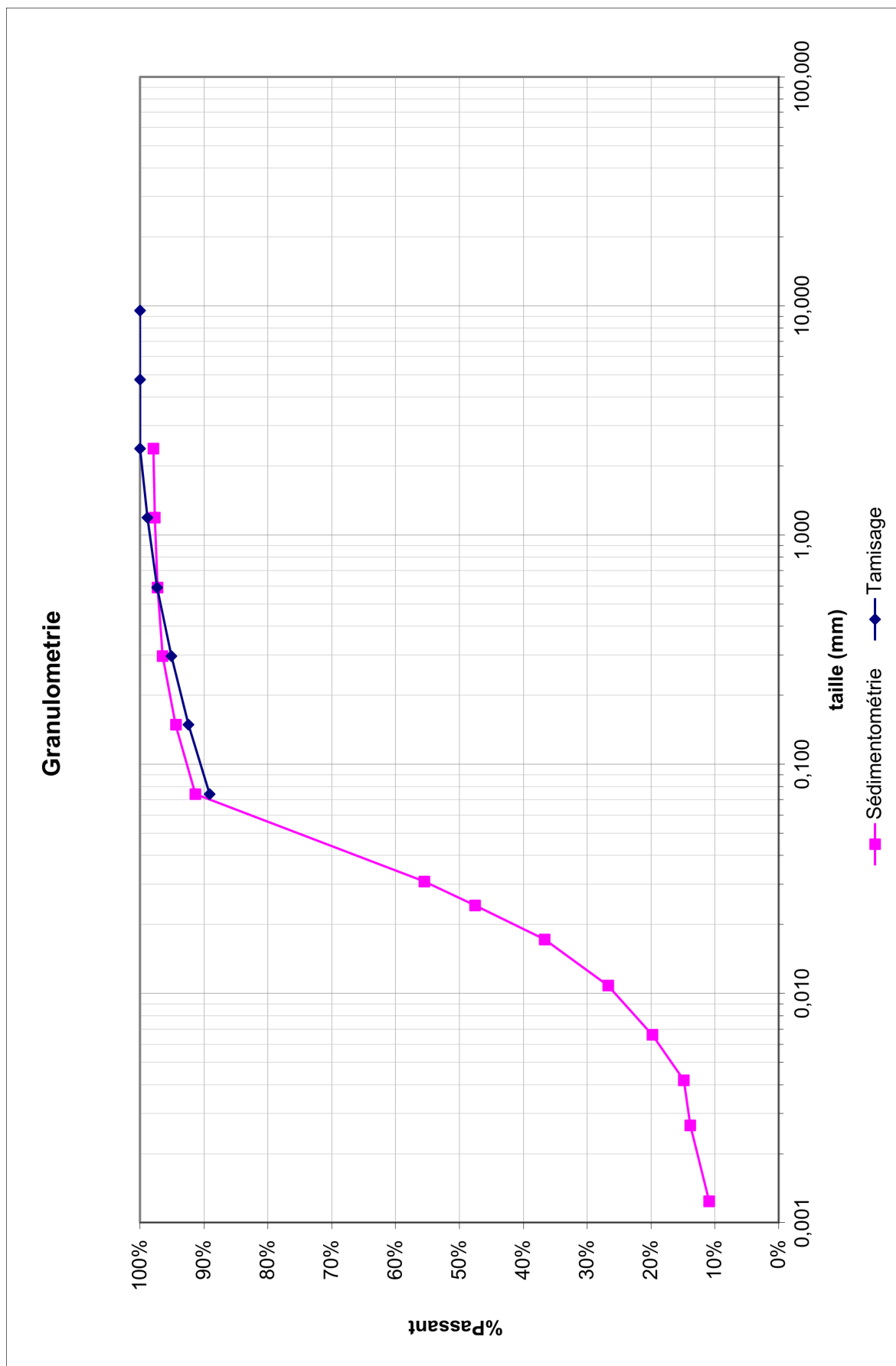


FIGURE A.1 – Courbe granulométrie



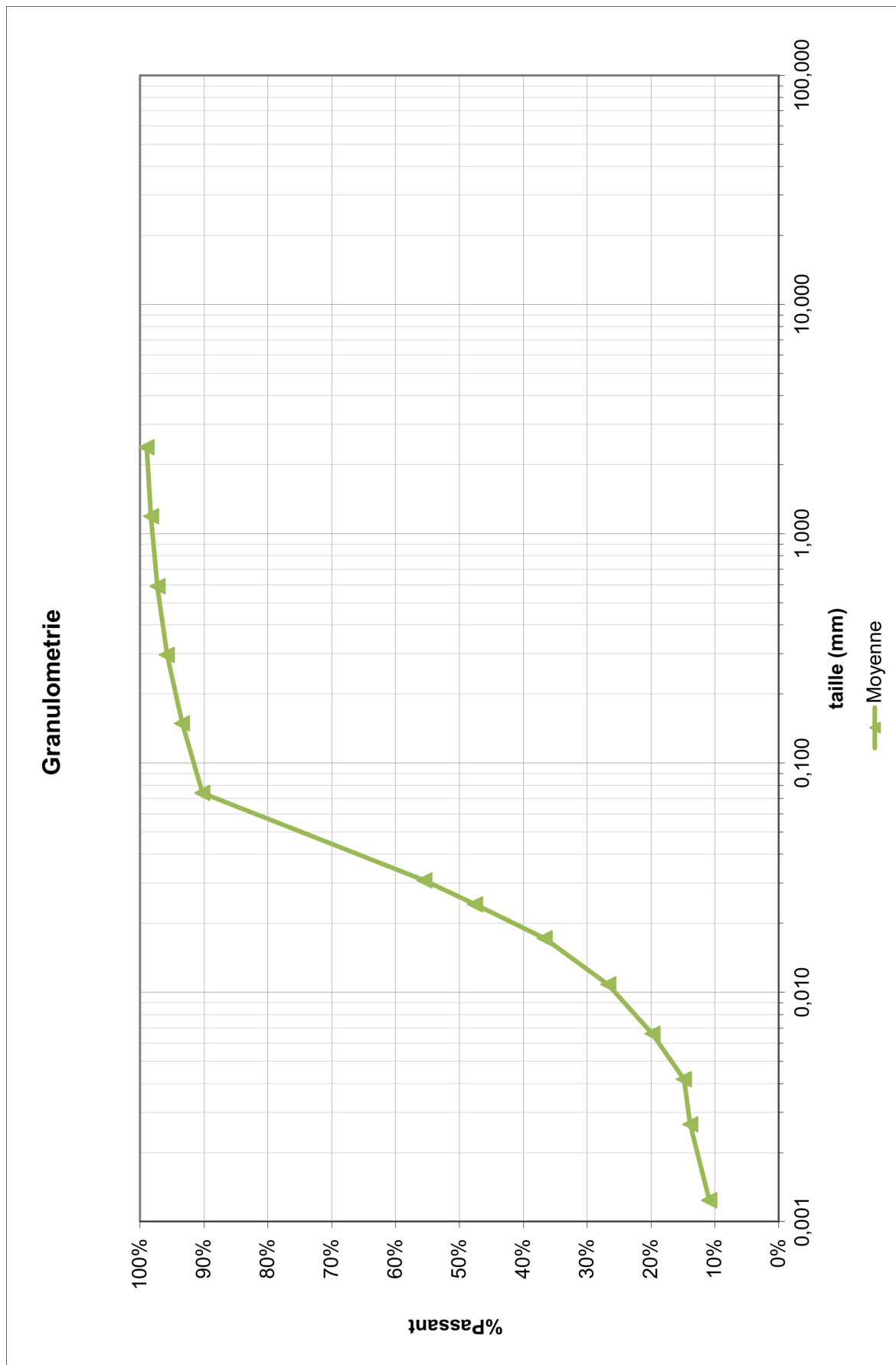


FIGURE A.2 – Courbe granulométrique (moyenne du tamisage et de la sédimentométrie)



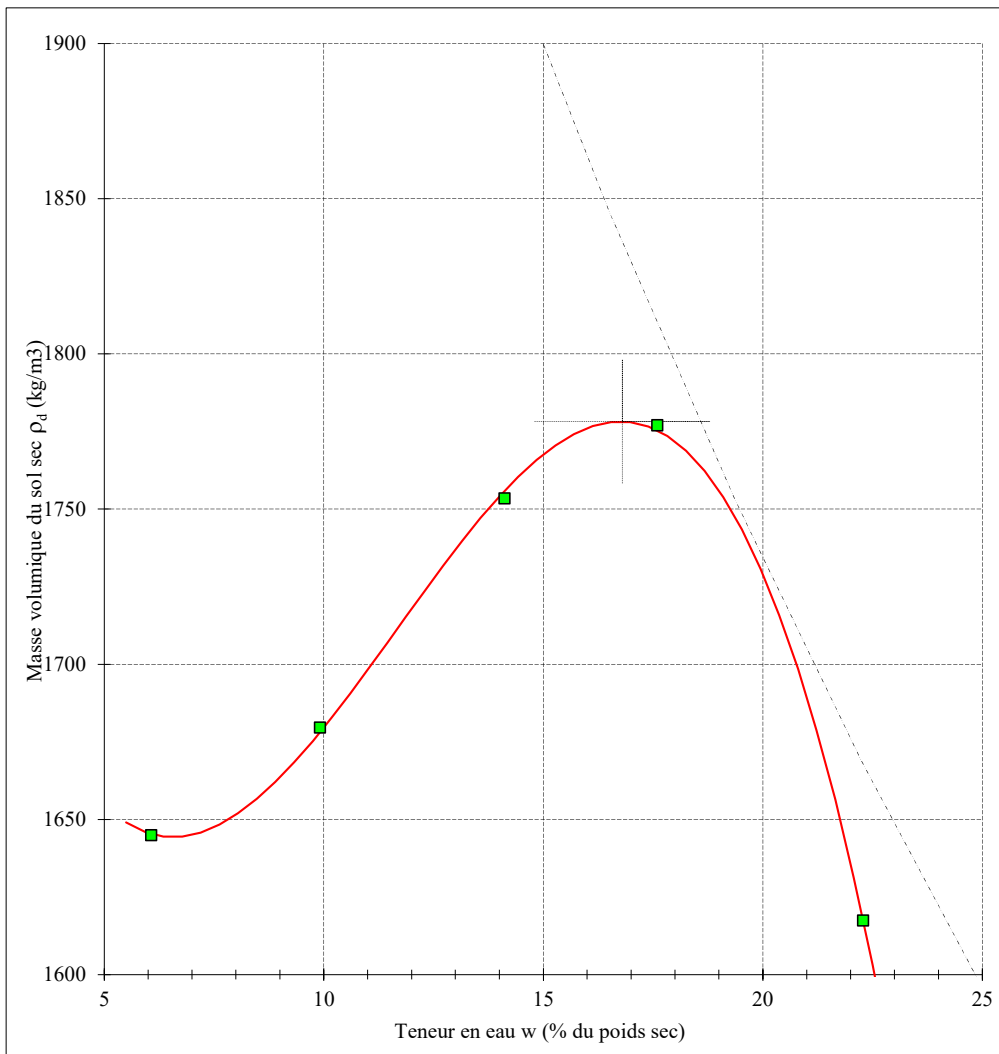
Université de Liège - Laboratoire de Géotechnologies

**ESSAI PROCTOR STANDARD**



**Echantillon : Limon d'Ecaussine**

Mesures expérimentales (kg/m <sup>3</sup> et %)								
Masse volumique	1745	1846	2001	2090	1978			
Teneur en eau	6,1	9,9	14,1	17,6	22,3			
Masse vol. sèche	1645	1680	1753	1777	1617			



**Teneur en eau optimum 16,8 %**  
**Masse volumique sèche maximum 1778 kg/m<sup>3</sup>**

FIGURE A.3 – Courbe Proctor

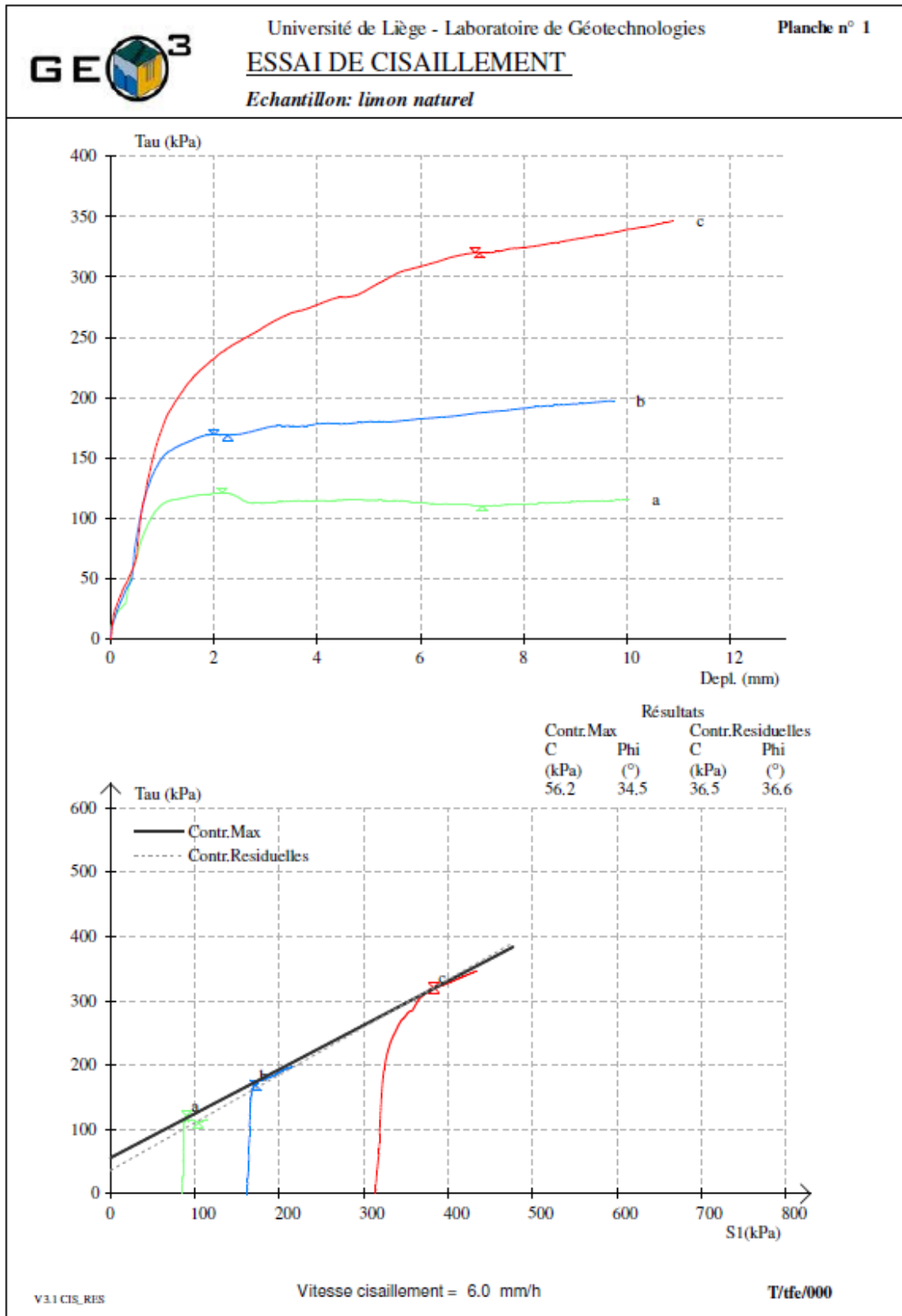


FIGURE A.4 – Résultats de cisaillement sur le sol naturel

## Annexe B

### Étude expérimentale



# DORODUR

Liants hydrauliques pour travaux d'injection

Holcim (Belgique) S.A. / Usine d'Obourg



Holcim (Belgique) S.A.  
Avenue Robert Schuman 71 - B-1401 Nivelles  
T +32 67 87 66 01  
Technical helpdesk:  
bel-tsc@holcim.com  
www.holcim.be

SCAN ME



FIGURE B.1 – Fiche technique produit de soil mixing (page 1) [HOLCIM S.A. 2023]

# DORODUR

## Liants hydrauliques pour travaux d'injection



### Le produit et ses applications

Les liants hydrauliques d'injection de sols de la gamme Georoc mis au point par Holcim s'étendent sur une gamme très large pour répondre à la majorité des problématiques rencontrées lors des injections pour la consolidation des sols et des travaux en sous-oeuvre de bâtiments.

### Domaines d'application préférentiels

Les liants hydrauliques de la gamme des DORODUR sont recommandés dans les domaines suivants :

- ▶ Injections de sol à basse pression (SoilMix) ;
- ▶ Injections de coulis haute pression (Jet Grouting, HDI Grouting, VHP Grouting) dans les travaux souterrains, comme les fondations de bâtiments et de structures, la consolidation et l'imperméabilisation à l'eau des sols pour les tunnels et la construction de puits, les ancrages, les parois moulées, les micropieux...



### Avantages des liants DORODUR

Les liants hydrauliques DORODUR :

- ▶ possèdent une finesse élevée avec une granulométrie progressive qui garantit une bonne pénétration du liant dans le sol, de manière à réaliser une injection durable des cavités. De cette manière les propriétés du sol, comme la résistance, la portance, l'imperméabilité, sont améliorées ;
- ▶ sont faciles à mélanger à l'eau ;
- ▶ ont, grâce entre autres à un ressuage limité, une excellente fluidité et pompabilité ;
- ▶ sont faciles à mettre en oeuvre ;
- ▶ possèdent une haute résistance aux sulfates de par leur composition ;
- ▶ peuvent être mélangés à l'eau par toutes les installations courantes. Il est nécessaire de mélanger de façon intensive et homogène.

### Production et Contrôle qualité

Les liants DORODUR sont produits à nos usines d'Obourg et d'Anvers (B), sont soumis à un contrôle qualité rigoureux et sont intégrés dans le processus de certification de Qualité ISO 9001.

Nous mettons à votre disposition nos moyens et notre expertise regroupés au sein du Technical Support Center qui s'appuie sur le Technical Support Laboratory basé à Obourg, rattaché à la démarche performantielle des techniques spéciales de mise en oeuvre de nos coulis.

Votre responsable marché est à votre service pour vous accompagner dans vos projets.

### Références

3 stations du métro d'Amsterdam ; RER Ottignies, Genval, Dilbeek, Ternat, Watermael, Uccle, Hoeilaart, La Hulpe, Braine-l'Alleud ; gares de Malines et de Mons ; nombreux chantiers privés en Belgique et en Hollande...

### Spécifications techniques

#### Composition

	DORODUR 130	DORODUR 140	DORODUR H50
Clinker	< 30 %	< 50 %	> 30 %
Laitier de haut Fourneau	> 70 %	> 45 %	< 60 %
Autres constituants	< 10 %	< 15 %	< 15 %

#### Résistance à la compression (EN 196-1)

	DORODUR 130	DORODUR 140	DORODUR H50
7 Jours	17 MPa	29 MPa	37 MPa
28 Jours	35 MPa	47 MPa	56 MPa

Nos fiches produits et MSDS sont disponibles sur [www.holcim.be](http://www.holcim.be)



© 2022 - Holcim (Belgique) SA, tous droits réservés. Tous droits réservés. Conditions de vente et d'application pour toute commande. / Theobald.

FIGURE B.2 – Fiche technique produit de soil mixing (page 2) [HOLCIM S.A. 2023]

Nom échantillon	Chaux [%]	$w$ [%]	L/S [ $kg/m^3$ ]	Durée cure [jours]	Condition cure [-]
L200	0	13,6	200	60	Humide
L300	0	13,6	300	60	Humide
L400	0	13,6	400	60	Humide
C3L300	3	13,6	300	60	Humide
C3	3	13,6	0	60	Humide
C3L200E20	3	20	300	60	Humide
L200	0	13,6	200	28	Humide
L300	0	13,6	300	28	Humide
L400	0	13,6	400	28	Humide
C3L300	3	13,6	300	28	Humide
C3L300	3	13,6	300	28	Sec
C3	3	13,6	0	28	Humide
C3L200E20	3	20	300	28	Humide
C3L300E25	3	25	300	28	Humide
C3L300E30	3	30	300	28	Humide
L200	0	13,6	200	7	Humide
L300	0	13,6	300	7	Humide
L400	0	13,6	400	7	Humide
C3L300	3	13,6	300	7	Humide
C3	3	13,6	0	7	Humide
C3L200E20	3	20	300	7	Humide
N198	0	13,6	0	-	Humide
N198	0	13,6	0	-	Sec

TABLE B.1 – Liste d'échantillons réalisés pour les essais de compression simple

	$m_{sol}$ [g]	$m_{eau}$ [g]	$m_{liant}$ [g]	$m_{chaux}$ [g]	$m_{tot}$ [g]
L200	308	71	34	0	413
L300	285	81	47	0	413
L400	264	90	58	0	413
C3L300	279	80	46	8	413
C3	359	43	0	11	413
C3L300E20	267	94	44	8	413

TABLE B.2 – Composition des échantillons réalisés

Nom échantillon	Chaux [%]	$w$ [%]	L/S [ $kg/m^3$ ]	Durée cure [jours]	Condition cure [-]
L300	0	13,6	300	7	Humide
C3L300	3	13,6	300	7	Humide
L300	0	13,6	300	2-3h	Humide
C3L300	3	13,6	300	2-3h	Humide
N198	0	13,6	0	2-3h	Humide

TABLE B.3 – Liste d'échantillons réalisés pour les essais de cisaillement

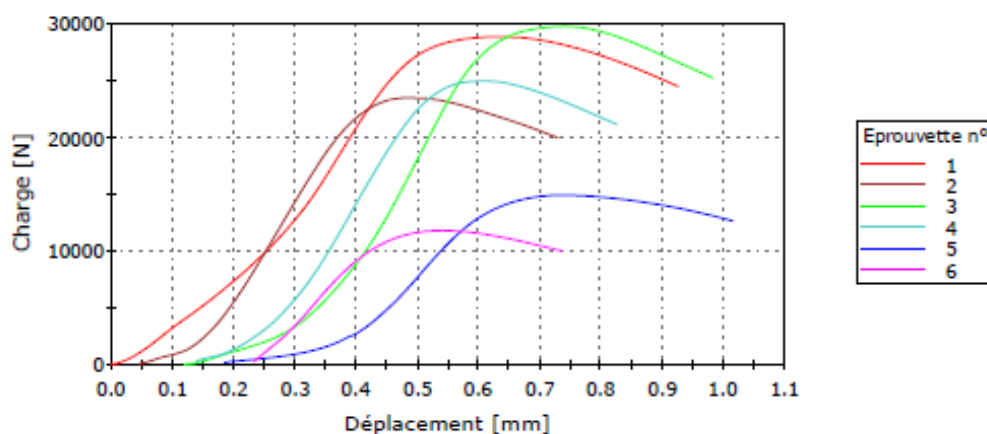
## Annexe C

### Résultats et interprétations



Norme	EN 196-1
Vitesse	144,0 kN/min
Opérateur	ADA
Date	16/05/23
Température (°C)	23
Humidité (%)	50
Etat	7 jours
Type	MO

Eprouvette 1 à 6

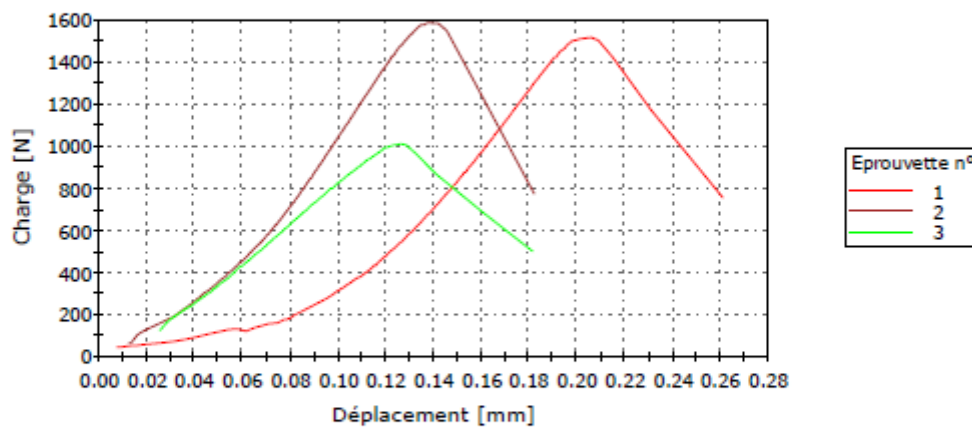


	N°	Longueur [mm]	Largeur [mm]	Hauteur [mm]	Charge max [N]	Contrainte Charge max [MPa]
1	1a	40,00	40,00	40,00	28834	18,02
2	1b	40,00	40,00	40,00	23489	14,68
3	2a	40,00	40,00	40,00	29749	18,59
4	2b	40,00	40,00	40,00	24979	15,61
5	3a	40,00	40,00	40,00	14940	9,34
6	3b	40,00	40,00	40,00	11857	7,41
Moy.		40,00	40,00	40,00	22308	13,94
E-T		0,00	0,00	0,00	7348,25	4,59

FIGURE C.1 – Résultats des essais en compression sur le mortier ordinaire

Norme	EN 196-1
Vitesse:	3000, N/min
Longueur	160,00 mm
Température (°C)	23
Humidité relative (%)	50
Type	MO
Etat	7 jours

Eprouvette 1 à 3

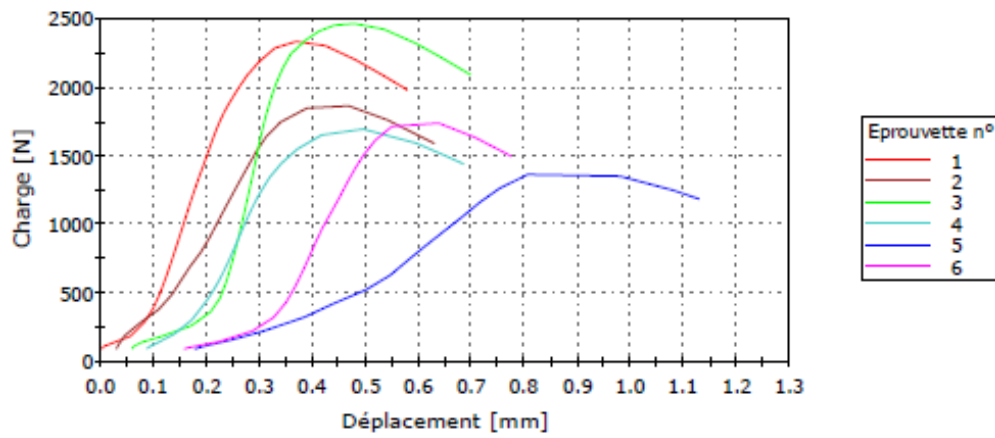


	N°	Largeur [mm]	Epaisseur [mm]	Masse [g]	Maximum Charge [N]	Contrainte Max [N/mm <sup>2</sup> ]	Masse Volumique [kg/m <sup>3</sup> ]
	1	43,04	40,59	581,76	1517,7	3,21	2081
	2	42,95	40,80	579,96	1587,8	3,33	2068
	3	43,21	40,66	560,52	1013,0	2,13	1994
Moyenne		43,07	40,68	574,08	1372,8	2,89	2048
Ecart-type		0,1	0,1	11,8	313,6	0,7	47,2

FIGURE C.2 – Résultats des essais en flexion sur le mortier ordinaire

Norme	EN 196-1
Vitesse	144,0 kN/min
Opérateur	ADA
Date	16/05/23
Température (°C)	23
Humidité (%)	50
Etat	7 jours
Type	MB

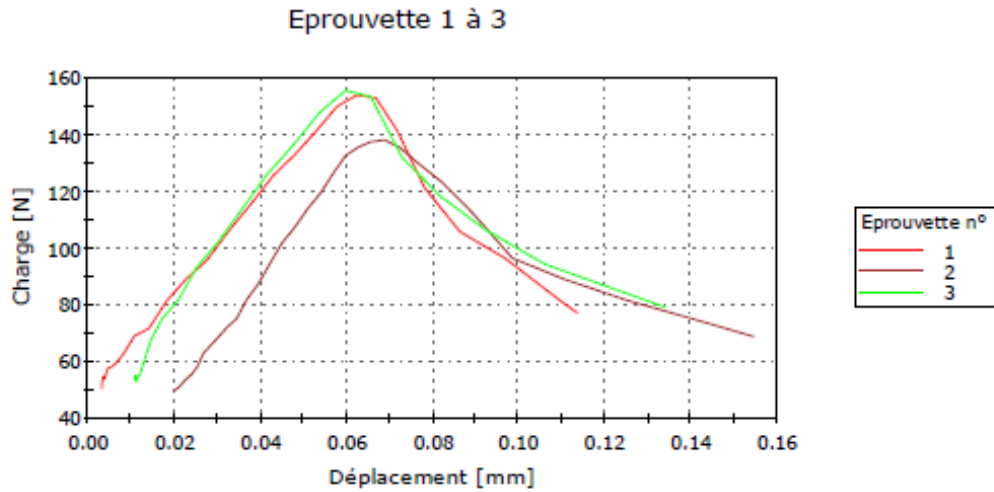
Eprouvette 1 à 6



	N°	Longueur [mm]	Largeur [mm]	Hauteur [mm]	Charge max [N]	Contrainte Charge max [MPa]	
	1	1a	40,00	40,00	40,00	2333	1,46
	2	1b	40,00	40,00	40,00	1865	1,17
	3	2a	40,00	40,00	40,00	2463	1,54
	4	2b	40,00	40,00	40,00	1697	1,06
	5	3a	40,00	40,00	40,00	1367	0,85
	6	3b	40,00	40,00	40,00	1740	1,09
Moy.			40,00	40,00	40,00	1911	1,19
E-T			0,00	0,00	0,00	413,62	0,26

FIGURE C.3 – Résultats des essais en compression sur le mortier bâtard

Norme	EN 196-1
Vitesse:	3000, N/min
Longueur	160,00 mm
Température (°C)	23
Humidité relative (%)	50
Type	MB
Etat	7 jours



	N°	Largeur [mm]	Epaisseur [mm]	Masse [g]	Maximum Charge [N]	Contrainte Max [N/mm <sup>2</sup> ]	Masse Volumique [kg/m <sup>3</sup> ]
1	1	45,80	40,87	542,27	153,8	0,30	1811
2	2	45,22	40,82	528,57	138,1	0,27	1790
3	3	45,70	40,69	534,25	155,5	0,31	1796
Moyenne		45,57	40,79	535,03	149,1	0,29	1799
Ecart-type		0,3	0,1	6,9	9,6	0,0	10,8

FIGURE C.4 – Résultats des essais en flexion sur le mortier bâtard

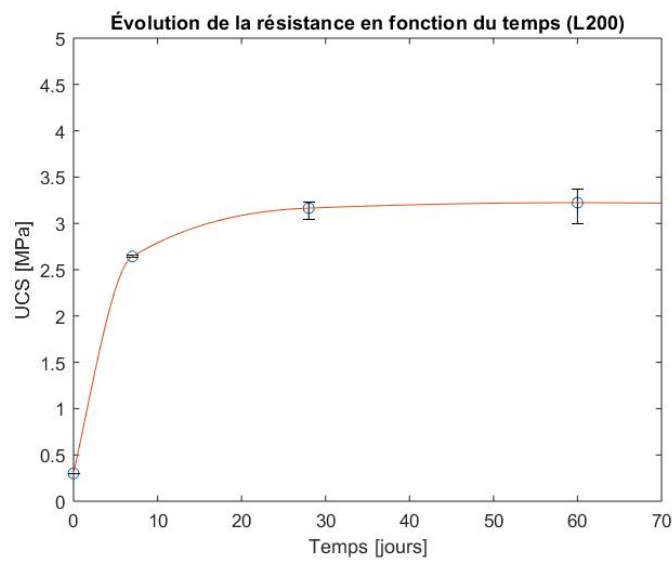


FIGURE C.5 – Évolution de la résistance en compression simple (L200)

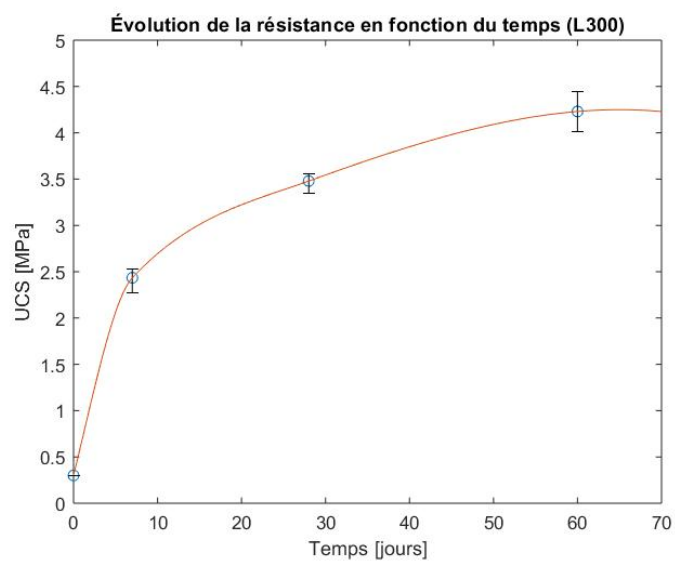


FIGURE C.6 – Évolution de la résistance en compression simple (L300)

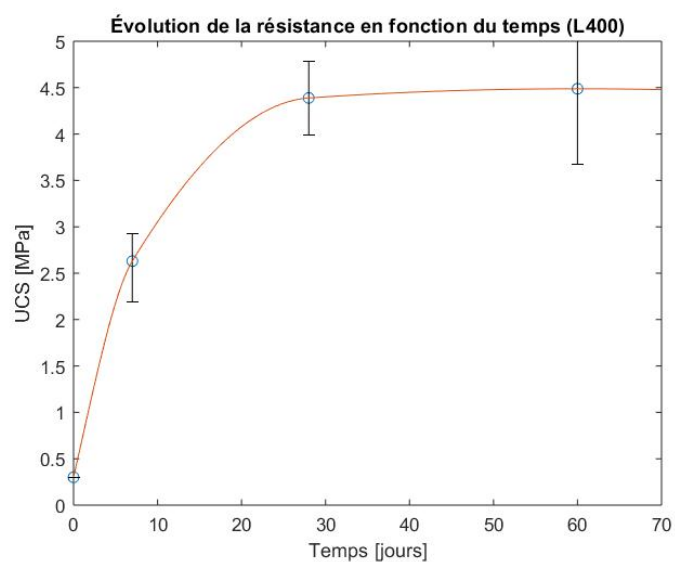


FIGURE C.7 – Évolution de la résistance en compression simple (L400)

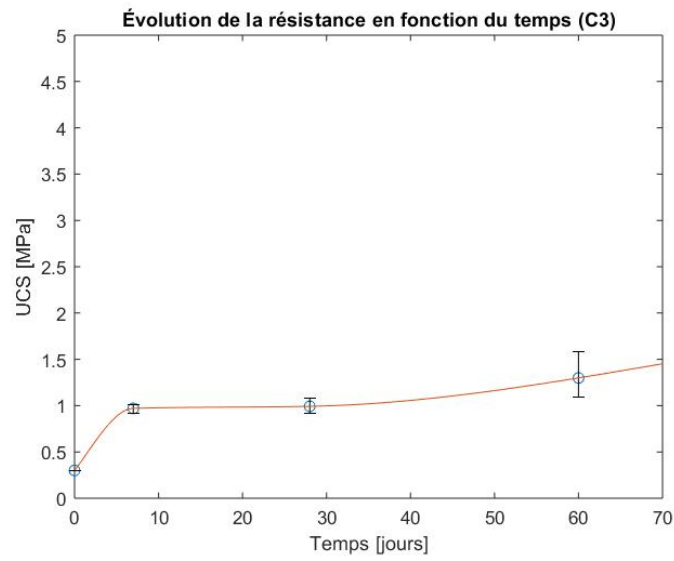


FIGURE C.8 – Évolution de la résistance en compression simple (C3)

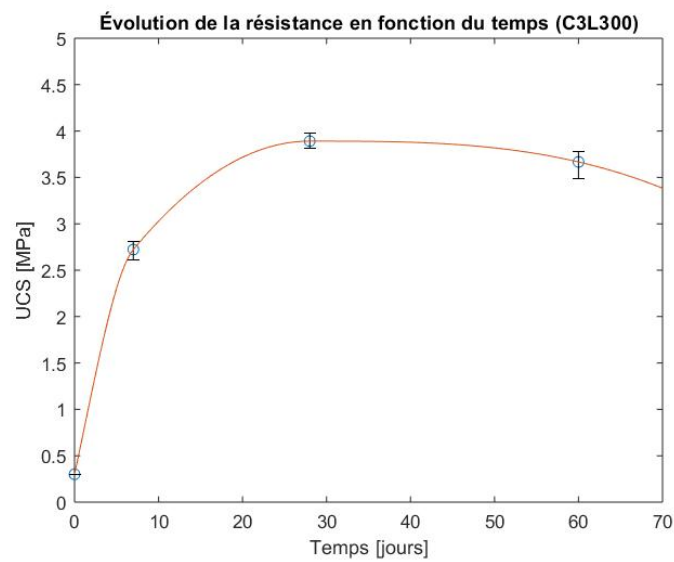


FIGURE C.9 – Évolution de la résistance en compression simple (C3L300)

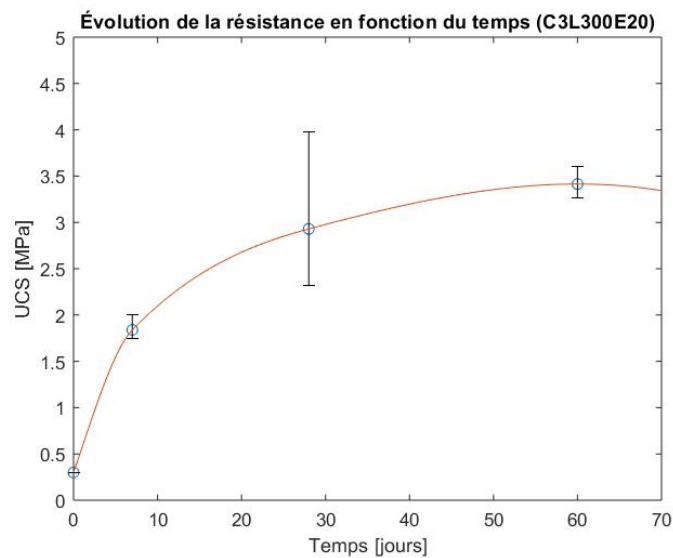


FIGURE C.10 – Évolution de la résistance en compression simple (C3L300E20)

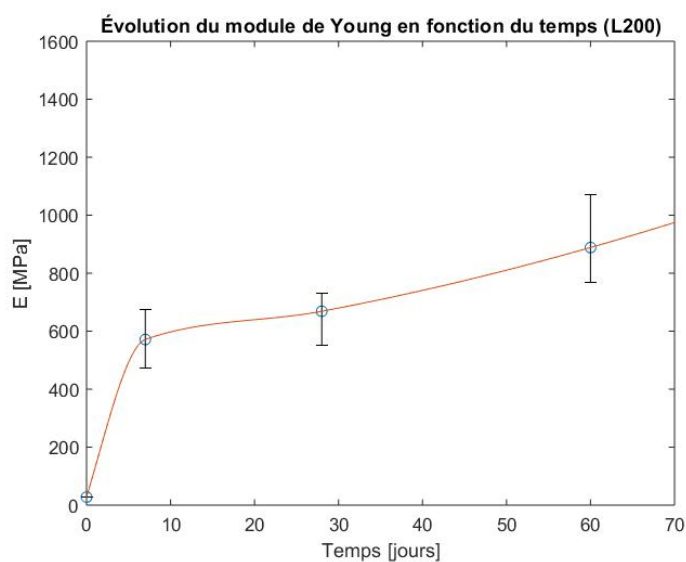


FIGURE C.11 – Évolution du module de Young (L200)

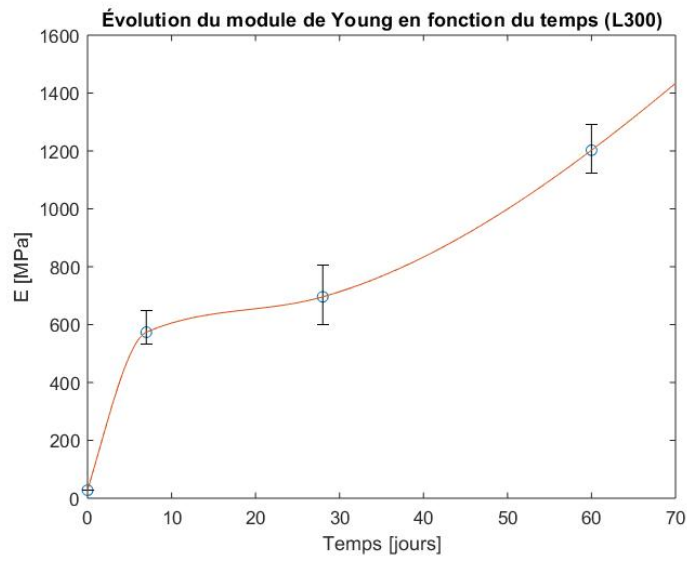


FIGURE C.12 – Évolution du module de Young (L300)

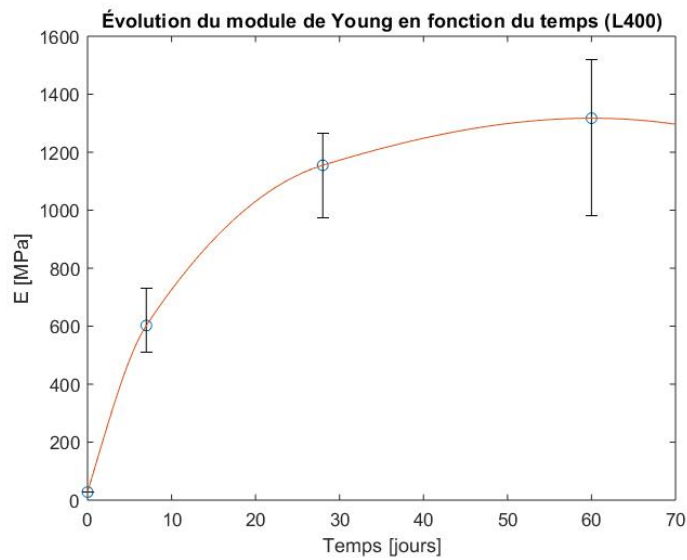


FIGURE C.13 – Évolution du module de Young (L400)



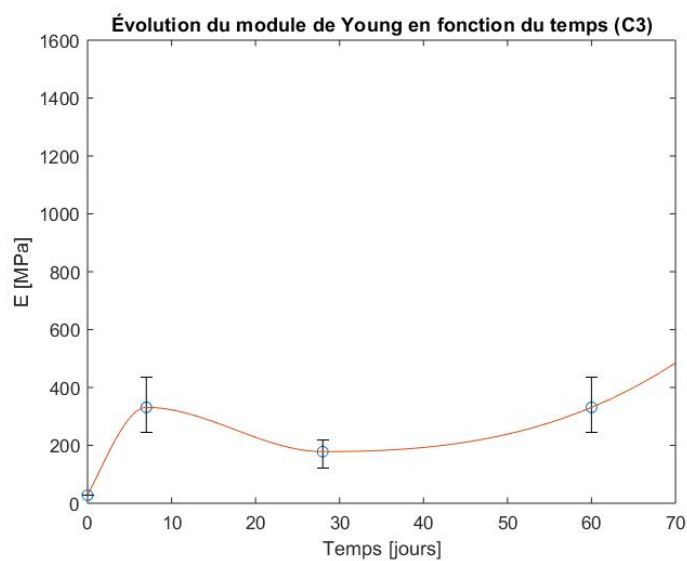


FIGURE C.14 – Évolution du module de Young (C3)

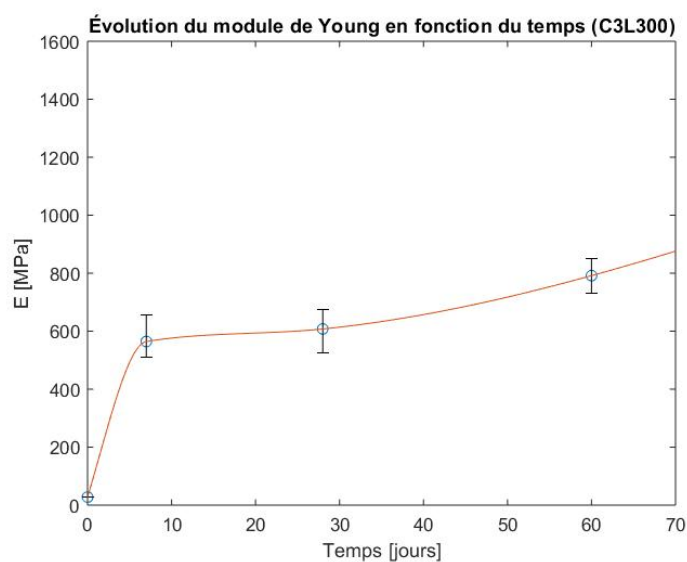


FIGURE C.15 – Évolution du module de Young (C3L300)

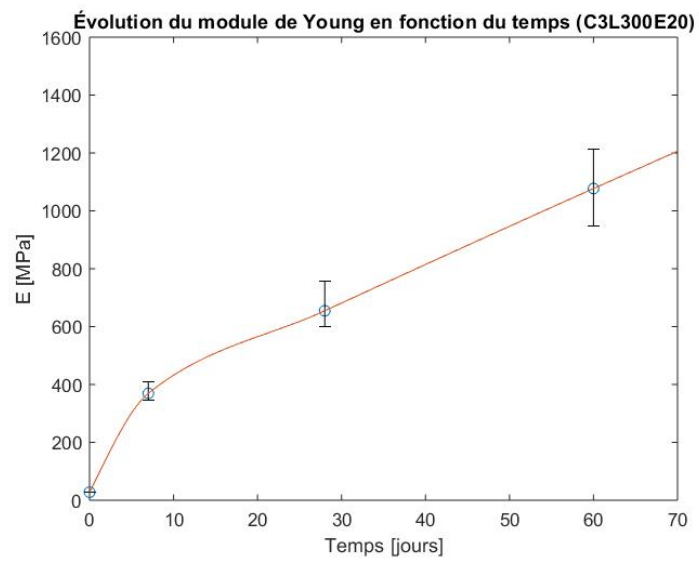


FIGURE C.16 – Évolution du module de Young (C3L300E20)

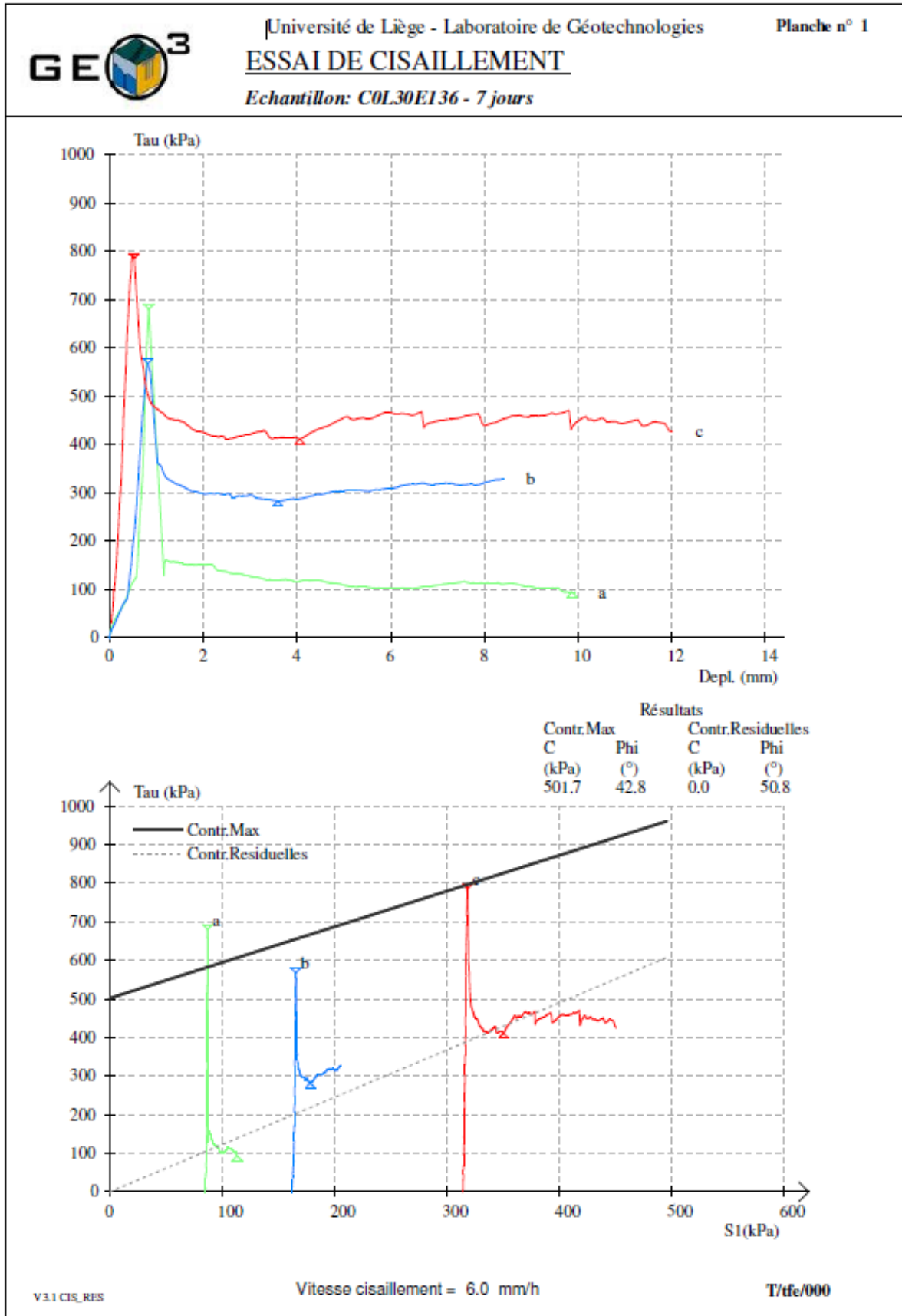


FIGURE C.17 – Résultats de cisaillement (L300)

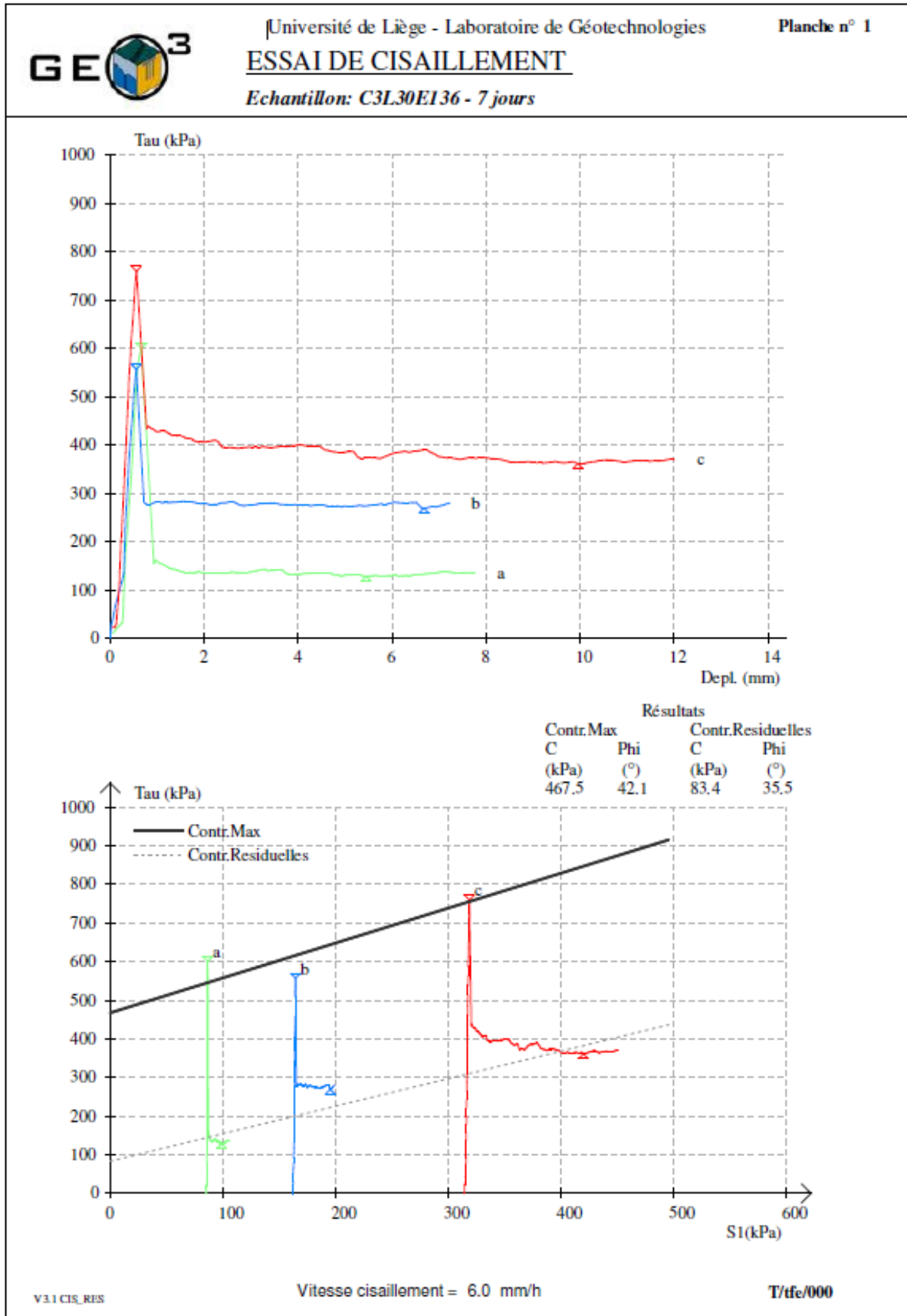


FIGURE C.18 – Résultats de cisaillement (C3L300)