



HAL
open science

Comportement thermo-hydro-mécanique et durabilité des bétons de sol : influence des paramètres de formulation et conditions d'exposition.

Olivier Helson

► **To cite this version:**

Olivier Helson. Comportement thermo-hydro-mécanique et durabilité des bétons de sol : influence des paramètres de formulation et conditions d'exposition.. Matériaux. Université de Cergy Pontoise, 2017. Français. NNT : 2017CERG0860 . tel-01566852

HAL Id: tel-01566852

<https://theses.hal.science/tel-01566852>

Submitted on 21 Jul 2017

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

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



THESE DE DOCTORAT

Présentée pour l'obtention du grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE CERGY-PONTOISE

Spécialité : génie civil

Par

Olivier HELSON

Sujet de la thèse :

Comportement thermo-hydro-mécanique et durabilité des bétons de sol : influence des paramètres de formulation et conditions d'exposition.

Présentée et soutenue publiquement le 5 mai 2017

Devant le jury composé de :

Rapporteur	Mme. Catherine DAVY	Professeur à l'École Centrale de Lille
Rapporteur	Mme. Anne PANTET	Professeur à l'université du Havre
Examineur	Mme. Farimah MASROURI	Professeur à l'ENSG
Examineur	M. Philippe GOTTELAND	Direction Technique de Recherche à la FNTP
Examineur	M. Jean Robert GAUTHEY	Ingénieur Spie fondation
Co-encadrant	Mme. Anne-Lise BEAUCOUR	Maitre de conférences à l'université de Cergy-Pontoise
Co-encadrant	M. Javad ESLAMI	Maitre de conférences à l'université de Cergy-Pontoise
Directeur de thèse	M. Albert NOUMOWE	Professeur à l'université de Cergy-Pontoise

Laboratoire de mécanique et matériaux du génie civil-L2MGC-EA 4114

Travail en collaboration avec la FNTP et Spie fondations

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier très chaleureusement madame Farimah MASROURI d'avoir accepté de présider ma soutenance de thèse. Merci pour votre bienveillance. Je remercie madame Catherine DAVY et madame Anne PANTET qui se sont acquittés de la délicate tâche de rapporteur. Vos rapports sont vraiment précieux et une grande source d'inspiration. Et enfin je souhaite remercier monsieur Philippe GOTTELAND et monsieur Jean Robert GAUTHEY pour leur travail d'examineur et leur pragmatisme. Merci à tous d'avoir contribué de par votre analyse et vos remarques pertinentes à animer la discussion, ce fut très enrichissant.

Je souhaite remercier très sincèrement Albert NOUMOWE d'avoir dirigé ma thèse, ainsi qu'Anne-Lise BEAUCOUR et Javad ESLAMI pour leur encadrement. Merci beaucoup de m'avoir transmis votre passion pour la recherche mais aussi aider à garder le cap quel que soit la problématique. Ces nombreuses années de recherche ont été extrêmement enrichissantes et ce sont déroulées avec une incroyable légèreté grâce à vous. Merci aussi pour l'ambiance de travail inégalable et le temps que vous m'avez consacré malgré les nombreuses activités d'encadrement et d'enseignement que vous aviez en parallèle. Les prochains doctorants sur la liste ont vraiment de la chance de vous avoir.

Mes remerciements vont également à madame Christel BERIOT et madame Estelle LIMOGE et plus largement à la Fondation de l'Université de Cergy-Pontoise. Notamment à la Chaire construction matériau et innovation pour le financement avec la collaboration de la FNTF et Spie fondations, et la publicité assurée par les différents rapports d'activité mis en ligne. Un grand merci également à monsieur Gilbert Noworyta pour les nombreux sacs de ciment Calcia offerts.

Je tiens à remercier tout particulièrement Anne-Lise COUSTURE, Noémie CHAUMONT, Lilian CRISTOFOL, et Jérôme WASSERMANN pour leur grande disponibilité, leur aide très précieuse et leur bonne humeur en toute circonstance. Merci notamment à Anne-Lise pour les nombreuses séances MEB du futur, à Lilian pour m'avoir appris à dompter le système d'acquisition des déformations, à Noémie qui commande plus vite que la lumière et à Jérôme pour ces dernières petites expériences acoustiques passionnantes. Merci aussi à Isabelle COLLET, Isabelle SOKOLOWSKI et Norma ANCELIN de m'avoir aidé pour ce qui est administratif, avec vous tout est tellement plus simple !

Merci beaucoup à mes très nombreux stagiaires à savoir Alexandru POANERU, Oana CARAȘCA, Liliana TADIO, et Jacques-Julius HESSOUH. Vous m'avez chacun d'entre vous donné un nouveau souffle et un regard nouveau sur mes travaux de recherche. Je suis particulièrement fier et heureux que le dernier de la liste puisse poursuivre les "explorations" sur les bétons de sol en doctorat.

Je n'oublie pas mes supers collègues doctorants : Cléo, Charlotte, Nonna, Amal, Niry, Arthur, Minh-Duc, Tahar, Baudouin, Safiullah, Florent, Mariem, Georges, Oriol, Martin, Ba thung, raouf, massi... Un grand merci à vous tous quel que soit les générations ce fut un grand plaisir de travailler à vos côtés. La synergie créée par les différentes nationalités, les parties d'échecs à la pause, et nos différentes discussions plus ou moins scientifiques m'ont vraiment aidé à me surpasser. Merci à George pour la partie modélisation. Merci aussi à Mohamed qui m'a hébergé pendant une période où j'étais à la rue. Et enfin merci à tous pour la wonderbox (essentiellement zinou le chef de la mission cadeau), je ne manquerai pas de vous faire part de cette aventure en image ou en vidéo.

Merci à mes potos Boris, Olivier, et Abderezak d'être venu à ma soutenance même si je pense que le Deep Soil Mixing ne fait pas partie de vos principales préoccupations. Et enfin, je tiens à remercier mes deux colloques népalais Shidarth et Surendra pour les nombreuses soirées "cartes et top chef" passées ensemble. C'est vraiment votre amitié qui m'a donné la force de surmonter cette fameuse sciatique. Merci également à Serge Delhoume qui m'a donné l'opportunité de continuer mes études en alternance. J'ai énormément appris au sein de l'entreprise SCM, je ne te remercierai jamais assez. Pour finir en beauté un grand merci à mes parents et mes deux frérots, pour m'avoir sans cesse encouragé, mais aussi parfois écouté me plaindre par moment. C'est principalement grâce à vous que j'ai fait tout ce chemin. Merci du fond du cœur !

NOMENCLATURE

C	teneur en ciment (% massique de sol ou kg/m^3 de béton frais)
C/E	rapport massique eau/ciment
Edyn	module d'élasticité dynamique (GPa)
Estat	module d'élasticité statique (GPa)
fc	résistance en compression simple à la rupture (MPa)
σ_f	résistance en flexion à la rupture (MPa)
i	gradient hydraulique
k	conductivité hydraulique (m/s)
β	coefficient de Skempton
wL	limite de liquidité
wP	limite de plasticité
Ip	indice de plasticité
V_{eau}	volume d'eau (m^3/m^3 de béton de sol frais)
V_{ciment}	volume de ciment (m^3/m^3 de béton de sol frais)
V_{sol}	volume de sol (m^3/m^3 de béton de sol frais)
M_{ciment}	masse de ciment (kg/m^3 de béton de sol frais)
$M_{\text{kaolinite}}$	masse de kaolinite (kg/m^3 de béton de sol frais)
M_{sable}	masse de sable (kg/m^3 de béton de sol frais)
Mt	paramètre d'ouvrabilité ou couple (Nm)
w	teneur en eau (%)
\emptyset	diamètre de l'éprouvette (mm)
h	hauteur de l'éprouvette ou de l'échantillon (mm)
RT	facteur de correction de température
Q	débit d'eau traversant l'éprouvette (kg/s)
ρ_{eau}	masse volumique de l'eau (kg/m^3)
ρ_h	masse volumique apparente humide (kg/m^3)
ρ_d	masse volumique apparente sèche (kg/m^3)
μ	viscosité dynamique de l'eau (Pa.s)

A	section de l'échantillon (m ²)
ΔP	gradient de pression (Pa)
Fc	résistance ultime en compression (MN)
S	section de l'échantillon (m ²)
Ff	résistance ultime à la flexion (MN)
L	longueur entre appuis pour l'essai de flexion (m)
a	petit côté de l'éprouvette prismatique 4×4×16 (m)
R	résistance de la jauge (Ω)
ΔR	variation de la résistance de la jauge (Ω)
K	facteur de jauge valant 2,12 (24 °C et 50 % HR)
Δl	variation de longueur de la jauge (m)
l	longueur initiale de la jauge (m)
Vp	vitesse de propagation des ondes P (m/s)
ν	coefficient de Poisson
σ_{Hg}	tension superficielle du mercure (N/m)
θ	angle de contact entre la surface solide et le mercure ou angle de diffraction (°C)
P	pression appliquée à l'échantillon durant l'essai de porosimétrie au mercure (Pa)
λ	longueur d'onde du faisceau (ångström)
n	ordre de diffraction
d	distance réticulaire du plan cristallographique (ångström)
Ts	température de surface (°C)
Tc	température au centre de l'éprouvette (°C)
η	porosité accessible à l'eau (%)
M(hum)	masse de l'éprouvette à l'état humide (g)
V(hum)	volume apparent de l'échantillon mesuré à l'état humide avec un pied à coulisse (g)
M(air)	masse de l'éprouvette saturée en eau et séchée en surface (g)
M(sec)	masse de l'éprouvette à l'état sec (g)
M(eau)	masse de l'éprouvette obtenue par pesée hydrostatique (g)

Table des matières

REMERCIEMENTS	3
RÉSUMÉ	13
ABSTRACT	15
INTRODUCTION GENERALE	17
I. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	21
I.1 Introduction.....	21
I.2 Historique des méthodes d'amélioration de sol	21
I.3 Le Deep Soil Mixing	22
I.3.1 Systèmes de classification	23
I.3.2 Malaxage mécanique	23
I.3.3 Malaxage hydraulique	26
I.3.4 Le malaxage hydraulique et mécanique.....	29
I.3.5 Applications, avantages et limites	30
I.4 Matériau "soil-mix": le rôle de l'eau.....	31
I.4.1 Propriétés de l'argile vis-à-vis de l'eau	31
I.4.2 Ouvrabilité	32
I.4.3 Phénomènes d'hydratation	35
I.5 Paramètres pouvant impacter les propriétés physico-mécaniques	38
I.5.1 Types de sol	38
I.5.2 Quantité et type de liant	40
I.5.3 Influence du pH	42
I.5.4 Méthode de confection des échantillons en laboratoire	43
I.5.5 Les inclusions de sol	46
I.5.6 Conditions de cure.....	48
I.6 Approches prédictives	50
I.6.1 Propriétés de transferts	50
I.6.2 Résistance en compression	51
I.6.3 Module d'élasticité	53
I.7 Durabilité des bétons de sol	54
I.7.1 Comportement à long terme.....	54
I.7.2 Lixiviation.....	55
I.7.3 Carbonatation.....	56
I.7.4 Cycles gel/dégel et humidification/séchage.....	57

I.7.5	Les attaques chimiques	61
I.7.6	Classes de durabilité.....	62
I.8	Conclusions et objectifs.....	63
II.	DEMARCHE EXPERIMENTALE	65
II.1	Démarche et Objectifs.....	65
II.2	Les matériaux utilisés	66
II.2.1	Les sols artificiels	66
II.2.2	Le ciment	68
II.3	Dosages et formulations.....	69
II.4	Préparation des mélanges et conservation.....	72
II.4.1	Malaxage en laboratoire	72
II.4.2	Confection des éprouvettes	73
II.4.3	Mode de conservation.....	75
II.5	Détermination des propriétés physiques.....	75
II.5.1	L'air occlus	75
II.5.2	La porosité à l'eau	76
II.5.3	La masse volumique	76
II.5.4	Stabilité dimensionnelle	77
II.5.5	La perméabilité à l'eau	78
II.6	Détermination des propriétés mécaniques.....	79
II.6.1	La résistance en compression simple.....	80
II.6.2	La résistance en flexion	80
II.6.3	Le module d'élasticité statique	81
II.6.4	Le module d'élasticité dynamique	83
II.7	Investigations microstructurales	84
II.7.1	Analyse par microscopie électronique à balayage	84
II.7.2	Porosité par intrusion de mercure	84
II.8	Analyses chimiques	85
II.8.1	Analyse thermogravimétrique et thermique différentielle	85
II.8.2	Diffraction des rayons X	85
II.9	Essais de vieillissement accélérés.....	86
II.9.1	Les cycles humidification/séchage	86
II.9.2	Les attaques sulfatiques	88
II.10	Comportement à haute température	89

II.11	Conclusion	91
III.	CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE : étude paramétrique	94
III.1	Introduction.....	94
III.2	Caractérisations physiques du matériau à l'état frais et durci.....	94
III.2.1	Air occlus	94
III.2.2	Retrait de séchage	96
III.2.3	Masse volumique	98
III.2.4	Porosité à l'eau sous vide	100
III.2.5	Porosimétrie au mercure.....	101
III.2.6	Conductivité hydraulique	104
III.3	Etude microstructurale.....	105
III.3.1	Microscopie électronique à balayage.....	105
III.3.2	Analyse par diffraction de Rayons X.....	108
III.4	Caractérisation mécanique.....	111
III.4.1	Résistance en compression	111
III.4.2	Résistance en flexion	117
III.4.3	Propriétés élastiques statiques (Module d'Young et coefficient de Poisson).....	117
III.4.4	Propriétés élastiques dynamiques	123
III.4.5	Etat d'Humidité et température.....	126
III.5	Conclusion	128
IV.	APPROCHE PREDICTIVE	132
IV.1	Solveur Excel.....	132
IV.2	Relations empiriques entre différentes propriétés physiques.....	133
IV.2.1	Corrélation entre les différentes caractéristiques (η , ρ , V_p).....	133
IV.2.2	Estimation de la conductivité hydraulique.....	136
IV.3	Relation entre les propriétés mécaniques	138
IV.3.1	Estimation de la résistance en compression en fonction de f_{c7} et f_{c28}	138
IV.3.2	Relation entre f_{c28} et le rapport E/C	139
IV.3.3	Estimation des caractéristiques mécaniques à partir de V_p	140
IV.3.4	Estimation du module statique à partir de formules de l'EC2 et de l'ACI modifiées ..	142
IV.3.5	Modélisation de l'évolution d' E_{dyn} en fonction des paramètres matériaux et du temps de cure.	144
IV.4	Influence de la teneur en inclusion de sol.....	146
IV.4.1	Mesure de la chute des performances mécaniques	146
IV.4.2	Simulation numérique	148

IV.5	Conclusion :	150
V.	ETUDE DE DURABILITE.....	153
V.1	Introduction.....	153
V.2	Les cycles humidification/séchage	153
V.2.1	Séchage de l'argile : influence de la température et comportement mécanique.	153
V.2.2	Observations visuelles	155
V.2.3	Suivi massique	159
V.2.4	Evaluation de l'état de fissuration par mesures ultrasonores	161
V.2.5	Influence des cycles H/S sur la résistance en compression simple	163
V.2.6	Influence des cycles H/S sur les propriétés élastiques.....	164
V.2.7	Influence des cycles H/S sur la conductivité hydraulique	168
V.3	Les attaques sulfatiques externes	170
V.3.1	Observations visuelles	170
V.3.2	Analyse par microscopie électronique à balayage	173
V.3.3	Suivi massique	175
V.3.4	Variations de longueur	176
V.3.5	Mesures de vitesses d'ondes P.....	178
V.3.6	Influence du NaSO ₄ sur la résistance en compression	179
V.4	Conclusion	180
VI.	COMPORTEMENT A HAUTE TEMPERATURE	184
VI.1	Analyses thermogravimétriques et thermodifférentielles.....	184
VI.2	Réponse thermique du matériau	186
VI.3	Evolution des propriétés physiques en fonction de la température.....	188
VI.3.1	Pertes de masse et masses volumiques apparente sèche	188
VI.3.2	Porosité accessible à l'eau.....	190
VI.3.3	Conductivité hydraulique	191
VI.3.4	Observations visuelles et analyse de la microstructure après chauffage	191
VI.4	Evolution des propriétés mécaniques en fonction du chauffage.....	196
VI.4.1	Résistance en compression simple.....	196
VI.4.2	Module d'élasticité statique et dynamique.....	198
VI.5	Conclusion	201
	CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	204
VII.	Annexes : fiches techniques des matériaux, DRX et tableau de synthèse	211
VIII.	Bibliographie.....	218

RÉSUMÉ

L'amélioration des sols est à l'origine une solution économique pour rendre un sol constructible, notamment par rapport aux méthodes de fondations profondes utilisant des pieux. L'amélioration de la compréhension du comportement du matériau provenant de soil-mixing ou jet-grouting connaît un intérêt grandissant. Ces deux procédés consistent à mélanger le sol en place avec un liant hydraulique afin de former des colonnes ou des panneaux en "béton de sol". Les fondations spéciales ont connu ces dernières décennies un franc succès aux États-Unis, au Japon et dans les pays Scandinaves. En Europe les nouvelles priorités, pour la plupart liées à l'environnement, au coût de la construction et à la valorisation des matériaux encouragent les industriels à contribuer au développement technologique de la discipline. Certains procédés de mélange paraissent désormais suffisamment sophistiqués pour assurer la réalisation d'éléments structuraux tels que les fondations et les soutènements.

Contrairement aux matériaux préfabriqués, à cause des incertitudes liées à l'hétérogénéité des sols, aux conditions environnementales et à la qualité du malaxage sur chantier, il reste toutefois difficile de prédire les propriétés du matériau obtenu. Un manque de règles et de recommandations semble également assez flagrant. Pour répondre au besoin de prédiction et de fiabilisation performantielle des bétons de sol l'objectif des travaux de thèse était donc d'étudier l'influence des paramètres de formulation sur les propriétés physiques et mécaniques du matériau. Les fortes quantités d'eau de gâchage nécessaires à l'obtention d'une consistance de BAP et la faible granulométrie des sols limitent les caractéristiques mécaniques de ces bétons. De par leur composition, les bétons de sol sont donc particulièrement sensibles au retrait de dessiccation et l'importante porosité de ces matériaux les aussi rend plus vulnérables aux agressions chimiques. L'objectif ultime des travaux de recherche était donc de déterminer des paramètres pour une meilleure visibilité de la durée de vie des ouvrages en béton de sol.

L'approche béton suivie au laboratoire a consisté à étudier différents bétons de sol composés de sols "artificiels", d'un ciment CEM III/C, et avec un rapport E/C efficace constant. L'étude paramétrique met en évidence un pourcentage volumique d'argile dans le sol au-delà duquel la résistance diminue et la rigidité du matériau peut poser problème pour certaines utilisations structurelles. Les gains de résistance et de rigidité associés à l'augmentation du dosage en ciment sont également quantifiés. Les résultats montrent que l'endommagement par chargement mécanique dépend surtout du dosage en ciment. À partir des résultats expérimentaux, des relations mathématiques sont proposées pour la phase de dimensionnement. Divers essais de vieillissement accéléré permettent de définir des seuils pour les indicateurs de durabilité (porosité et la perméabilité à l'eau). L'analyse de la microstructure du matériau montre aussi l'importance de l'interface pâte-granulat et a permis d'identifier certains mécanismes de dégradation en lien avec les conditions d'exposition. Enfin, ce travail est complété par une étude du comportement à haute température.

Mots clés : bétons de sol, formulation, propriétés mécaniques, durabilité, endommagement.

ABSTRACT

Soil improvement initially has been used as an economical solution to make soil constructible, particularly in the context of deep foundation methods using piles. There has been growing interest to improve understanding of the behavior of soil-mixing and jet-grouting material, which consists of mixing the soil in place with a hydraulic binder in order to form columns or panels of "soilcrete". In recent decades, these special foundations have had a great success in the United States, Japan and the Scandinavian countries. In Europe, the environmental consciousness and the ongoing trend to reuse existing material to reduce cost of construction are driving companies to contribute to the technological development of this discipline. Some mixing processes now seem to be sophisticated enough to provide structural elements such as foundations and supports.

Unlike prefabricated materials, it is difficult to predict the properties of the material obtained through deep soil mixing due to uncertainties related to soil heterogeneity, environmental conditions and the quality of mixing on site. The objective of the thesis work is to address this need for prediction and performant reliability of soilcrete by studying the influence of the formulation parameters on the physical and mechanical properties of the material. The high quantities of mixing water necessary to obtain a BAP consistency and the small particle size of the soil limit the mechanical properties of the soilcretes and as a consequence, are particularly sensitive to desiccation shrinkage. Besides, the high porosity of these materials also makes them more vulnerable to chemical aggressions. The ultimate objective of the research is to determine parameters for a better visibility of the lifetime of concrete structures in the soil.

The approach tested in the laboratory consists of studying different soilcretes composed of "artificial" soils, CEM III / C cement and with a constant W/C ratio. The parametric study reveals a proportion by volume of clay in the soil beyond which the resistance decreases and thus the stiffness of the material can be problematic for some structural uses. The increase in resistance and the associated stiffness of the soilcrete by increasing the cement dosage is also quantified. The results show that the damage by mechanical load depends mostly on the cement dosage. From the experimental results, mathematical relations are proposed for the dimensioning phase. Various tests of accelerated aging help define thresholds for the indicators of durability (porosity and water permeability). The analysis of the microstructure of the material also shows the importance of the paste-aggregate interface and made it possible to identify some mechanisms of degradation in relation to the exposure conditions. To conclude, this work is finalised by a study of the behavior at high temperature.

Keywords : soilcretes, formulation, mechanical properties, durability, damage.

INTRODUCTION GENERALE

Le contexte

La France est le deuxième plus gros producteur de béton prêt à l'emploi d'Europe, avec 35 millions de mètres cubes fabriqués par an. Les priorités actuelles, pour la plupart liées à l'environnement, au coût de la construction et à la valorisation des matériaux incitent cependant les industriels à investir sur des procédés de fabrication innovants tels que le soil-mixing et le jet-grouting. Ces nouveaux procédés consistent à mélanger le sol en place avec un liant hydraulique, afin de former, selon différentes configurations possibles, des colonnes espacées les unes des autres ou se chevauchant, voire des panneaux continus. Initialement utilisé en traitement de sol aux USA, et pour la stabilisation des sols meubles dans les pays nordiques et au Japon (ouvrages offshore), ce type de procédé commence à s'élargir aux fondations, aux écrans d'étanchéité et aux murs de soutènement permanents en Europe. Lorsque les ouvrages ne nécessitent pas de performances mécaniques élevées, le "béton de sol" constitue en effet une excellente alternative aux méthodes traditionnelles. Le secteur des améliorations de sol est donc en grande mutation du fait de l'évolution de son domaine d'application, mais aussi au vu de sa rentabilité et de ses avantages environnementaux grandissants. La prédiction des propriétés physiques et mécaniques à court et à long terme est donc un axe de recherche essentiel. Pourtant, un manque de règles et de recommandations subsiste, notamment pour faciliter la phase de dimensionnement et assurer la pérennité des ouvrages.

La problématique

Ce travail de recherche s'intéresse, à travers une approche béton, à l'influence des paramètres de formulation sur les propriétés intrinsèques (physique, mécanique et hydraulique) et la durabilité des bétons de sol. Les nouvelles exigences concernant le matériau doivent, selon la résistance mécanique et la perméabilité escomptée, prendre en considération les caractéristiques du liant, du sol, des conditions de cure et de malaxage (Terashi et al. 2015). De nombreuses publications s'intéressent aux caractéristiques des bétons de sol, cependant la plupart sont cantonnées à l'étude d'un seul et unique sol (celui du site de construction). Le choix du ciment est actuellement bien cadré par rapport au milieu environnant et aux conditions de mise en œuvre. Toutefois, les dosages en eau élevés rencontrés en soil-mixing et jet-grouting remettent *a priori* en cause les prescriptions normatives. Malgré d'évidents progrès technologiques dans le domaine, la prédiction des caractéristiques du matériau est également loin d'être triviale. Ainsi, lors du dimensionnement d'un ouvrage en béton de sol, les industriels sont généralement assez prudents et choisissent de forts coefficients de sécurité. Les sols cohésifs peuvent s'avérer tout particulièrement délicats à traiter *in situ* en raison de la formation d'inclusions de sol dans le matériau. Suite à l'opération de malaxage, ces parties de sol non ou mal mélangées avec le liant affectent considérablement les propriétés mécaniques des bétons de sol. Pour autant peu d'études expérimentales ont été menées sur le sujet. Les risques de dégradations liés aux cycles humidification/séchage et gel/dégel, à la carbonatation, à la lixiviation, et aux contaminants du sol ont clairement été identifiés dans la littérature (Denies et al. 2015). Néanmoins, l'intensité des désordres suscités n'est pas encore maîtrisée. Les ouvrages en béton de sol ont de plus récemment été utilisés pour la construction de mur de soutènement permanent en Belgique. Ce type d'ouvrage est potentiellement exposé à des incendies, un événement accidentel n'ayant pas encore fait l'objet d'études expérimentales pour les bétons de sol.

Financement et cadre expérimental

Conscients de l'intérêt des nombreuses variantes d'améliorations de sol émergentes, les entreprises mais aussi les contractants ont grandement contribué à augmenter le niveau de reconnaissance des bétons de sol ces dernières années. Ce travail expérimental de recherche a entre autres été porté par la Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP) et Spie fondations via la Fondation de l'université de Cergy-Pontoise. Le savoir-faire de Spie fondations a permis de garder une vision pragmatique, qui allié à la vision plus scientifique des universitaires a véritablement créé une synergie positive durant ces trois années de collaboration. Les activités de recherche ont été menées au sein du Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie civil (L2MGC). Les différentes équipes de recherche du laboratoire s'intéressent à l'optimisation et au comportement des matériaux et des structures du génie civil (microstructure, durabilité, formulation, comportement mécanique et thermique).

Le plan du mémoire

L'objectif des travaux de recherche est d'obtenir une meilleure visibilité sur la durée de vie des ouvrages en béton de sol. Les résultats mettent en évidence un pourcentage seuil d'argile en deçà duquel la résistance en compression du béton de sol n'est pas impactée. Les gains de résistance et de rigidité du béton de sol associés à l'augmentation du dosage en ciment sont également quantifiés. Les faibles propriétés mécaniques du matériau posent la question du degré d'endommagement en fonction du niveau de chargement mécanique. L'importante porosité des bétons de sol les rend aussi plus vulnérables aux différentes agressions, d'où l'importance d'étudier la durabilité des bétons de sol à partir d'essais de vieillissement accéléré et d'établir le lien avec les principaux indicateurs de durabilité tels que la porosité et la conductivité hydraulique. Une dernière partie s'intéressera à la stabilité de ce matériau à haute température et à son endommagement en fonction du niveau de sollicitation thermique. Le manuscrit est constitué de six chapitres :

L'étude bibliographique. Ce travail préliminaire est l'occasion de faire le point sur l'état actuel des connaissances sur le sujet. De nombreux travaux prennent le temps d'expliquer la spécificité des nouvelles méthodes d'amélioration de sol. Cependant, les retours d'expérience concernant les propriétés du matériau sont encore limités, et en raison de la concurrence, en partie dissimulés par les entreprises. Ce chapitre regroupe donc les différentes publications disponibles pour classer les différents engins de mélange et identifier leurs avantages et inconvénients. Ensuite, l'objectif est de mettre en évidence le rôle de l'eau vis-à-vis de l'argile, de l'ouvrabilité et de l'hydratation du ciment, et de répertorier les paramètres pouvant influencer les propriétés physico-mécaniques des bétons de sol. Les deux dernières parties s'intéressent aux modèles de prédictions proposés dans la littérature, et détaillent les différents mécanismes de dégradation auxquels sont exposés les bétons de sol.

La démarche expérimentale. Les objectifs fixés en début de thèse sont tout d'abord présentés afin de préciser quelles ont été les paramètres étudiés pour répondre au besoin de prédiction et de fiabilisation des performances de ce nouveau matériau de construction. Les différentes raisons et hypothèses qui nous ont conduits au choix des matériaux et des formulations sont ensuite expliquées. La confection des éprouvettes a seulement, récemment fait l'objet d'une étude collaborative entre différents chercheurs (Kitazume et al. 2015). À défaut de normes et de recommandations dédiées aux bétons de sol, la méthode de travail s'appuie donc sur les études présentées dans la partie bibliographique. Les différents protocoles adoptés s'inspirent également des normes béton et mortier (AFNOR). Ce chapitre détaille par ailleurs les différents moyens de caractérisation physique, chimique et mécanique mis en œuvre. Les essais de vieillissement accélérés

mis en place sont aussi présentés, en précisant notamment à quels intervalles sont prévus les essais de caractérisation (nombre de cycles, temps). Et enfin, une dernière partie décrit le dispositif ayant permis d'étudier le comportement à haute température.

La caractérisation physique, chimique et mécanique : étude paramétrique. Ce chapitre expose le résultat des divers essais de caractérisation réalisés sur les bétons de sol formulés au laboratoire. Les propriétés physiques (air occlus, retrait, masse volumique, porosité accessible à l'eau et par intrusion de mercure, conductivité hydraulique), la microstructure (analyses MEB et DRX), puis les propriétés mécaniques (résistance en compression, résistance en flexion, module d'élasticité statique et dynamique) du matériau sont présentées. La caractérisation du matériau est effectuée pour la plupart des essais dans des conditions de cure favorables (endogènes) et pour un matériau homogène. Une partie de ce travail de recherche s'intéresse néanmoins à l'influence des conditions de cure (température, hygrométrie) et à la présence d'inclusions de sol sur la résistance mécanique des bétons de sol.

Approche prédictive. Les résultats du chapitre précédent sont corrélés entre eux afin d'aller plus loin dans l'analyse du comportement du matériau, mais aussi pour analyser les liens entre les différentes caractéristiques de ce matériau. Des modèles de prédiction visent également à prédire les propriétés de transferts du matériau (conductivité hydraulique) ou encore ses propriétés mécaniques (résistance en compression simple, module d'élasticité). Les paramètres des modèles mathématiques proposés sont déterminés à partir du solveur disponible sur Excel. Ce chapitre s'achève par une étude expérimentale mais aussi numérique de l'influence des inclusions de sol sur les propriétés mécaniques du matériau. Par ailleurs, la plupart des résultats valorisent des travaux de la littérature afin d'élargir l'applicabilité des corrélations et des modèles établis.

L'étude de durabilité. Cet avant-dernier chapitre présente des résultats fondamentaux, dans le sens où la durabilité de ce matériau a pour l'instant rarement fait l'objet de travaux de recherche. Deux modes de dégradations sont expérimentés, sur des éprouvettes âgées de 180 jours. Les propriétés physico-mécaniques des bétons de sol sont déterminées après une exposition à des cycles humidification/séchage, et à des attaques chimiques. Les essais de caractérisations sont similaires à ceux qui sont effectués dans le chapitre précédent. Cependant, l'objectif est de suivre la progression de l'endommagement en fonction du nombre de cycles H/S subis ou de la durée d'exposition face aux agents agressifs. Les différents phénomènes de dégradation (fissuration, desquamation, lixiviation) du matériau sont observés visuellement, à l'aide d'un microscope optique et par microscopie électronique à balayage.

Comportement à haute température. Le chapitre qui clos ce travail de recherche s'intéresse au comportement à haute température des bétons de sol. Pour six formulations, les éprouvettes sont soumises à des traitements thermiques de chauffage/refroidissement d'amplitudes variables (paliers à 300, 450 et 600 °C). Des analyses TD et TG soulignent tout d'abord les différents départs et transformations physicochimiques se produisant dans les bétons de sol au cours du chauffage. L'étude de la réponse thermique du matériau donne ensuite des renseignements sur les transferts de fluides pendant le chauffage. Enfin, divers essais de caractérisation ont permis de quantifier l'augmentation des propriétés physiques et la chute des propriétés mécaniques en fonction de la température. Les différentes tendances obtenues sont reliées à l'influence du chauffage sur la microstructure par MEB.

I. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Ce chapitre propose un bref historique des méthodes d'améliorations de sol, puis restitue dans un contexte historique et géographique les différentes avancées technologiques dans le domaine. Les différentes méthodes de mélange sont ensuite classées et chacune des catégories est analysée. Diverses études portant sur le comportement du matériau sont également extraites de la littérature, de manière à répertorier et analyser la plupart des facteurs pouvant impacter les propriétés physico-mécaniques. La dernière partie de l'étude bibliographique est enfin consacrée à la durabilité des bétons de sol. L'évolution à long terme de la résistance mécanique et les différents mécanismes de dégradation sont notamment passés en revue.

I.2 Historique des méthodes d'amélioration de sol

La méthode de mélange profond est apparue aux États-Unis en 1954 (**Pagán-Ortiz, 2013**). Un brevet sur un système de mélange mécanique permettant de mélanger le sol avec un coulis de ciment est d'ailleurs déposé en 1960 aux USA (**Figure I-1.a**) puis en 1966 en Pologne (**Figure I-1.b**). Environ à la même période dans les années 50, la méthode jet-grouting qui utilise un jet de fluide à haute énergie cinétique pour créer un béton de sol est testée pour la première fois au Pakistan (**Lunardi 1997**). Dès lors, ces différents procédés se répandent plus largement dans le reste du monde. À partir des années 70, la technique et le concept de construction sont ensuite fortement développés au Japon et en Suède. Les investigations portent tout d'abord sur la compréhension des réactions entre la chaux et l'argile afin de développer des procédés de mélange (**Bruce et al. 2004**). Quelques années plus tard, en 1975 la méthode est adaptée aux ciments à l'institut de recherche PHRI au Japon. Les colonnes chaux-ciment sont depuis très utilisées dans les pays scandinaves. Pourtant, c'est seulement en 1996 qu'une conférence internationale à Tokyo intitulée "grouting and deep mixing" permet l'échange sur de nombreux retours d'expérience concernant la méthode Deep Soil Mixing, jusque-là limité par la publication en japonais et en suédois de la majorité des travaux de recherche (**Pagán-Ortiz, 2013**).

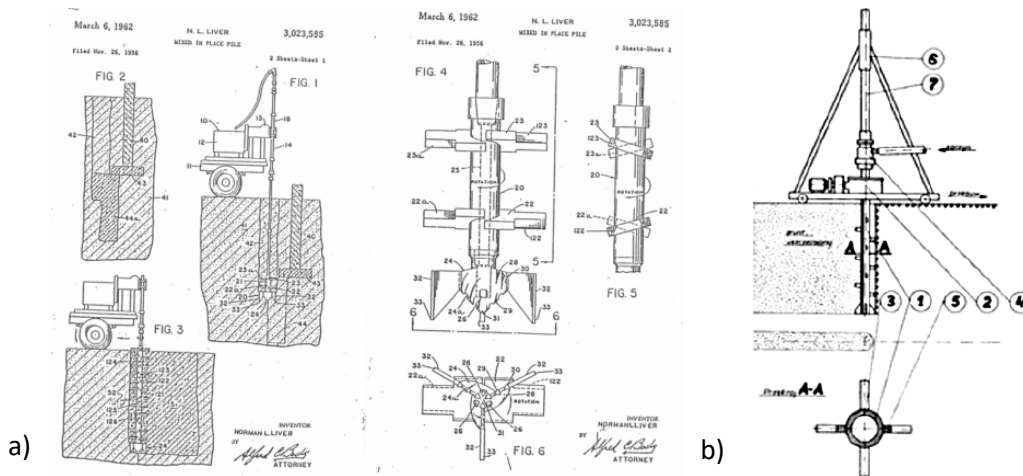


Figure I-1 Premiers brevets concernant de nouvelles améliorations de sol : a) en 1960 aux Etats Unis (**Jasperse et Ryan 1992**), b) en 1966 en Europe (**Massarsch et Topolnicki 2005**).

Par la suite, de nombreuses méthodes d'exécution ont gagné en reconnaissance. À présent les plus connues d'entre elles se distinguent par leur dénomination qui dépend de leur particularité technologique : Dry Jet Mixing (DJM), mass mixing stabilisation, TREVIMIX (entreprise TREVI), Cement Deep Mixing (CDM), Cutter Soil Mixing (CSM), Deep Soil Mixing (DSM), GEOJET®, Trenchmix, Cutter Turbo Jet (CT-jet), Jet-grouting (Buddhima et al. 2015).

Depuis les années 75, pas moins de cent millions de mètres cubes de bétons de sol ont été fabriqués au Japon (Figure I-2). En France, les premiers chantiers jet-grouting ont été réalisés par l'entreprise Italienne Pacchiosi en 1984 à la défense pour le renforcement de fondations et à Lyon pour les protections de fouille d'une ligne de métro. Environ trente ans après, les méthodes de mélange sol-ciment ont connu un fort essor et intéressent aujourd'hui de plus en plus les industriels comme Spie fondations, TECS, Keller, Soletanche Bachy, Botte fondations, Menard, Lenta France et Atlas Fondations. Des documents normatifs, de règles et manuels de dimensionnement commencent à être publiés à travers le monde, mais ne donnent pas encore de recommandations en termes de durabilité. Les guides les plus connus aux Etats-Unis sont le SCDOT (2010), et le FHWA (2013), en Europe l'EuroSoilStab (2002), la EN 14679 (2005), et le manuel du BBRI (2015), et en Asie le CDIT (2002). De façon générale, les différents procédés de Deep Soil Mixing se sont aussi considérablement améliorés grâce à l'amélioration des outils de malaxage (Melentijevic et Arcos 2013) et à l'automatisation du contrôle de l'injection du liant (Topolnicki et Sottys 2012). L'objectif de la partie suivante de la bibliographie est donc de faire le point sur les différentes techniques d'amélioration de sol existantes afin de mieux cerner les travaux de recherche à venir.

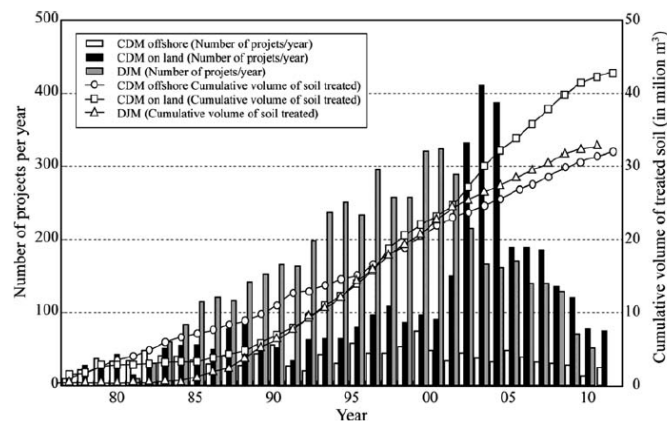


Figure I-2 Statistiques de la méthode Deep Mixing au Japon (Kitazume et Terashi 2013).

I.3 Le Deep Soil Mixing

Les bétons de sol sont fabriqués directement *in situ* en mélangeant le sol en place avec un liant hydraulique. L'avantage avec ce type de procédé est que l'on peut construire sans avoir besoin d'excaver le sol. Ces conditions de fabrication n'impliquent également pas de compactage contrairement aux méthodes de traitement de sols en surface, le matériau étant généralement considéré comme auto-plaçant (Szymkiewicz, 2011). Le grand nombre de techniques mises au point au cours du dernier demi-siècle s'explique par un élargissement du domaine d'application, mais aussi par la nécessité de s'adapter aux différents types de sol et aux conditions locales.

I.3.1 Systèmes de classification

Aujourd'hui, de nombreuses techniques de mélange du sol en place avec un liant hydraulique, permettent de former selon différentes configurations possibles des colonnes espacées les unes des autres ou des panneaux. Depuis une dizaine d'années, certains systèmes de classification ont donc été proposés à la fois par des chercheurs et des organisations. Le comité technique TC 211 des améliorations de sol (BBRI) a par exemple proposé de classer le "soil-mixing" et le "jet-grouting" parmi les méthodes d'amélioration de sol utilisant un liant hydraulique éventuellement associé à des adjuvants (Chu et al. 2009). Les chercheurs de la Federal Highway Administration (FHWA) préfèrent différencier les nombreuses méthodes existantes selon le mode d'injection du liant (humide ou sec), le type de malaxage (mécanique et/ou jet) et la position de l'action de malaxage (à l'extrémité ou le long de l'outil de malaxage). Dans la Figure I-3, Topolnicki propose le même type de classification avec une différenciation complémentaire sur l'axe de rotation de l'outil de mélange (horizontal ou vertical).

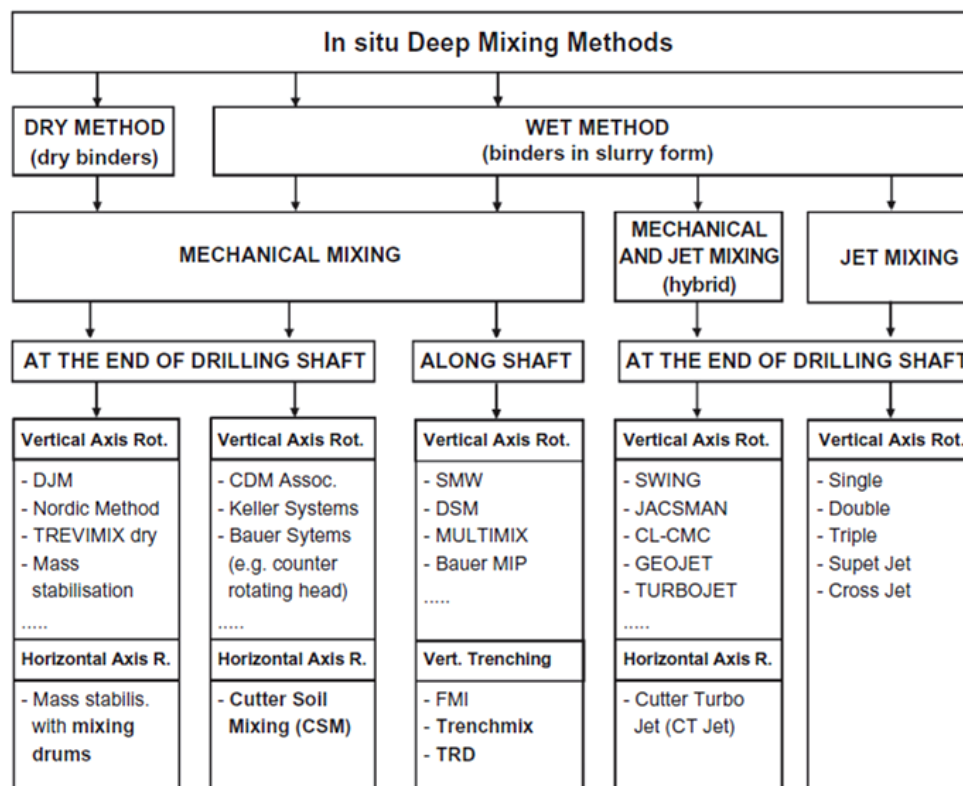


Figure I-3 Classification des méthodes de malaxage profond (Topolnicki 2012).

I.3.2 Malaxage mécanique

Lorsque le malaxage est mécanique, l'outil est positionné soit en tête soit le long de la tige de forage. Un effort de malaxage localisé résulte en une variation des caractéristiques du matériau suivant la hauteur de l'élément. En revanche, un malaxage global permet une meilleure homogénéisation, notamment lorsque les travaux sont effectués à travers plusieurs couches de sol dont les caractéristiques intrinsèques varient considérablement. En pratique, le sol intégré dans la matrice sol-ciment de la colonne comme matériau de construction reste à la même profondeur suite au malaxage. En "soil-mixing" une zone de transition au niveau du changement de type de sol est par ailleurs souvent rencontrée (Cuira et al., 2013). Elle correspond à une certaine section de la colonne pour laquelle le matériau est constitué des deux sols initialement superposés et du liant.

À partir des années 70 apparaissent les techniques de mélange par voie sèche, dont les deux principaux procédés sont le Dry Jet Mixing (DJM) mis au point au Japon, et les colonnes chaux-ciment originaires des pays nordiques (**Figure I-4.a**). En Europe, un système appelé TREVIMIX a également été développé en Italie dans les années 1980 (diamètre de colonne = 0,4 à 0,8 m ; profondeur de traitement = 20 à 25 m). Ces différentes méthodes sont économiques et présentent l'avantage de limiter la production de "spoils" (sol traité qui remonte en surface durant l'exécution des travaux). Pour des raisons pratiques, leur application est cependant cantonnée aux sols meubles à forte teneur en eau. En effet, pour ce type de terrain et de traitement, la teneur en eau doit être au moins de 20 % afin d'assurer les réactions d'hydratation (**Sheng-Hua et al., 2012**). Le principe consiste à faire pénétrer l'arbre de mélange jusqu'à la profondeur désirée tout en désagrégeant le sol grâce aux lames de l'outil qui tournent dans le sol. Ensuite, l'outil est remonté en injectant le liant sous forme de poudre avec de l'air comprimé, et de manière rotative suivant un plan horizontal (**Massarsch et Topolnicki 2005**). Au Japon, différentes extensions de cette méthode proposent d'utiliser deux arbres mélange ou un mélange bidirectionnel afin d'améliorer le rendement et la qualité du malaxage. Aux États Unis, l'entreprise Hayward Baker utilise un outil de mélange rotatif à axe horizontal situé à l'extrémité du bras mécanique de l'engin. Ce système permet la réalisation d'éléments massifs (**Figure I-4.b**). Et enfin, en France, la méthode de "tranchée de sol mixé" (par voie humide ou sèche) a également été utilisée afin de remédier au risque d'érosion des bords de digues de la Loire (**Le Kouby et al. 2016**). Ces différentes méthodes d'introduction du liant par voie sèche sont finalement vraiment attractives pour des cas d'applications spécifiques. Autrement, elles procurent une moins bonne homogénéité que les méthodes par voie humide qui permettent une meilleure dispersion du coulis, une pré-hydratation du ciment et un temps de malaxage plus long (**Buddhima et al. 2015**). Cela se traduit généralement par une plus grande variabilité de résistance et de densité du matériau (**Kitazume et Terashi 2013**). Néanmoins, la méthode par voie sèche modifiée a récemment été développée pour rendre la méthode applicable aux sols avec une très faible teneur en eau, notamment en ajoutant aux équipement actuels une buse permettant l'injection d'eau (**Gunther et al. 2004**).

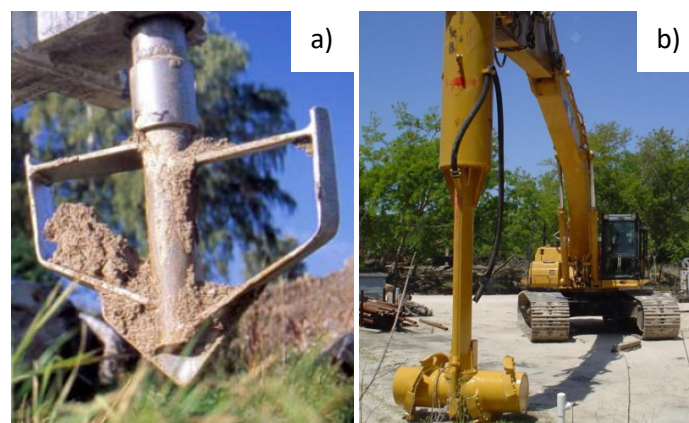


Figure I-4 Outil de malaxage standard utilisé dans les pays nordiques (**Larsson, 2005**), et outil pour la stabilisation de masse utilisé par Hayward Baker.

La méthode de malaxage par voie humide est la méthode la plus fréquemment utilisée et donc logiquement celle qui compte le plus grand nombre de procédés (**Figure I-3**). Cette méthode d'exécution est adaptée aux argiles, limons et sables fins, et généralement préférée à la voie sèche lorsque la résistance initiale du sol est élevée et sa teneur en eau faible (**Larsson, 2005**). Le liant est injecté sous la forme d'un coulis préparé directement dans une centrale installée sur chantier. Ce

dernier sort à l'extrémité de l'outil de malaxage à travers un orifice (Massarsch et Topolnicki 2005), en général, à la fois pendant la phase de descente et d'extraction de l'outil. Dans certains cas, il est possible d'associer au coulis du sable ou des additions afin d'améliorer les caractéristiques du mélange (Denies et Van Lysebetten 2012a). Les outils de malaxage et le type de foreuse utilisés qui permettent la réalisation de colonnes sont fortement similaires à ceux présentés précédemment lorsque le liant est injecté à sec (Figure I-5.a). Cependant, les entreprises poussées à innover pour répondre à un nombre croissant de cas spécifiques ont développé une plus grande variété d'outils de mélange pour les méthodes par voie humide. À titre d'exemple, le nouvel outil de mélange SCM-DH de l'entreprise BAUER (Figure I-5.b) permet la réalisation de colonnes dont le diamètre est vraiment conséquent (1,8 à 2,4 m), et s'adapte particulièrement bien aux sols cohésifs. Le procédé utilise une double tête rotative comme moyen de mélange, avec un système de pales extérieures ameublissant le sol, associé à une hélice interne à rotation inverse qui mélange intensivement le sol avec le liant. Autre exemple, le système springsol® de Soletanche propose un outil ouvrant (Figure I-6.c), spécialement conçu pour le renforcement par inclusions rigide grâce notamment à sa faible emprise au sol (Melentijevic et al. 2013).

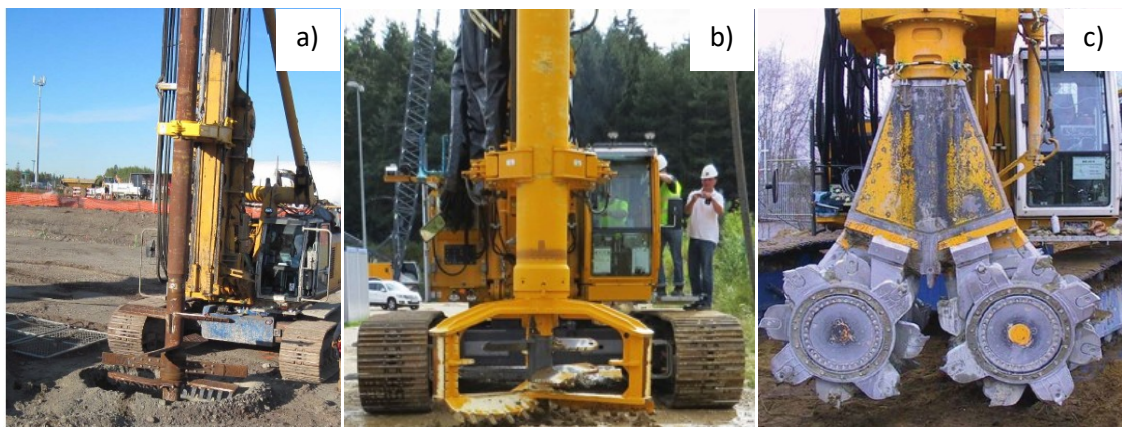


Figure I-5 Soil mixing par voie humide avec malaxage localisé a) (Yamasaki et al. 2015), l'outil Single Column Mixing - Double Head proposé par BAUER b), et le CSM c).

Plus récemment, un procédé de malaxage dérivé de l'hydro-fraise a été mis au point en Allemagne afin de réaliser des panneaux de 2,4 à 2,8 m de longueur et 0,55 à 1,2 m d'épaisseur (Figure I-5.c). La technique connue sous le nom de cutter soil mixing (CSM) existe depuis une dizaine d'années (Gerressen et Vohs 2012). Elle est nettement plus efficace en terme de malaxage que les méthodes traditionnelles de soil-mixing, notamment pour les sols argileux (Bellato et al. 2012). Elle se distingue par l'axe horizontal de rotation de ses outils de mélange. Le malaxage est effectué à partir de deux roues dentées alimentées par des moteurs hydrauliques et fixées en tête de tiges de guidage ou de câbles afin d'atteindre des profondeurs de 43 m au États-Unis, voire 60 m au Japon.

Contrairement aux techniques d'injection par voie sèche, le malaxage n'est pas forcément localisé en tête de l'outil de forage. Il peut s'opérer tout au long de la tige de forage. Le système Colmix par exemple, utilise des tarières à vis pour déstructurer le sol et le mélanger avec un coulis injecté en partie inférieure (Figure I-6.a). Généralement, 2 à 3 colonnes sont réalisées par passe, bien que l'équipement de certaines machines puisse aller jusqu'à 8 tarières. Les colonnes formées ont typiquement un diamètre de 0,4 à 1 m (Terzaghi et al. 2002). Pendant les travaux, l'outil de malaxage est introduit et retiré plusieurs fois afin d'optimiser l'homogénéisation du mélange. La géométrie des

tarières permet de compacter le matériau en inversant le sens de rotation de l'outil pendant la phase de remontée.



Figure I-6 Procédés développés par Soletanche : a) Colmix, b) Trenchmix et c) Springsol.

Dans la même catégorie, la technique Trenchmix développée en Angleterre consiste à réaliser des barrières étanches en béton de sol à partir d'une trancheuse (**Figure I-6.b**). L'outil de mélange peut être assimilé à une tronçonneuse géante (**Szymkiewicz, 2011**) dont la lame munie d'une chaîne peut descendre de 3 à 60 mètres. Une fois l'outil introduit dans le sol, l'engin se déplace horizontalement créant ainsi des parois de 0,55 à 0,8 mètre d'épaisseur. Le mélange sol-liant est effectué en une passe, ce qui permet de supprimer les joints de construction habituels (recouvrement entre colonnes) et donc garanti une bonne étanchéité de la paroi (**Buddhima et al. 2015**).

I.3.3 Malaxage hydraulique

Le « jet-grouting » utilise un jet de fluide (coulis, air, eau) à haute énergie cinétique comme moyen de mélange. La méthode consiste à réaliser dans un premier temps un forage jusqu'à une cote prédéfinie. La colonne de béton de sol est ensuite créée en érodant le sol et en le mélangeant avec un coulis de ciment. Cette action est possible grâce à la remontée progressive et rotative du train de tige, qui par ailleurs oscille pendant l'injection à très haute pression du coulis (300 à 500 bars).

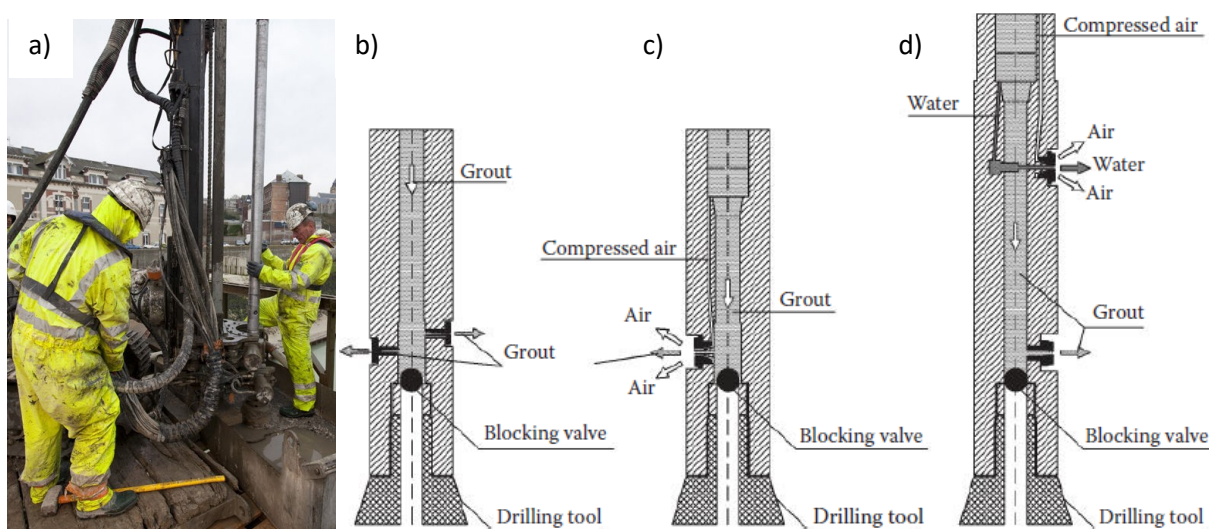


Figure I-7 Travaux de jet-grouting réalisés par Spie fondations a). Schéma de principe des différentes techniques : b) jet simple, c) jet double, et d) jet triple (**Croce et al. 2014**).

Au final, les éléments formés sont des colonnes de forme cylindrique dont le diamètre est compris entre 0,8 et 3,5 mètres selon la technique d'injection utilisée. En pratique, les colonnes formées ont une surface vraiment irrégulière, dont la géométrie peut être approchée à partir d'un modèle fractal (Juzwa et Wanik 2012). Comme le montre la Figure I-7, il existe au total 3 types de jet-grouting.

Le système par jet simple consiste à injecter dans le sol un coulis de ciment à travers un ou plusieurs orifices. Dans ce cas, le coulis permet à la fois le malaxage et la cimentation du mélange. Pour le système à jet double, le jet de coulis est focalisé par un jet d'air qui améliore l'efficacité du mélange et le rayon d'action du coulis. L'introduction de l'air facilite par ailleurs la remontée des spoils (phénomène d'air lift). Enfin, avec le système triple jet la déstructuration du sol est clairement dissociée de la cimentation. Un jet d'eau focalisé par un jet d'air placé en amont permet en effet de désagréger le sol, avant l'introduction du coulis qui a pour unique fonction de cimenter le sol.

Il est intéressant de noter que lorsque le mélange est mécanique, le diamètre des colonnes correspond généralement aux dimensions de l'outil de malaxage. En revanche, en jet-grouting le diamètre des colonnes est particulièrement difficile à prévoir car il dépend à la fois de l'énergie d'injection et de la résistance du sol (Wang et al. 2012). Un travail de recherche basé sur 130 cas d'études confirme bien cette problématique, et propose toutefois une méthode basée sur un réseau de neurones artificiel pour prédire le diamètre des colonnes avec une erreur de seulement 12 à 15% selon la technologie utilisée (Ochma et al. 2015). L'avantage propre au jet-grouting réside en sa capacité à réaliser des colonnes de béton de sol malgré une empreinte au sol dérisoire et des conditions difficiles d'accès. Cela s'avère souvent très utile en travaux de renforcement (plates formes de voies ferrées, fondations existantes de bâtiment).

Dans le cadre de mon doctorat, j'ai eu le privilège de visiter le chantier du prolongement de la ligne de métro 14 à la station "mairie de Saint-Ouen". Le traitement des terrains par colonnes de jet-grouting était réalisé par l'entreprise GTS spécialisée dans les travaux géotechniques et de sécurisation. Les travaux visaient à réduire la perméabilité des sols et à empêcher le soulèvement des fonds de fouilles, afin de permettre ultérieurement la réalisation du terrassement et de la partie génie civil des puits et galeries d'accès (Figure I-8).

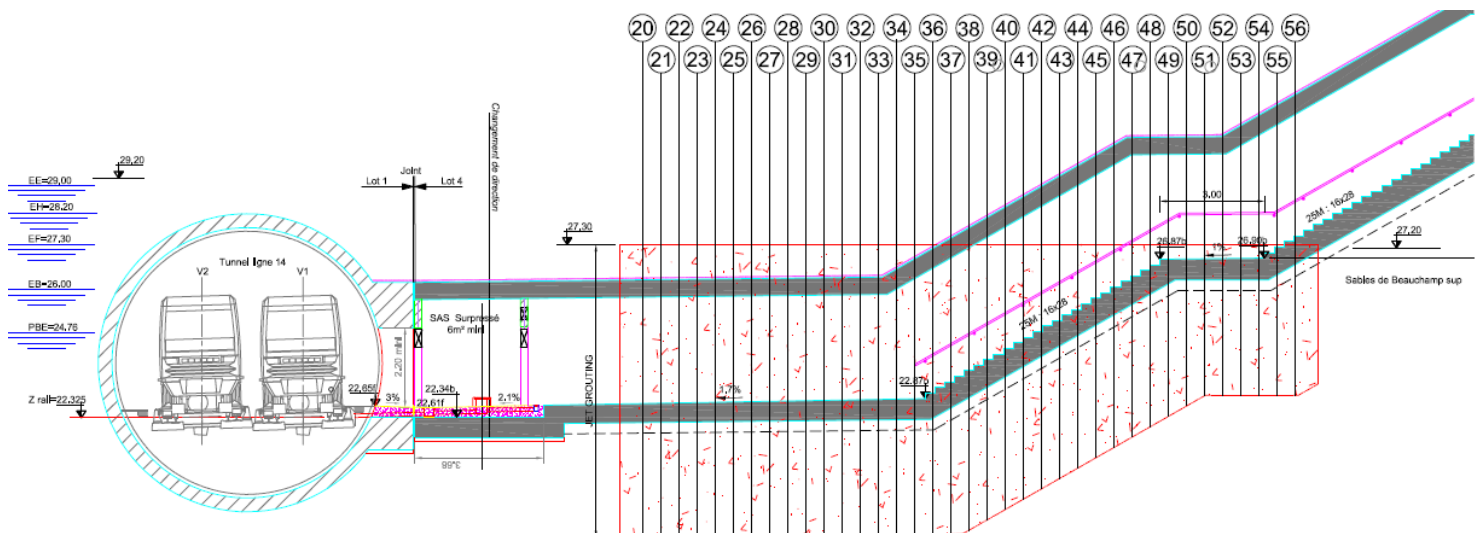


Figure I-8 Extrait du plan d'exécution: coupe longitudinale à l'axe de la galerie.

Le chantier de la mairie de Saint-Ouen estimait à 1300 m³ le volume de béton de sol fabriqué. Les couches traitées étaient essentiellement du sable de Beauchamp, des marnes et caillasses. Le coulis

était produit par une centrale de fabrication directement sur le site de construction en mélangeant du ciment CEM III/A L CE 52,5 PMES de Lafarge (usine du Havre), de la bentonite CV15 et de l'eau (**Figure I-9.c**). La bentonite joue un rôle stabilisateur important à l'état frais. Une étape préliminaire a consisté à réaliser des plots d'essais afin de déterminer le niveau d'énergie nécessaire afin d'obtenir un diamètre minimum de colonne de 1,3 m. Un exemple tiré de la littérature montre qu'une énergie de 37 MJ/m procure un diamètre de colonne moyen d'environ 1,5 m (**Chuaqui et al. 2012**).

L'énergie du jet est donnée par la relation suivante :

$$E \text{ (MJ/m)} = \frac{\text{Débit de coulis (m}^3\text{/min)} \times \text{Pression (MPa)}}{\text{Taux de remontée (min/m)}} \quad (1)$$

Le processus de réalisation des colonnes de jet se décompose en quatre phases : l'implantation des forages, la mise en place de la foreuse au droit du forage, la réalisation du forage ($\varnothing = 130 \text{ mm}$) jusqu'à la cote de forage et l'exécution des colonnes de jet selon le plan d'exécution et le plan de phasage. L'injection est effectuée de manière à assurer un recouvrement de 30 cm entre les colonnes. L'inclinaison du forage est enregistrée à l'aide d'un système d'instrumentation embarqué (TIGOR). Des colonnes de reprise sont réalisées si nécessaire afin de combler les discontinuités au droit des points triples (zone intersection de trois colonnes).



Figure I-9 Chantier de jet-grouting à mairie de Saint-Ouen: a) foreuse, b) poste de pilotage, c) centrale de fabrication du coulis, et d) tête de l'outil (système jet double).

La foreuse est pilotée à distance (**Figure I-9.b**) car l'exécution du forage et du jet produit des spoils qui remontent à la surface (**Figure I-9.a**). Cette boue possède généralement une densité relativement importante qui oblige les ouvriers à projeter de l'eau en permanence pour permettre le pompage. Les spoils sont acheminés vers un bac de décantation construit sur site, avant d'être stockés dans des bennes et envoyés en décharge. La méthode jet double est utilisée sur ce chantier et consiste en un jet de coulis à très grande vitesse focalisé par un jet d'air annulaire (**Figure I-9.d**).

L'avantage de cette méthode est qu'elle peut être utilisée même en dessous du niveau de la nappe phréatique. La bonne réalisation des travaux dépend en revanche beaucoup de la nature du terrain. Pour des terrains rocheux par exemple, le jet grouting est difficile voire impossible à mettre en œuvre. Il arrive que des obstacles contenus dans le sol entravent la propagation latérale du mélange. Dans la pratique, beaucoup de matériau est gaspillé et le jet à haute pression peut être à l'origine de soulèvements (phénomène de claquage du sol). Finalement, il est communément admis que la résistance en compression des bétons de sol fabriqués par jet-grouting varie suivant le type de sol. Pour illustrer cela, Lunardi (1997) propose une figure avec différentes plages de valeur de résistance en compression selon le type de sol (**Figure I-10**).

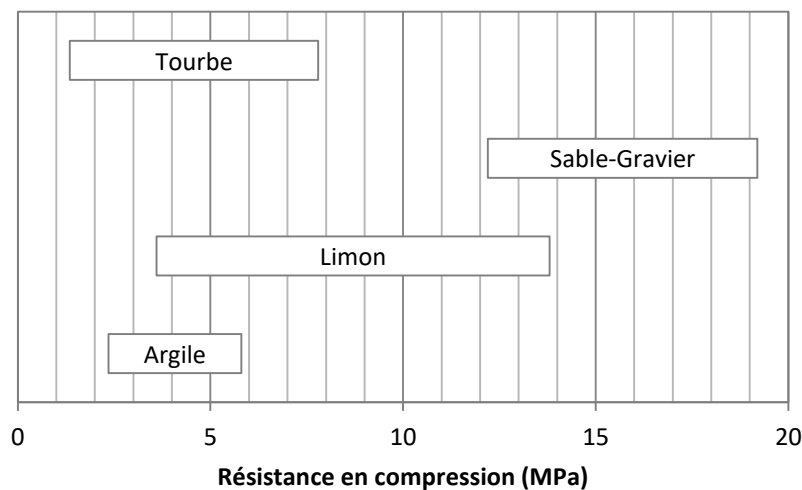


Figure I-10 Plages de résistance obtenues en jet-grouting selon le type de sol (Lunardi 1997).

I.3.4 Le malaxage hydraulique et mécanique

La première méthode ayant proposé d'associer un jet haute pression aux outils de mélange mécanique est sans doute la méthode SWING développée au Japon dans les années 1987, et suivie par diverses méthodes assistées par jet (Braja 2002). Une technique combinant un malaxage à partir de pales avec un jet croisé de coulis a par exemple été développée au Japon (Figure I-11).

La méthode appelée JACSMAN a été conçue afin de mieux exploiter le système de jet-grouting, en lui associant un malaxage mécanique afin notamment de fiabiliser la forme géométrique des colonnes (Terashi et Kitazume 2015). L'arbre de malaxage est introduit dans le sol en tournant à 20 tours par minute et pénètre généralement grâce à son propre poids (Kitazume et Terashi 2013). Selon le résultat escompté, il est possible de choisir d'injecter le coulis à basse pression pendant la phase de pénétration puis à haute pression pendant la phase de retrait, ou inversement. Les colonnes obtenues peuvent alors être dissociées en une partie centrale résultant du mélange mécanique (entre 1 et 1,3 m de diamètre) et une partie extérieure créée par l'injection du liant à haute pression (2,3 m de diamètre). Finalement, les techniques de malaxage tirant profit à la fois du malaxage

mécanique et du jet-grouting sont vraiment performantes en termes d'efficacité de malaxage, rapidité d'exécution et s'adaptent même aux sols cohésifs (Quickfall et al. 2014).

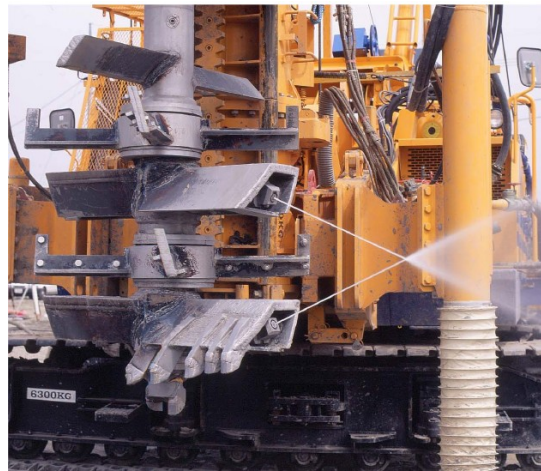


Figure I-11 Malaxage hybride, JACSMAN (Terashi et Kitazume 2015).

Il existe également le Cutter Turbo Jet (CT jet) inventé par l'entreprise Trevi en Italie. Cette méthode combine le cisaillement de roues de mélange avec l'importante énergie cinétique d'un jet de coulis injecté à haute pression. Les jets de coulis sont situés au-dessus de l'outil de mélange qui tourne autour d'un axe horizontal. Comme pour le CSM, le système est muni de câbles qui peuvent descendre jusqu'à 76 m de profondeur et permet de réaliser des éléments de 0,6 à 1,5 m d'épaisseur et de 2,5 à 3 m de longueur (Bruce et Sills 2009).

I.3.5 Applications, avantages et limites

La méthode de soil-mixing initialement utilisée en traitement des sols pour réduire les tassements et améliorer la stabilité des sols compressibles (Abdo et Serfass 2009), est aujourd'hui de plus en plus adoptée pour la réalisation de murs de soutènement (Hannink et al. 2015), d'écrans d'étanchéité (Arnold et al. 2011), de fondations (Topolnicki et Sottys 2012), de caisson contre la liquéfaction des sols (Benhamou et Mathieu 2012), de reprises en sous-œuvre (Melentijevic et Arcos 2013), et pour le confinement de sols pollués (Brûle, 2014). La Figure I-12 montre différentes géométries que l'on peut rencontrer dans le domaine des améliorations de sol. Ces ouvrages peuvent être soit temporaires soit permanents (Bell, 1993). Il existe par ailleurs de nombreuses possibilités de configuration qui dépendent des fonctions de l'ouvrage : mailles triangulaires ou carrées, alignement des colonnes avec recouvrement, voir positionnement de type grille ou blocs (NF EN 14679, 2005).

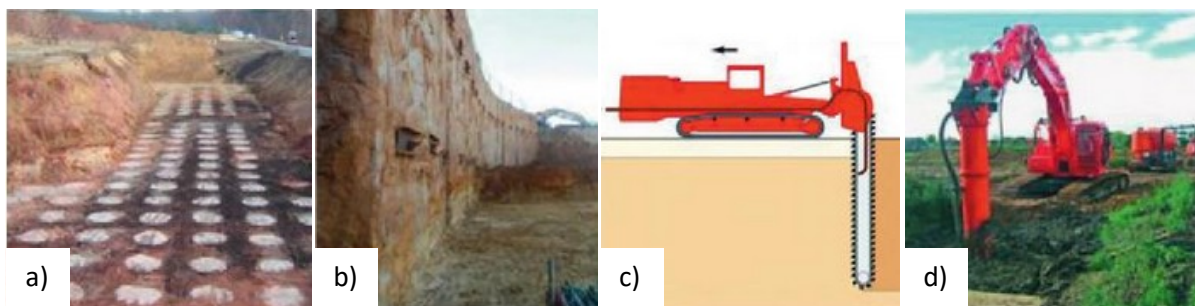


Figure I-12 Différentes configurations d'amélioration de sol : a) colonnes sol-ciment, b) panneaux, c) barrière continues, et d) stabilisation en masse (Buddhima et al. 2015).

Les méthodes de Deep Soil Mixing (DSM) sont attractives par rapport aux méthodes traditionnelles car elles sont économiques, présentent peu d'impact sur l'environnement, et comme nous venons de le voir elles sont également polyvalentes. Ces méthodes ont l'avantage d'utiliser directement le sol en place comme matériau de construction, ce qui permet d'éviter le transport de sols excavés et de bétons frais. En revanche, bien que la connaissance des caractéristiques mécaniques du matériau soit mieux maîtrisée, sa durabilité est encore source d'incertitudes (Denies et al. 2015). Les avantages et les limites actuelles de la méthode Deep Soil Mixing sont synthétisés dans le **Tableau I-1**.

Avantages	Limites
Grande productivité généralement possible, donc économique pour les projets de grande envergure	Limitations en termes de profondeur (dépend de la méthode)
Potentiellement utilisable quel que soit le type de sol	Non applicable dans le cas des sols excessivement denses, meubles ou contenant des roches
Espacement et configuration des colonnes très variable, adaptable selon le besoin	Peu ou pas de possibilité d'installer des colonnes inclinées (dépend de l'équipement)
Les propriétés des sols traités peuvent être ajustées lors de la conception	Uniformité et qualité des éléments peuvent varier considérablement dans certaines conditions
Entraîne des contraintes latérales ou verticales minimales, réduisant ainsi le risque de dommages des structures adjacentes	Les colonnes ne peuvent pas être installées à proximité des structures existantes (sauf pour certaines méthodes)
Pas de vibration, et faible nuisance sonore	Une dégradation de gel/dégel peut se produire
Très faible quantité de spoils (méthode par voie sèche)	Production importante de spoils (méthode par voie humide)
Peut-être utilisé sur terre, en bord de mer et pour des projets marins	Le poids des équipements peut s'avérer problématique pour les sols meubles (selon la méthode)
La qualité du traitement est vérifiable pendant la construction	Capacité limitée pour traiter une couche isolée en profondeur

Tableau I-1 Avantages et limites du Deep Soil Mixing (Buddhima et al. 2015).

I.4 Matériau "soil-mix": le rôle de l'eau

Dans le domaine des fondations spéciales, le rapport E/C est typiquement de l'ordre de 0,8 à 1,2 (Topolnicki, 2004). Ces forts dosages en eau sont pénalisants vis-à-vis des caractéristiques mécaniques des bétons de sol, d'où l'importance d'optimiser le rapport E/C. Lorsque le ciment n'est pas en compétition avec l'argile, les fortes teneurs en eau rencontrées en Deep Soil Mixing fournissent néanmoins l'eau nécessaire à l'hydratation du ciment et à l'ouvrabilité requise pour une mise en place sans compactage ni vibration.

I.4.1 Propriétés de l'argile vis-à-vis de l'eau

Les minéraux argileux sont classés parmi les phyllosilicates. Leurs feuillets sont constitués de couches octaédriques ($Al(OH)_3$) et tétraédriques (SiO_2) dont l'empilement varie selon le type d'argile. Avec ses particules majoritairement inférieures à 2 micromètres, les argiles possèdent parmi l'ensemble des sols existant la plus fine des granulométries (Tableau I-2). L'adsorption des argiles est par ailleurs proportionnelle à leur surface spécifique. Les montmorillonites présentent ainsi de fortes variations volumiques dues à l'augmentation de l'espace interfoliaire entre les feuillets et à la réorganisation de l'espace poral entre les particules (Montes-Hernandez, 2002). En revanche, l'hydratation des illites et des kaolinites n'occasionnent généralement pas de gonflement, car par rapport à la montmorillonite ces argiles possèdent des liaisons relativement fortes entre les feuillets qui sont caractérisées respectivement par des ions potassium intercalés entre les feuillets, et des liaisons

hydrogènes. L'intensité du lien entre les feuillets gouverne en effet l'accès de l'eau à l'espace interfoliaire et donc l'écartement entre feuillets (Gaombalet, 2010). Cependant, le gonflement qui en résulte dépend également de l'attraction ionique entre les cations présents en solution et la surface des feuillets d'argile chargée négativement (C.E.C).

Nom	Type	Ø particule [µm]	Surface spécifique [m ² g ⁻¹]	C.E.C [meq/100g]	wL [%]	wP [%]
Kaolinite	1 : 1 (TO)	0,1 - 4	10 - 30	3 - 15	30-110	25-40
Illite	2 : 1 (TOT)	0,1 - 1	100 - 175	25 - 40	60-120	35-60
Smectites	2 : 1 (TOT)	0,1	700 - 840	80 - 100	100-900	50-100

Tableau I-2 Caractéristiques des argiles les plus courantes (El Ouahabi, 2013), (Wagner, 2013).

Le **Tableau I-2** donne les principales caractéristiques des trois argiles les plus souvent rencontrées à savoir la kaolinite, la montmorillonite et l'illite. La capacité d'attraction de l'eau par la polarité des particules d'argile permet la formation d'une fine pellicule d'eau adsorbée et influence également les limites d'Atterberg. À l'état plastique (entre wL et wP), ces couches adsorbées sont confondues ce qui lie les particules entre elles. Cependant, au-delà de la limite de liquidité (wL), les particules d'argile glissent les unes sur les autres car leurs couches adsorbées se dissocient.

I.4.2 Ouvrabilité

En Deep Soil Mixing, la mise en place du matériau s'effectue sans compactage ni vibration ce qui nécessite une consistance suffisamment fluide se rapprochant de celle des bétons autoplaçants (Szymkiewicz, 2011). Toutefois les super-plastifiants, entraîneurs d'air, retardateur de prise ne sont pas encore utilisés en Deep Soil Mixing même si certains travaux de recherche ont été effectués sur le sujet (Diego Bellato, 2013).

Parmi l'ensemble des techniques d'amélioration de sol présentées, l'énergie de malaxage diffère, ainsi le choix du procédé de mélange est important dans le cadre de l'optimisation de la qualité du malaxage. Lors de l'exécution des travaux, le degré de malaxage dépend alors de la vitesse de rotation et de la vitesse de descente et de remontée des outils de mélange (Kitazume et Terashi 2013). La plupart du temps, l'objectif est de trouver le meilleur compromis possible entre l'ouvrabilité du mélange et les performances mécaniques recherchées, sachant que le l'eau est à la fois indispensable à l'obtention d'une consistance auto-plaçante mais qu'en trop grande quantité dans le mélange elle fait chuter les résistances mécaniques. L'un des enjeux à l'heure actuelle est donc d'arriver à diminuer la valeur du rapport E/C, tout en maintenant une ouvrabilité suffisante. Ceci est tout particulièrement difficile à réaliser pour les sols argileux qui, à cause de leur fort pouvoir d'absorption, ont tendance à augmenter la demande en eau. Cela a un impact direct sur la résistance en compression qui diminue lorsque l'indice de plasticité du sol (Le Kouby et al. 2016) ou l'indice de liquidité du mélange augmente (Correia, 2013). L'utilisation d'adjuvants est cependant possible et permet de neutraliser électriquement les grains de ciment pour empêcher le phénomène de gélification avec l'argile et diminuer la plasticité du mélange (Nozu et al. 2012).

À l'échelle du laboratoire, certains bétons de sol confectionnés dans des conditions idéales de mélange ne sont pas forcément reproductibles *in situ* étant donné la différence entre les techniques de mise en place. Autrement dit, les formulations testées en utilisant un faible rapport E/C et des conditions de malaxage idéales sont adaptées à la confection d'éprouvettes de petite taille en laboratoire, mais peuvent ne pas être applicables *in situ* (Pagán-Ortiz, 2013).

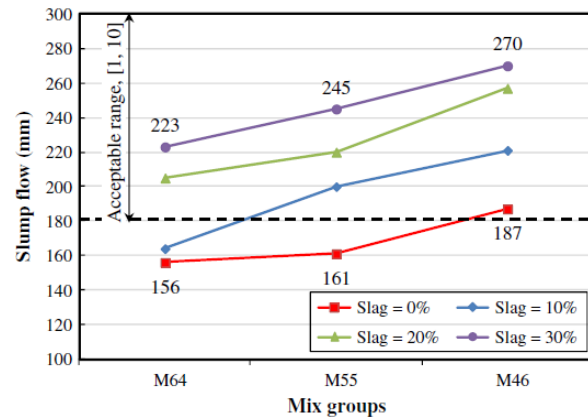


Figure I-13 Mesures d'étalement : cône et tube (Sheen et al. 2013).

Sheen a étudié des mélanges sol-ciment faiblement dosés en ciment que l'on retrouve en remblais, en remplissage, ou en couche de chaussée. Leurs propriétés sont similaires à celles des spoils que l'on retrouve en jet-grouting, et dont le potentiel de revalorisation paraît sous-estimé. Ces mélanges appelés controlled-low strength material (CLSM) sont considérés auto-plaçants pour un étalement de 20 à 30 cm à l'aide d'un tube de 75 mm de diamètre et 150 mm de hauteur (Figure I-13). Le volume de ce tube (663 cm^3) est proche de celui du mini-cône utilisé pour les mortiers (687 cm^3), ce qui autorise une éventuelle comparaison entre les mesures. Les résultats de cette étude montrent que pour un rapport E/C constant la substitution de CEM I par des laitiers améliore l'ouvrabilité du mélange (Figure I-13). L'auteur explique cette meilleure ouvrabilité en présence de laitiers par une réduction de la quantité et de la taille des vides dans le mélange à l'état frais (Sheen et al. 2013). Pour les ciments Portland, la formation d'ettringite est en effet défavorable en terme d'ouvrabilité, à cause du caractère expansif et d'imbibition en eau de ces hydrates (Mehta et Monteiro 2006). Le caractère latent des LHF est donc *a priori* également à l'origine de la plus grande fluidité observée lorsque le CEM I est en partie substitué par des laitiers.

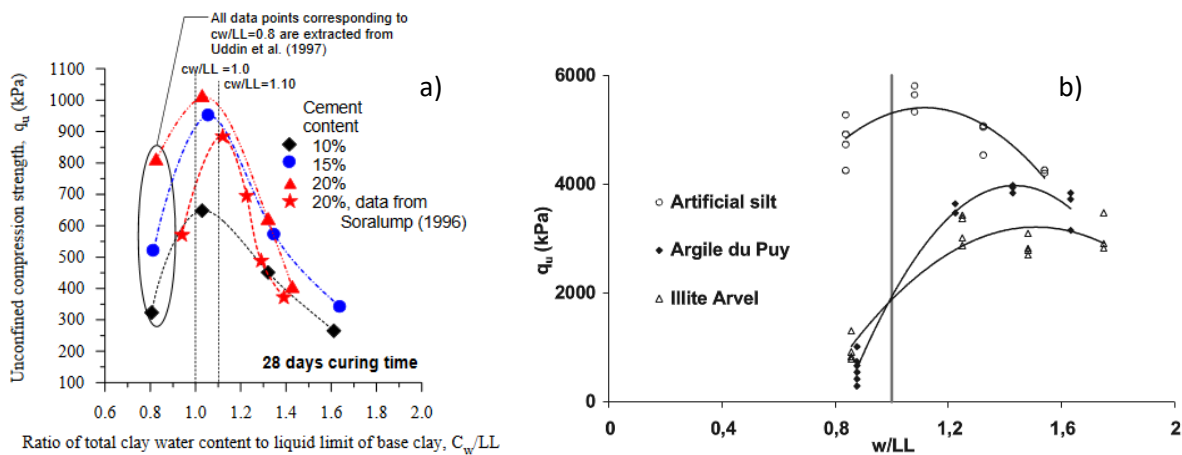


Figure I-14 Détermination de la teneur en eau optimale en terme de résistance: a) argile de Bangkok (Bergado et Lorenzo 2005), b) différents types de sols (Szymkiewicz et al. 2013).

En Deep Soil Mixing, la teneur en eau du mélange conditionne à la fois l'hydratation du ciment et l'efficacité du malaxage. La Figure I-14 montre, pour des mélanges d'argile et de ciment, qu'il existe une teneur en eau pour laquelle la résistance est optimale (1 à 1,1 fois la limite de liquidité).

La connaissance de cette teneur en eau permet dans certains cas d'économiser jusqu'à 40 % de ciment (Bergado et Lorenzo 2005). La plupart du temps la teneur en eau est fixée par rapport à la nature du sol et par rapport à la teneur en ciment. Lorsque les mélanges sont réalisés pour une teneur en eau correspondant à la limite de liquidité (w_L), la quantité d'eau ajoutée (m_{eau}) correspond à w_L multiplié par la masse de sol sec et de ciment (Le Kouby, et al. 2016).

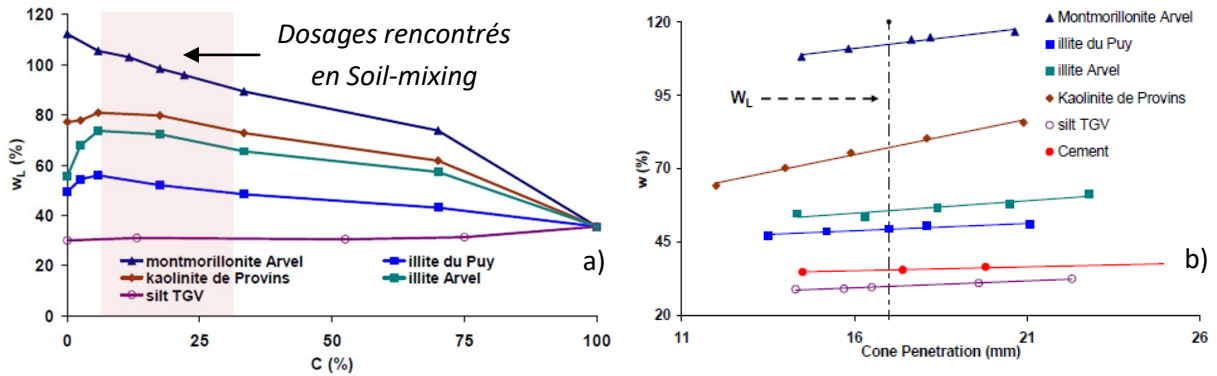


Figure I-15 Evolution de la limite de liquidité : a) en fonction de la teneur en ciment et b) pour différents types de sol (Szymkiewicz et al. 2012).

L'approche géotechnique consiste à déterminer la limite de liquidité du mélange à partir d'un cône de pénétration (selon la norme NF P94-052). La limite de liquidité (w_L) étant la valeur de la teneur en eau associée à un enfoncement du cône de 17 mm. Dans le cas des bétons de sol, le ciment est considéré comme une fine au même titre que l'argile et le test est réalisé dans une période suffisamment courte après le malaxage afin de limiter l'influence de l'hydratation. Pour certaines natures d'argile (kaolinite, illite), la limite de liquidité est susceptible d'augmenter lorsque la teneur en ciment passe de 0 à 6 % (Figure I-15.a). Dans la gamme des dosages en ciment rencontrés en soil-mixing, une augmentation du dosage en ciment induit cependant une diminution de w_L . Sur la Figure I-15.b, la pente de chacune des droites obtenues représente l'inverse de la sensibilité à l'eau. Il est intéressant de noter que la kaolinite est la moins sensible à l'eau, à l'inverse du ciment.

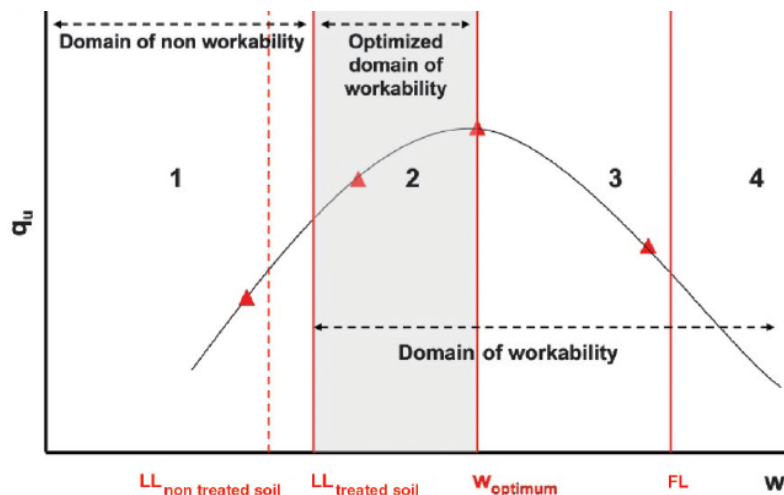


Figure I-16 Représentation du domaine d'ouvrabilité (Szymkiewicz et al. 2013).

Szymkiewicz et al. (2013) proposent pour les bétons de sol un domaine d'ouvrabilité compris entre la limite de liquidité et celle de floculation (Figure I-16). L'expérience montre que ce domaine est moins important dans le cas des sols pulvérulents et tend à augmenter plus le sol devient cohésif.

I.4.3 Phénomènes d'hydratation

Comme le montre la **Figure I-17.a**, l'hydratation du ciment peut se décomposer en quatre phases successives : la dissolution des grains de ciment, la phase d'échange d'ions (floculation), la formation des produits d'hydratation et les réactions pouzzolaniques (long terme).

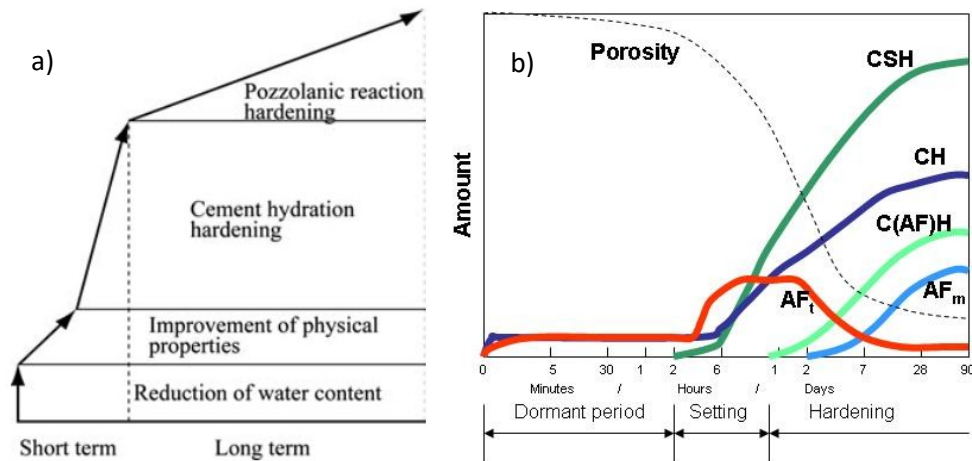


Figure I-17 Processus de l'hydratation du ciment: a) mécanismes (Kitazume et Terashi 2013), b) produits d'hydratation (the concrete Portal).

La complexité des réactions d'hydratation du ciment résulte du caractère polyphasique des grains de ciment (C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF). Au contact de l'eau, il commence par se former un gel amorphe riche en aluminates et des germes d'ettringite (Taylor, 1997). Ensuite, le calcium en solution augmente progressivement et les C_3S réagissent avec l'eau pour former une couche "impermeable" de silicates de calcium (CSH) à la surface des grains. Une certaine quantité de Portlandite (CH) précipite également et le C_3A réagit avec les sulfates de calcium pour former de l'ettringite (AF_t). Cette réaction est voulue par les cimentiers qui rajoutent des sulfates de calcium pour réguler la prise du clinker. Sans cet ajout qui n'est pas considéré dans la composition par la norme, la prise serait beaucoup trop rapide. Le but est donc d'éviter la formation des aluminates de calcium hydratés qui consomment la Portlandite formée par les silicates de calcium et qui accélère leur hydratation. Le C_4AF suit par ailleurs le même schéma réactionnel, Fe ayant le même comportement que Al. À la fin de la période « dormante », la pâte fait prise et durcit par formation massive de CSH, d'AF_t, et de CH (Figure I-17.b). Cette précipitation d'hydrates représente physiquement le phénomène de prise. Le durcissement est associé au remplissage progressif de la porosité par les CSH et correspond à une diminution de la vitesse de dissolution et du flux de chaleur. À ce stade, le ralentissement de l'hydratation s'explique par la réduction de la taille des capillaires qui rend les phases anhydres au cœur des grains de ciment plus difficilement accessibles. Enfin, lorsque les sulfates sont épuisés, l'ettringite devient instable et se dissout pour former du monosulfoaluminate (AF_m). L'hydratation du C_2S est plus lente que celle du C_3S mais elle conduit également à la formation de CSH et de CH, dont la contribution en terme de résistance est perceptible seulement à partir de 7 jours.

Dans notre étude nous utilisons un ciment de type CEM III/C composé à 85 % de laitiers de hauts fourneaux. Le laitier peut remplacer le clinker parce c'est un liant hydraulique « latent » qui s'hydrate seulement s'il est activé. À la différence du clinker dont l'hydratation se déroule suivant une attaque hydrolytique (H_2O), les réactions d'hydratations du laitier sont des réactions de dissolution du verre par attaque hydroxylique (OH^-). Autrement dit, la réaction a lieu avec les ions OH^- se trouvant dans l'eau de gâchage (Bur, 2012). L'hydratation du laitier nécessite ainsi un milieu basique

pour être initiée. Dans le cas du CEM III, les principaux activateurs sont la Portlandite et le sulfate de calcium. Pour les ciments comprenant du laitier, il se produit une réaction pouzzolanique entre la Portlandite issue de l'hydratation du clinker et les produits silico-alumineux :

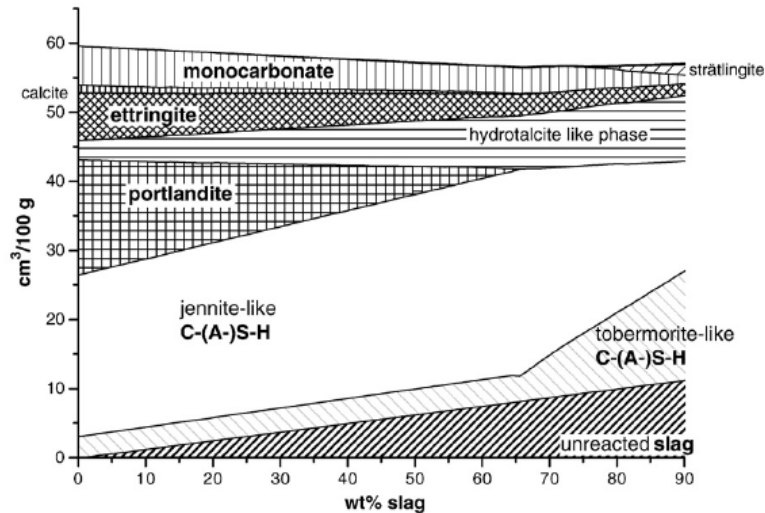
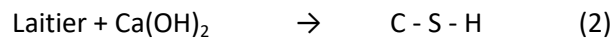


Figure I-18 Modélisation des produits issus de l'hydratation de mélanges constitués de ciment Portland et de laitiers de hauts fourneaux (Lothenbach et al. 2011).

Pour les CEM III/C, la quantité de CSH formée est prépondérante, celle d'ettringite assez faible et toute la Portlandite est consommée par la formation des CSH (Lothenbach et al. 2011). Les hydrates formés sont les mêmes que pour le clinker (Figure I-18). Cependant, la couche d'hydrate autour des grains de ciment anhydres s'épaissit plus lentement, et illustre la différence de processus d'attaque entre le laitier et le clinker à l'origine d'un développement initialement plus lent des résistances mécaniques (Van Rompaey, 2006).

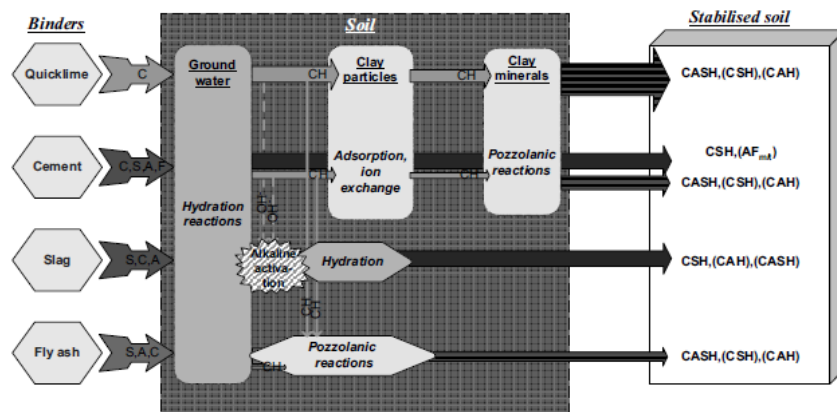


Figure I-19 Synthèse du processus d'hydratation pour différents types de liant (Åhnberg, 2006).

La Figure I-19 propose une synthèse des différents processus d'hydratation mis en jeu suivant le type de liant utilisé. Lorsque l'on mélange le sol avec de la chaux, du ciment, des laitiers ou des cendres volantes, la durée et l'intensité des réactions diffèrent et les produits issus de l'hydratation peuvent éventuellement légèrement varier.

Habituellement, les granulats contenus dans un béton sont « inertes » et ne réagissent pas avec le ciment et l'eau, tandis que les bétons de sol peuvent contenir une fraction d'argile variable

présentant une forte interaction avec l'eau et aussi une interaction chimique avec le ciment. La solution interstitielle du béton est une solution basique saturée en hydroxyde de calcium et contenant des ions alcalins (Na^+ et K^+) ce qui lui confère un pH élevé (12,5). Les argiles au contact de cette solution piègent les cations Ca^{2+} et les anions OH^- en solution. Les ions Ca^{2+} et OH^- en s'adsorbant sur la surface des plaquettes écrantent la charge de surface de celle-ci (**Figure I-20**). Ceci provoque une agglomération au sein du minéral argileux. La modification du champ électrostatique en surface des particules d'argile diminue en effet l'extension de la double couche formée d'eau libre et liée autour du minéral argileux conduisant à une diminution du volume apparent des particules d'argile (**Konan, 2006**). De plus, il se forme des ponts de calcium entre les particules d'argile. Les floccs ainsi formés sont insensibles au lavage.

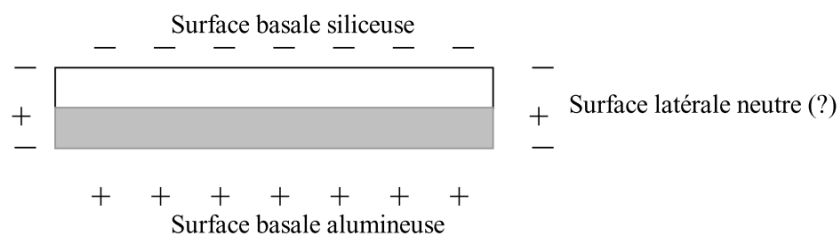


Figure I-20 Champs électrostatique en surface d'une plaquette de kaolinite (**Konan, 2006**).

Par ailleurs, en milieu basique et saturé en ions calcium les argiles sont attaquées. Elles peuvent libérer des ions silicium et aluminium. Cette dissolution hydroxylique de l'argile conduit à la mise en solution d'anions $\text{Al}(\text{OH})_4^-$ et $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$. Cette dissolution atteint selon les auteurs uniquement la silice présente sous forme d'impureté dans les minéraux argileux (**Konan, 2006**) ou bien aussi la silice et l'aluminium présents dans le réseau cristallin (**Bauer et Berger 1998**). La sursaturation en solution de Ca^{2+} , $\text{Al}(\text{OH})_4^-$ et $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$ conduit alors à la germination et à la précipitation d'hydrates dans le système quaternaire $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-SiO}_2\text{-H}_2\text{O}$. Il s'ensuit une précipitation d'hydrates silico et aluminocalcique (CSH et CAH par exemple). Cette réaction entre Portlandite produite par l'hydratation du ciment et les Si et les Al du sol est connue sous le nom de réaction pouzzolanique (**Porbaha et al. 2000**). Les silicates de calcium hydratés (CSH) formés à partir de la kaolinite sont des hydrates mono et dicalcique (**Khay, 2012**) qui structurellement correspondent à une forme imparfaite de tobermorite et de jennite (**Taylor, 1997**). Ces CSH ont une structure réticulaire (**Locat et al. 1990**) pouvant servir d'indicateur de durabilité (**Kamruzzaman et al. 2011**). Pour la kaolinite, l'aluminate calcique formé est tricalcique, et il se forme également des C-S-A-H dont la structure est lamellaire (**Locat et al. 1990**). Ces réactions pouzzolaniques sont conditionnées par la saturation initiale du mélange en chaux, car en dessous d'un certain seuil seuls les mécanismes d'échange cationique interviennent (**Maubec, 2010**). La norme ASTM D 6276-99a propose de mesurer la valeur du PH après traitement pour savoir si ces réactions peuvent avoir lieu. Kamruzzaman et al. (2006) montrent qu'une fois mélangée avec un ciment Portland, la kaolinite n'apparaît plus sur les analyses DRX après 28 jours de cure, ce qui suggère selon cet auteur que la kaolinite est rapidement épuisée par la réaction pouzzolanique (**Kamruzzaman et al. 2011**). D'autres chercheurs pensent que seules la smectite et la montmorillonite présentent des réactions pouzzolaniques (**Alves de Adzeredo, 2005**), et que la kaolinite n'intervient pas ou alors très peu dans le processus d'hydratation (**Bell, 1993**). Selon ces différents auteurs, la kaolinite brute n'est pas réactive à moins de lui faire subir un traitement thermique (**Geryville et al. 2011**).

L'argile accélère par ailleurs le temps de prise par création de sites de nucléation (Konan, 2006). Ce phénomène est favorisé par la plus fine granulométrie des particules de kaolinite par rapport aux grains de ciment. Les nano-porosités propres à la kaolinite peuvent créer des sites préférentiels pour la formation d'ettringite (Buttress et al. 2015). Cependant, l'effet favorable d'une substitution du ciment Portland par l'argile à court terme (cristallisation) réduit le nombre de site de nucléation disponible à long terme ce qui favorise la formation de CH (Manić et al. 1996).

I.5 Paramètres pouvant impacter les propriétés physico-mécaniques

Selon Terashi (1997), la résistance d'un béton de sol dépend des caractéristiques du liant utilisé, du sol, des conditions de mélange et du type de cure (Terashi 1997).

I.5.1 Types de sol

Les sols sont issus de l'érosion chimique ou mécanique des roches. Ils sont constitués à leur état naturel d'un mélange complexe de minéraux, d'eau et d'air. Certains sols peuvent aussi être pollués et comporter de la matière organique, voire des organismes vivants. Le sol étant le principal constituant dans un béton de sol, ses propriétés physiques et chimiques peuvent grandement influencer les propriétés finales du matériau. La granulométrie, la teneur en eau, les limites d'Atterbergs, le type d'argile et sa capacité d'échange cationique, la quantité de silice et d'alumine soluble, et le pH de l'eau et de la matière organique du sol sont *a priori* ses propriétés mesurables les plus déterminantes (Porbaha et al. 2000).

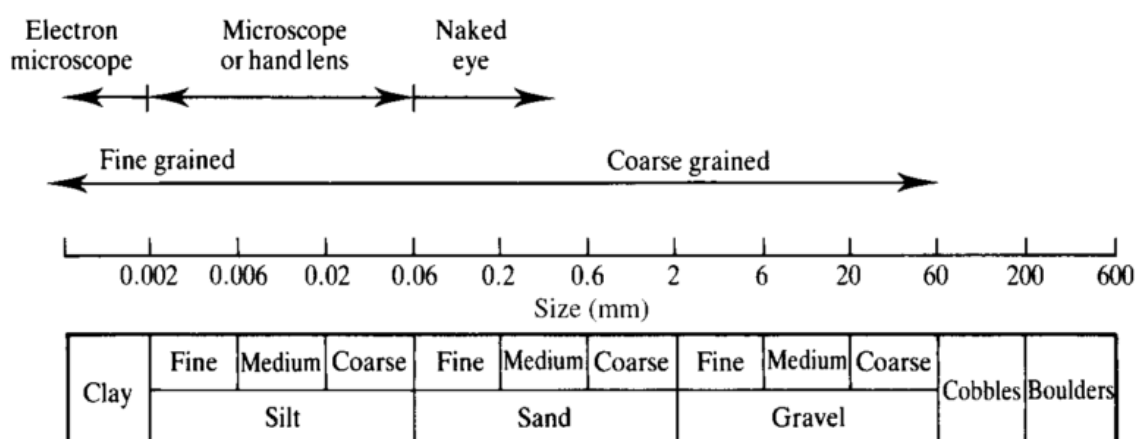


Figure I-21 Classification granulométrique des sols (Atkinson, 2007).

La Figure I-21 propose une classification des sols selon leur granulométrie, allant des argiles (< 2 µm) aux blocs rocheux (> 20 cm). En Deep Soil Mixing les sols traités sont généralement des argiles, des limons et des sables, et peuvent éventuellement contenir une fraction de graviers. La plupart du temps, la résistance en compression des mélanges sol-ciment augmente en fonction de la granulométrie du sol (Akin, 2016). La Figure I-22 fait ainsi bien la distinction entre les sables et les graves qui permettent d'obtenir des résistances mécaniques relativement élevées, en comparaison avec les sols cohésifs tels que les argiles et les limons. Outre l'influence de la taille des grains, la manière dont ils s'arrangent entre eux est aussi très importante (Shakhmenko et Birsh 1998). Typiquement, lors de l'étape de formulation des bétons, la répartition granulométrique et le pourcentage d'éléments fins sont déterminés afin d'optimiser la compacité du squelette granulaire. Ainsi, plus la courbe granulométrique du mélange sol-ciment se rapproche de la courbe de Füller

(équation 3) meilleure sera la compacité du mélange. Cela a été prouvé géométriquement dans la littérature (Reiffsteck et al. 2007).

$$\text{Tamiset (\%)} = 100 \times \sqrt{\frac{\text{dimension des mailles du tamis}}{\text{diamètre plus gros grain}}} \quad (3)$$

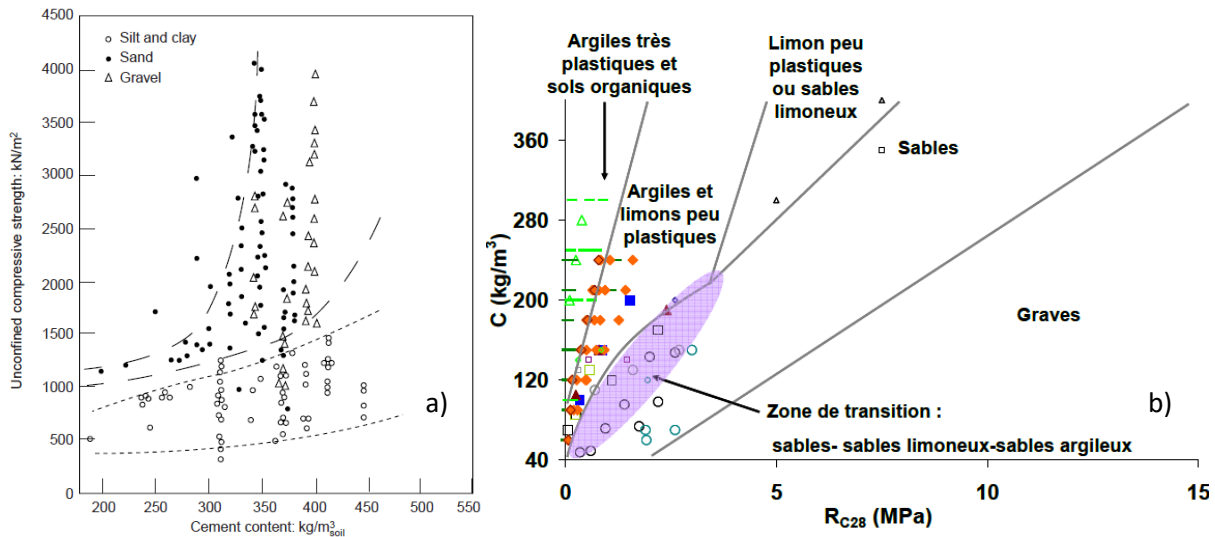


Figure I-22 Influence du type de sol sur la résistance en compression simple en fonction du dosage en ciment selon a) (Porbaha, 2000), et b) (Szymkiewicz 2011).

Dans la littérature, peu de travaux proposent d'étudier de façon paramétrique les constituants du sol, en faisant varier par exemple l'argilosité du sol. La Figure I-23 montre que les résultats en faible nombre et parfois contradictoires ne permettent pas encore de postuler sur un rapport argile/sable optimal en terme de résistance. La Figure I-23.a présente les résultats d'une étude réalisée sur différents sols élaborés à partir d'une argile alluviale de Shinagawa et du sable Ooigawa. Les sols artificiels sont mélangés avec différents dosages en ciment Portland (50, 100 et 150 kg par m³ de sol). Les essais de compression sont réalisés à 28 jours et montrent qu'indépendamment du dosage en ciment la résistance optimale est obtenue avec 60 % de sable et 40 % d'argile (Niina et al., 1977). Pour un cas d'étude similaire, une résistance optimale est atteinte pour un sol constitué de 25 % de kaolinite SpeswhiteTM et 75 % de sable de Fontainebleau (Figure I-23.b). Une quantité modérée d'argile dans le sol entraîne donc un certain gain de résistance souvent attribué à l'apport de cohésion non-drainé. L'argile peut toutefois gêner l'hydratation du ciment, d'une part en adsorbant l'eau et donc en créant une compétition entre l'argile et le ciment (Le Kouby et al. 2016), et d'autre part en affectant l'adhérence entre la pâte et les grains "inertes" du sol par effet d'écran.

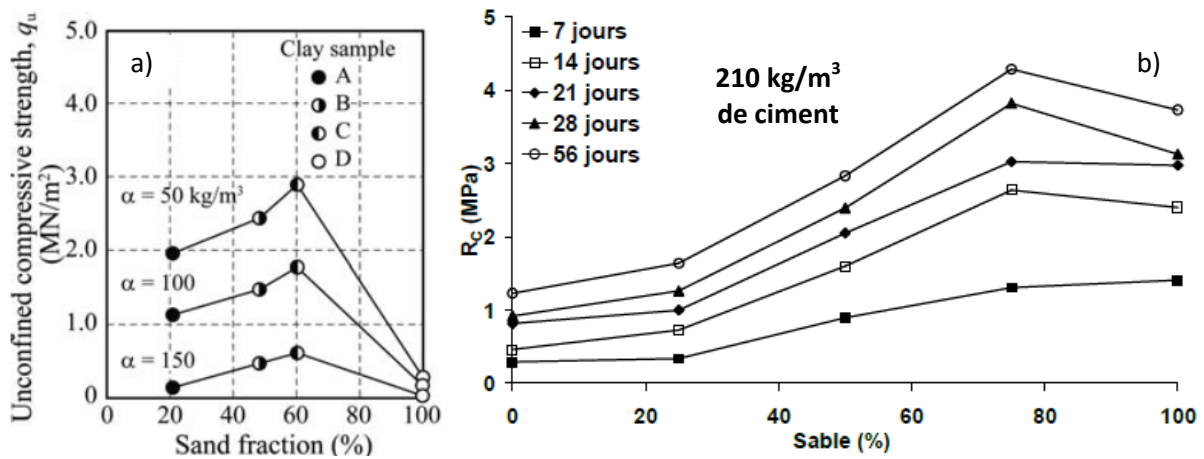


Figure I-23 Evolution de la résistance en fonction de la proportion de sable et d'argile du sol pour différents dosages en ciments (Niina et al., 1977), (Szymkiewicz, 2011).

Dans le cadre de travaux réalisés par Cutter Soil Mixing, Bellato et al. (2012) montrent l'influence des propriétés physiques et chimiques des sols sur la résistance en compression de mélanges sable-ciment. Dans cette étude un rapport E/C de 1,12 et un dosage en ciment de 509 kg par m^3 de sol ont été utilisés. Les deux sables fins traités ont une granulométrie uniforme proche de celle du sable de Fontainebleau. Les résultats montrent que la morphologie des grains de sable a une influence significative sur la résistance en compression (Figure I-24). Les grains de sable siliceux de "Zandvoort" présentent notamment des irrégularités en surface qui sont favorables à l'adhérence de la pâte de ciment par rapport aux grains de sable de "Serapo" dont la surface est lisse et la forme arrondie. Cela se traduit par de meilleures résistances mécaniques dans le cas des mélanges constitués de sable de "Serapo" et de ciment.

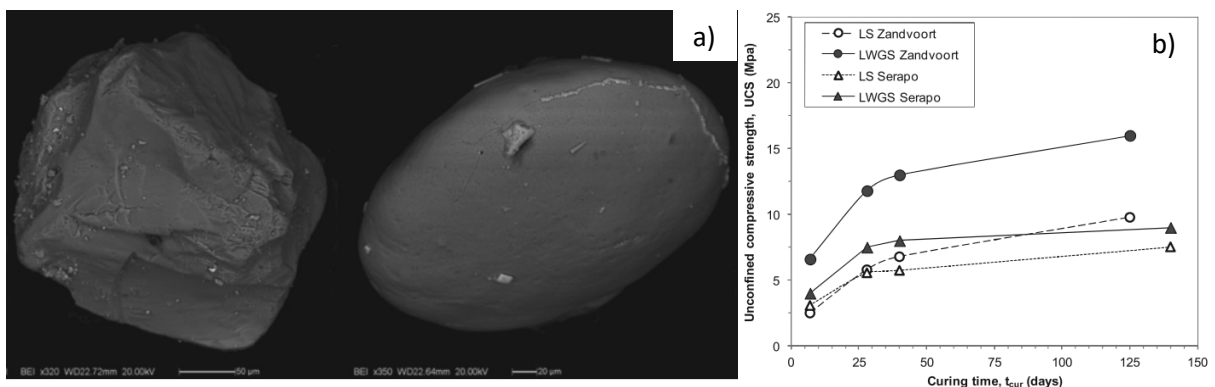


Figure I-24 Influence de la morphologie des grains du sol sur la résistance (Bellato et al. 2012).

I.5.2 Quantité et type de liant

L'effet des divers agents de cimentation proposés par l'industrie varie grandement suivant le type de sol et la quantité de liant (Porbaha, 2000). Il faut généralement dépasser un dosage minimal en ciment de 50 kg/m^3 de sol ou une teneur massique de 5 % en ciment avant d'obtenir un effet notable sur les résistances mécaniques (Kitazume et Terashi 2013). Au-delà de ce seuil, la résistance augmente linéairement ou exponentiellement en fonction du dosage en ciment (Figure I-25). Une fois la méthode de malaxage définie, l'étape suivante consiste à optimiser le dosage et le type de liant. Sur certains projets de DSM, il est parfois nécessaire de faire varier le dosage en ciment selon la profondeur, parfois jusqu'à 6 fois pour une même colonne (Sasa et al. 2015).

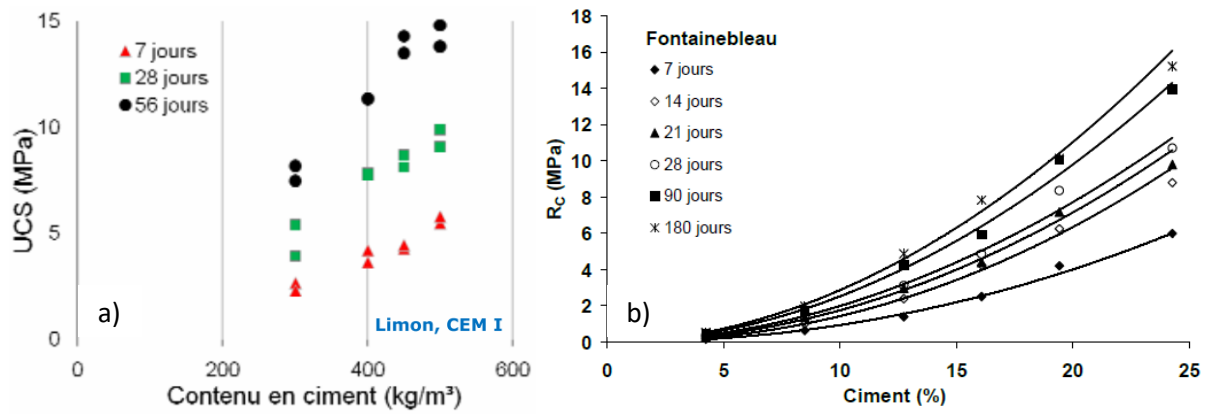


Figure I-25 Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression: a) limon (Denies 2011), b) sable de Fontainebleau (Szymkiewicz, 2011).

Sur un même site de construction, les caractéristiques du sol varient effectivement souvent en fonction de la profondeur (Cuira et al., 2013), ce qui multiplie le nombre d'études préliminaires nécessaires en laboratoire.

Dans le domaine des fondations spéciales le dosage en ciment est généralement exprimé en kg/m^3 apparent de sol sec, dans l'industrie du béton il est plutôt exprimé en kg/m^3 de béton frais, alors que pour certains travaux de recherche c'est le rapport entre la masse de ciment et la masse de sol sec qui est utilisé (Figure I-25.b). La difficulté réside donc souvent à passer d'une expression à l'autre. De plus, la quantité réelle de liant par mètre cube de béton de sol est sujette à des incertitudes liées aux pertes dans le sol environnant, à une imprécision des systèmes de mesure (débitmètre), ou à une distribution inégale du liant (Lapointe et Famania 2015).

La méthode la plus adaptée afin de déterminer la quantité de ciment d'un mélange sol-ciment est fondée sur les réactions chimiques du ciment. Lorsque la mesure est effectuée à l'état frais, la méthode consiste à mesurer l'élévation de température résultant de l'hydratation du ciment. Il existe alors une relation linéaire entre la chaleur produite par la réaction exothermique du ciment et la teneur en ciment. À l'état durci en revanche, la méthode repose sur la mesure de la concentration de CaO ou de SiO₂ (lixiviation). Ce type d'information est importante vis-à-vis de l'assurance et de la qualité des ouvrages.

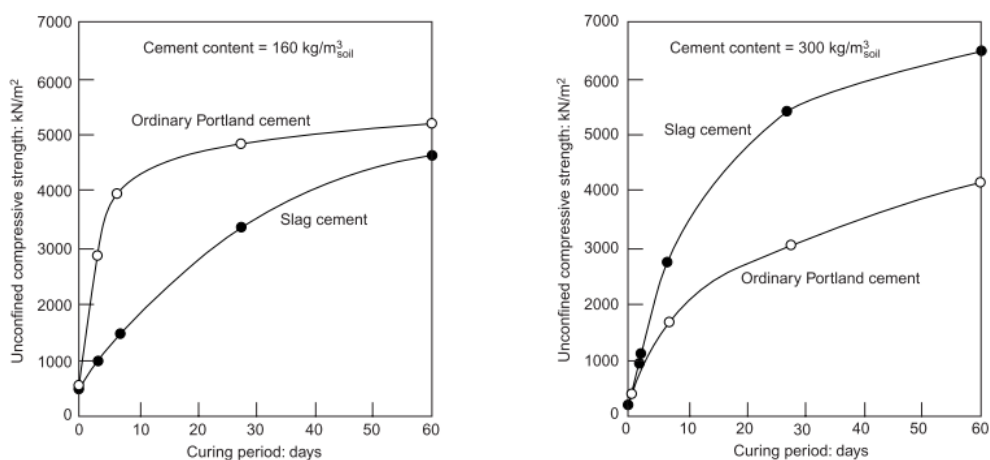


Figure I-26 Effet du type de ciment sur la résistance d'un béton de sol (Porbaha et al. 2000).

Enfin, Kawasaki compare l'effet d'un ciment Portland et d'un ciment aux laitiers pour des sols d'origines différentes, à savoir un sol de Kanagawa de la baie de Tokyo et un sol de Saga provenant de l'île Kyushu (**Figure I-26**). Les résultats montrent que l'effet des laitiers est vraiment différent selon le type de sol, ce qui est attribué aux réactions chimiques complexes du processus d'hydratation.

I.5.3 Influence du pH

Selon Niina (1981) la quantité d'humus et le pH du sol sont les 2 principaux paramètres qui influencent la résistance (**Kitazume et Terashi 2013**). Les eaux souterraines sont potentiellement acides ou basiques, à proximité de zone agricoles, industrielles, et maritimes. Yang et al. (2013) ont donc étudié l'influence du PH des eaux souterraines sur les propriétés mécaniques de mélanges de limons argileux et de ciment Portland. Les résultats montrent que dans un environnement fortement acide ou alcalin, la chute de résistance peut atteindre jusqu'à 30 % (**Yang et al. 2013**). Un optimum de résistance est obtenu pour un pH neutre (**Figure I-27.a**), ce que l'auteur explique micro-structurellement par des produits d'hydratations plus riches et une meilleure agglomération du sol et du ciment par rapport aux valeurs de pH plus extrêmes. Des analyses MEB révèlent en revanche une érosion chimique en milieu fortement acide, et de nombreux pores accompagnés de fissures en milieu très alcalin. Sachant que le pH au sein d'un matériau cimentaire dépend de la dissolution du CH produit lors de l'hydratation, une autre approche consiste à directement déterminer le pH des bétons de sol pour détecter la présence de réactions pouzzolaniques (exemple : camlab Ultrameter 6P, Jenway pH meter). Selon Hughes et al. (2011) un pH du sol traité inférieur à 10,5 est indirectement souvent synonyme de faibles résistances mécaniques (**Hughes et Glendinning 2004**), et les réactions pouzzolaniques sont possibles seulement au-delà d'un tel pH (**Sargent et al. 2012**).

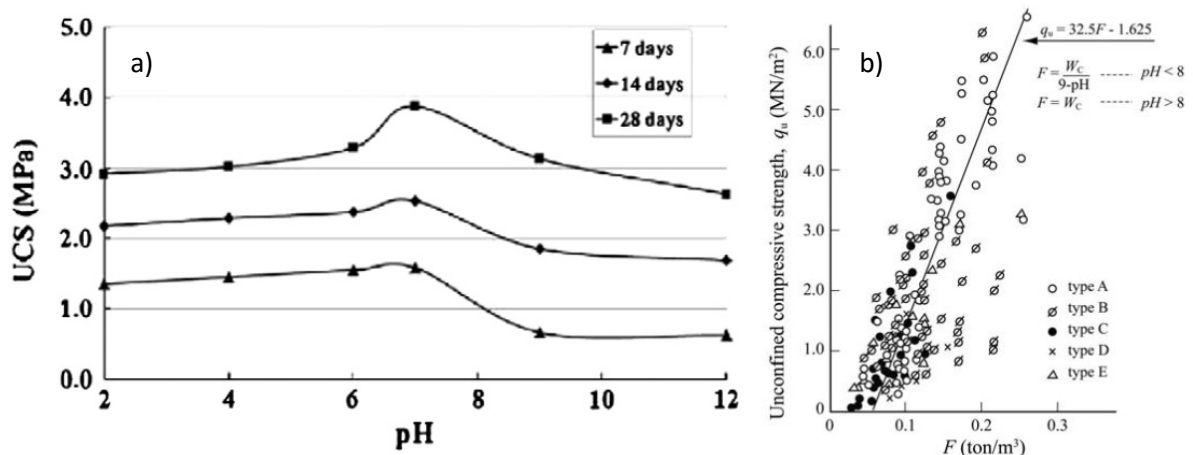


Figure I-27 Influence sur la résistance : a) des eaux souterraines polluées (**Yang et al. 2013**), et b) du pH du sol d'après Nakamura et al. (1980) (**Kitazume et Terashi 2013**).

Une relation entre la valeur du pH du sol et la résistance en compression de sols naturels stabilisés est proposée par Nakamura et al. (1980) sur la **Figure I-27.b**. Elle montre par l'intermédiaire d'un paramètre F prenant en compte la teneur en ciment et le pH du sol qu'en dessous d'un pH de 8 la résistance en compression augmente en fonction du pH. Dans le cas des bétons de sol, une valeur faible du PH peut être directement liée à la présence de matière organique. L'évolution du facteur d'amélioration de la résistance qui correspond au rapport de résistance du sol stabilisé sur la résistance du sol non stabilisé est ainsi présentée en fonction de la teneur en matière organique du sol sur la **Figure I-28**.

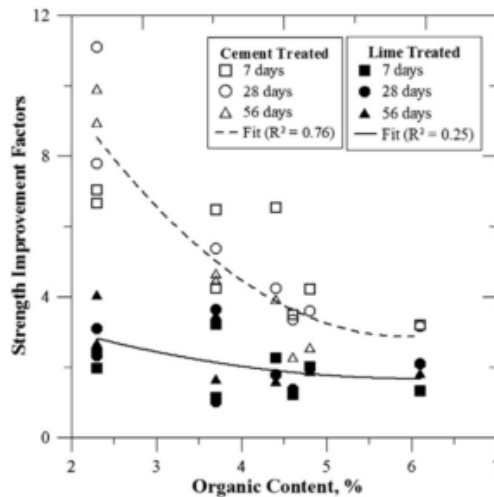


Figure I-28 Influence de la teneur en matière organique sur la résistance (Saride et al. 2013).

Les résultats de cette étude montrent une diminution de la résistance en fonction de la teneur en matière organique du sol, qui est attribuée à la diminution du PH pendant la cure et à la formation de calcium inorganique d'acide humique qui tend à libérer le calcium (Saride et al. 2013).

I.5.4 Méthode de confection des échantillons en laboratoire

En raison des incertitudes liées à l'hétérogénéité du sol et à la qualité du malaxage *in situ*, la phase de conception implique souvent la confection en laboratoire de bétons de sol afin notamment de déterminer la quantité en liant nécessaire. Les tests de laboratoire sur les bétons de sol sont de plus en plus utilisés dans le cadre du contrôle d'assurance et de qualité (Cali & Filz, 2015).

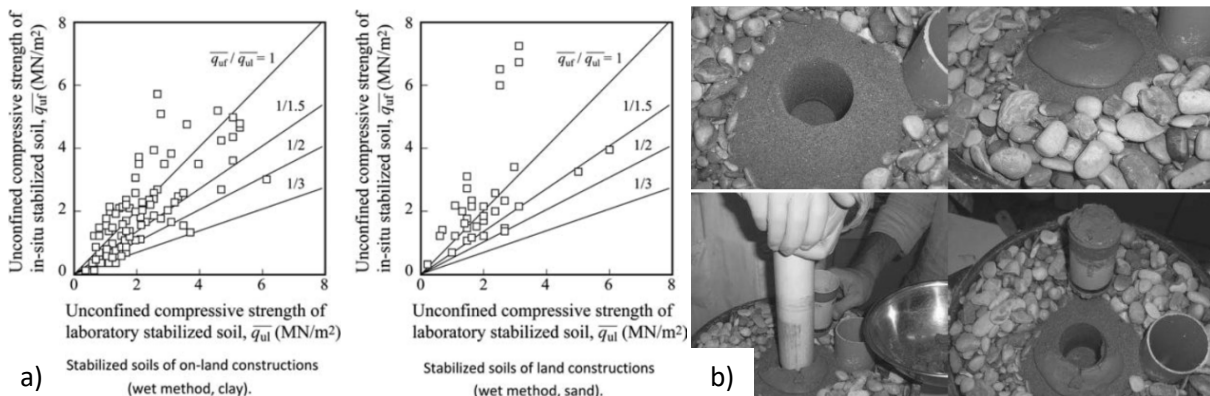


Figure I-29 a) Valeurs caractéristiques du rapport q_{ul}/q_{uf} , selon le PWRC (Kitazume et al. 2013), et b) reproduction des conditions de conservation réelles en laboratoire (Bellato et al. 2013).

La Figure I-29 montre cependant que le rapport entre la résistance obtenue sur des sols mélangés en place et celle mesurée sur des échantillons préparés en laboratoire (q_{ul}/q_{uf}) est de l'ordre de 0,2 à 0,5 (limite inférieure). Selon Bellato et al. (2013) le résultat inverse peut également être rencontré dans le cas de sols lâches, à cause du drainage de l'eau par le sol environnant (Bellato et al. 2013). Sous l'effet d'une contrainte effective de consolidation (pressions dans le sol) ou d'un phénomène de ressuage, une partie de l'eau des bétons de sol à l'état frais migre vers le sol de fondation (sable) et en diminuant le rapport E/C améliore les résistances mécaniques. De manière générale, les résultats issus de bétons de sol élaborés en laboratoire doivent donc être utilisés avec prudence, même si le

rapport q_{ul}/q_{uf} est souvent plus élevé pour les sols granulaires que pour les sols cohésifs d'après la norme française sur les fondations spéciales (NF EN 14679, 2005).

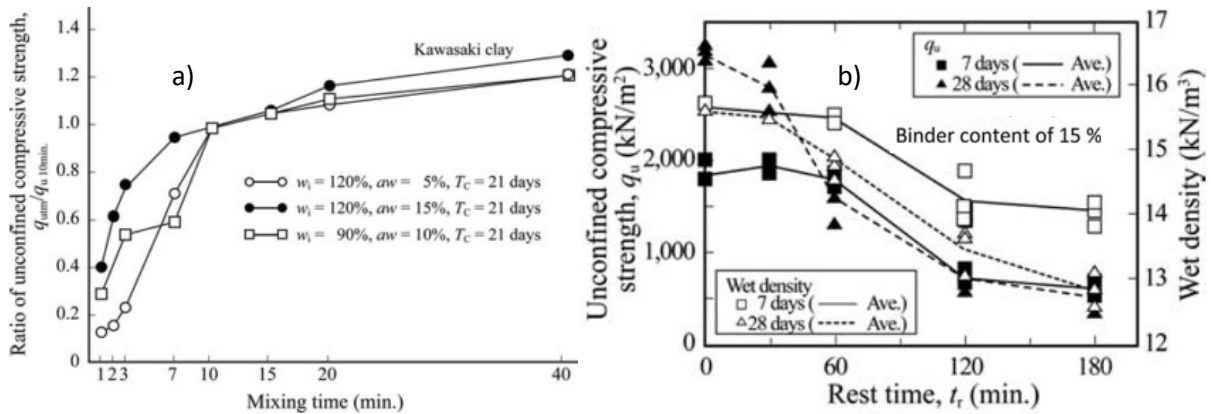


Figure I-30 Influence du temps de malaxage a) et de repos avant le remplissage des moules b) sur la résistance en compression des bétons de sol (Kitazume et al. 2013).

Les mélanges sol-ciment effectués en laboratoire utilisent généralement un malaxeur à mortier muni d'une pale de malaxage classique, d'un outil de mélange en forme de crochet, ou d'un fouet. Il a été démontré dans la littérature qu'au-delà de 10 minutes de malaxage le temps n'a plus vraiment d'effet sur la résistance en compression (Figure I-30.a). Il est par ailleurs recommandé de remplir les moules dans une période de temps suivant le malaxage inférieure à 40 minutes, sous peine d'influencer la valeur de la résistance en compression (Figure I-30.b).

Kitazume (2012) étudie l'influence des techniques de moulage sur les propriétés physiques et mécaniques de mélanges d'argile kaolin, de ciment Portland et d'eau (Kitazume 2012). Au total, quatre techniques différentes sont testées : le tapping, le rodding, et le compactage dynamique ou statique. Les résultats montrent que les techniques de moulage affectent considérablement la masse volumique et la résistance mécanique des mélanges sol-ciment. Pour les sols cohésifs, la méthode de remplissage des moules par tapping apparaît comme la plus efficace, car à la différence des autres techniques de remplissage, elle permet d'éviter la formation de bulles d'air et de cavités.

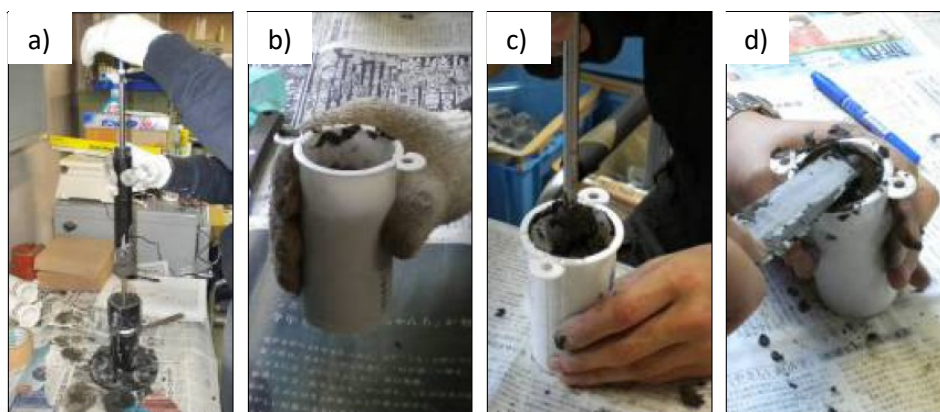


Figure I-31 Différentes techniques de moulage : a) compaction dynamique, b) Tapping, c) Rodding et d) aucune compaction (Grisolia 2012).

Plus généralement, selon Grisolia (2012) la méthode de remplissage des moules dépend de la consistance du mélange (Grisolia 2012). Marzano et al. (2012) montrent notamment que pour les

mélanges suffisamment fluides, l'influence de la technique de remplissage des moules sur les propriétés des bétons de sol durcis est négligeable (Marzano et al. 2012).

Afin de contrôler les propriétés du matériau fabriqué *in situ*, les bétons de sol sont soit carottés à l'état durci (Figure I-32.a) soit prélevés à l'état frais à l'aide d'un tube échantillonneur (Figure I-32.b). La méthode par carottage est de toute évidence plus représentative des conditions réelles de malaxage et de maturation. En revanche, un prélèvement à l'état frais offre un plus large choix quant à la forme et la taille des échantillons. En présence d'inclusions de sol, il est important de s'assurer de la représentativité de l'échantillon, car une inclusion à l'échelle d'une colonne n'est pas réaliste à l'échelle d'un échantillon de carottage. Un échantillonnage par carottage est par ailleurs souvent à l'origine de microfissures au sein des échantillons, ce qui évidemment a tendance à affecter leur représentativité (Cali et Filz 2015). Ce type de désordre peut être limité en procédant avec précaution et en utilisant les méthodes donnant les meilleurs résultats (triple-tube).

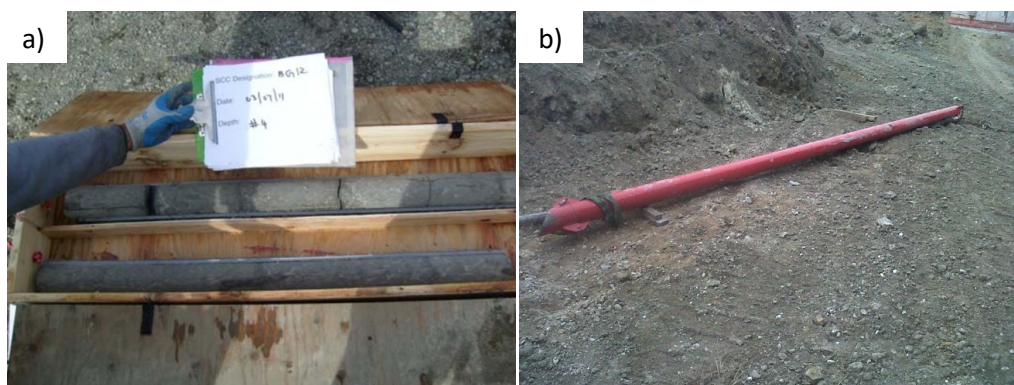


Figure I-32 Méthodes d'échantillonnage : a) par carottage (Pooranampillai et al. 2011), ou b) grâce à un outil de prélèvement du béton frais (Guimond-Barrett, 2013).

Le manuel FHWA fait seulement référence à la fréquence de prélèvement des échantillons et ne préconise pas de position particulière pour le carottage, ce qui serait pourtant l'assurance d'un prélèvement aléatoire et donc plus représentatif. Il manque souvent une dimension probabiliste en Deep Soil Mixing, qui pourrait s'avérer utile afin de mieux cibler les prélèvements à effectuer et en tirer un maximum d'informations (Cali et Filz 2015).

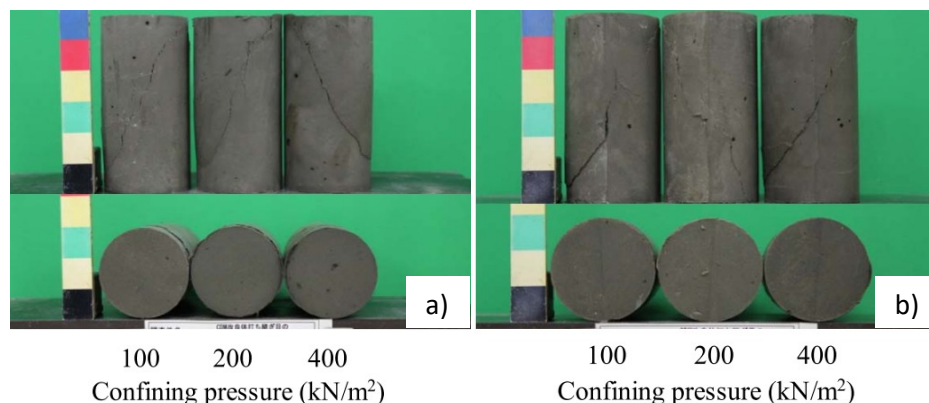


Figure I-33 Mode de rupture après 28 jours de cure : a) sans et b) avec joint de coulage (Ueno et al. 2015).

Dans le cas des massifs et parois formés par Cement Deep Mixing (CDM), le recouvrement entre les colonnes est obligatoirement effectué dans les 24 à 48 heures suivant la réalisation des colonnes précédentes. Kazuhiko Ueno étudie l'intégrité de cette zone de "reprise de bétonnage".

Des essais triaxiaux sont réalisés sur des éprouvettes sol-ciment fabriquées en laboratoire de façon à reproduire ce cas d'étude (**Figure I-33**). La campagne expérimentale s'intéresse à une argile de la baie de Tokyo, le dosage en ciment est de 180 kg par m³ de sol et le rapport E/C du coulis de 0,6. Des éprouvettes de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur sont confectionnées et une fois durcies coupées dans le sens de la longueur. Chaque morceau d'éprouvette est alors placé à nouveau dans un moule et la partie vide remplie de béton de sol. Des essais de compression sont réalisés à différents niveaux de confinement, et cinq temps de maturation différents entre le premier et le deuxième coulage sont testés. Les résultats montrent une diminution approximative de 0 à 30 % de la résistance en présence d'un joint de coulage (**Ueno, 2015**), bien que ce dernier ne semble pas affecter le mode de rupture (**Figure I-33**).

I.5.5 Les inclusions de sol

Les différentes méthodes de Deep Soil Mixing utilisent directement du sol en place comme matériau de construction. Ce matériau naturel est souvent à l'origine d'inclusions de sol au sein de la matrice sol-ciment. Ces inclusions affectent les propriétés mécaniques des bétons de sol et expliquent en grande partie les différences de résultats observés par rapport aux mélanges préparés en laboratoire. La quantité d'inclusion de sol dépend de la qualité du malaxage et de la nature du sol. Suite à un malaxage *in situ* du sol avec le liant par voie humide (CVR C-mix®, TSM, et CSM), Ganne et al. (2012) ont mesuré au maximum 3,5 % d'inclusions dans les sables, entre 3 et 10 % pour les limons et jusqu'à 35 % voir plus pour les sols argileux (**Ganne et al. 2012**). La présence de morceaux non ou mal mélangés avec le ciment est donc clairement plus importante dans le cas des sols cohésifs.

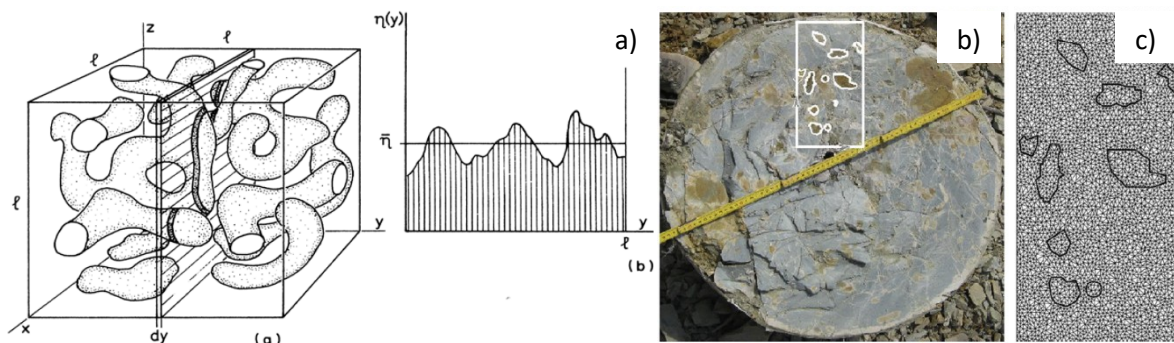


Figure I-34 Principe de Delesse d'après Weibel a), colonne de béton de sol b), maillage par élément finis c) (**Van Lysebetten et al. 2014**).

Généralement, l'estimation de la quantité d'inclusion de sol passe par des analyses d'image ou des relevés manuels directement effectués sur des blocs ou des carottes de béton de sol extraits du site de construction (**Denies et Huybrechts 2012b**). Les deux méthodes sont basées sur le principe de Delesse qui considère que les mesures de longueur ou de surface peuvent être ramenées à un volume d'inclusions suffisamment représentatif (**Figure I-34.a**). Une fois ces données récoltées, l'influence de la quantité, de la taille, de la forme, du nombre et de la position relative des inclusions, voire d'autres paramètres encore, sont cependant plus faciles à étudier numériquement. L'utilisation de modèles numériques (**Figure I-34.c**), permet notamment de multiplier les configurations à

moindre coût et de façon plus rapide qu'une approche expérimentale l'aurait permis (Vervoort et al. 2012).

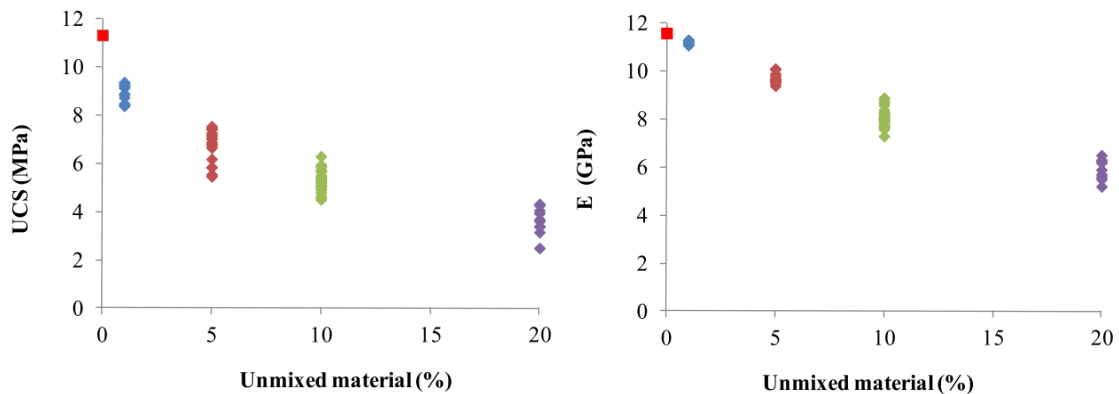


Figure I-35 Evolution des propriétés mécaniques en fonction du pourcentage d'inclusion du sol (Vervoort et al. 2012).

En collaboration avec des industriels, un centre de recherche Belge (BBRI) a étudié le comportement de blocs de béton de sol (environ 50×50×100 en cm) fabriqués par la méthode de CSM et comportant des inclusions de sol. La caractérisation du matériau consistait tout d'abord à réaliser des essais mécaniques sur le matériau prélevé *in situ*. Ces résultats ont ensuite servi de données d'entrée pour la réalisation d'une étude numérique. Il est intéressant de souligner que les propriétés des inclusions ($E = 0,165$ GPa et $\nu = 0,4$) et de la partie bien mélangée du matériau sol-mix ($E = 11,6$ GPa et $\nu = 0,3$) choisies dans cette étude sont vraiment différentes. Les résultats numériques montrent une chute importante des propriétés mécanique en fonction de la teneur en inclusion de sol (Figure I-35.a et b). Cette diminution impacte davantage la résistance en compression du matériau que sa rigidité (Guimond-Barrett, 2013). Dans la continuité de ces travaux, d'autres études numériques ont montré qu'il était préférable d'avoir des inclusions arrondies plutôt que des inclusions à angle vif, qu'à un même pourcentage d'inclusion de nombreuses inclusions sont préférables à une ou plusieurs grosses inclusions, et enfin qu'un positionnement en diagonale ou une concentration d'inclusions au même endroit était moins favorable qu'un alignement vertical ou une répartition équitable des inclusions dans le matériau (Van Lysebetten et al. 2014).

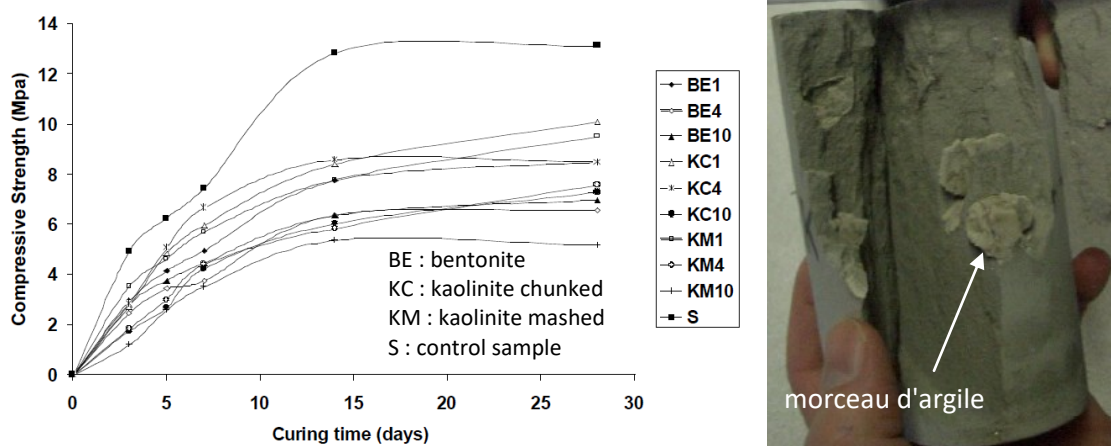


Figure I-36 Evolution de la résistance en compression en fonction du temps selon la quantité d'argile présente dans le mélange et la taille des inclusions (Laefer et al. 2009).

En jet-grouting, l'argile peut être introduite pendant le forage (bentonite) ou rencontrée directement dans le sol. La bentonite qui est introduite à l'état fluide ou sous forme de poudre lors du forage est généralement mieux dispersée dans le matériau que l'argile du sol qui peut former des grumeaux (Laefer et al. 2009). Laefer et al. (2009) étudient donc l'influence de ces différents scénarios en réalisant 150 échantillons sable-ciment ($E/C = 1$) contenant 1, 4 et 10 % d'inclusions sous différentes formes (poudre ou morceau). Les résultats de la **Figure I-36** montrent que l'ajout argile même en faible quantité (1 %) réduit significativement la résistance en compression (diminution de 23 à 35 %). Les inclusions provoquent une concentration de contrainte et conditionnent la formation des plans de ruptures, mais cela n'influence pas la valeur de la résistance en compression qui est moins importante lorsque la kaolinite est introduite sous forme de poudre.

I.5.6 Conditions de cure

De nombreux facteurs en relation avec les conditions de cures affectent les caractéristiques mécaniques des bétons de sol à savoir la température, le temps de cure, l'humidité, et l'état de confinement. Les cas spécifiques des cycles humidification/séchage et de gel/dégel seront plutôt intégrés dans le chapitre de durabilité, bien qu'ils puissent être aussi considérés dans cette partie.

Les conditions de cure (température, drainage, pressions...) varient inévitablement entre les conditions de laboratoire et les conditions *in situ* (Pagán-Ortiz, 2013). Les méthodes les plus courantes de conservation en laboratoire sont présentées sur la **Figure I-37**. Selon la norme NF EN 12390-2 les éprouvettes doivent être conservées à 20 ± 2 °C, soit directement dans l'eau soit dans une salle dont l'humidité relative est supérieure à 95 % (AFNOR, 2012).

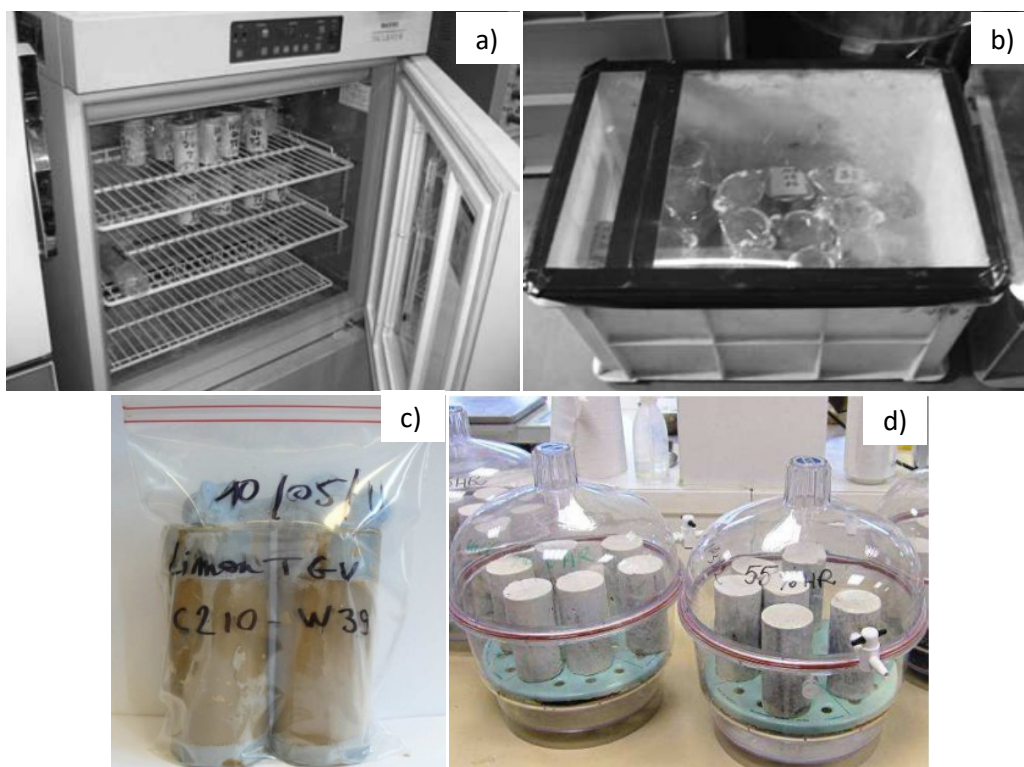


Figure I-37 Méthodes de conservation en laboratoire : a) enceinte à température et humidité relative contrôlée, b) bac pour la conservation dans l'eau (Kitazume et Terashi 2013), c) conservation endogène, et d) solution saline (Szymkiewicz, 2011).

En laboratoire, la température est donc généralement maintenue constante et l'état d'hygrométrie suffisamment élevé afin d'assurer l'hydratation du ciment. La présence dans le sol d'éléments chimiques, ainsi que les variations de température ou de contraintes effectives peuvent affecter l'augmentation des résistances mécaniques (Åhnberg, 2006).

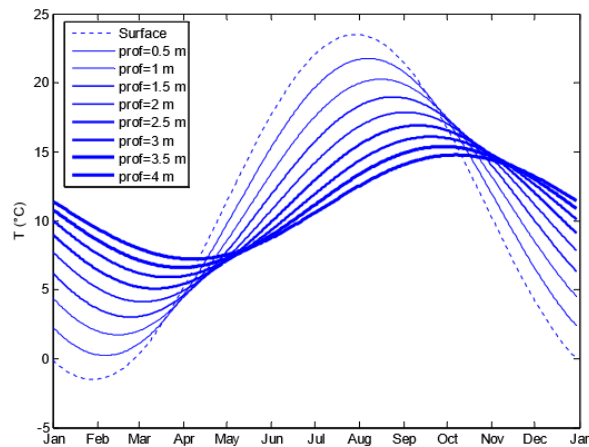


Figure I-38 Modélisation de l'évolution de la température en fonction des saisons et de la profondeur du sol (Amitrano, 2006).

In situ la température dans le sol n'est jamais mesurée, pourtant elle peut sensiblement varier en fonction des saisons et de la profondeur du sol (Figure I-38), et donc influencer la cinétique d'hydratation du ciment. L'amplitude annuelle de la température dans le sol diminue par ailleurs en fonction de la profondeur du sol (Figure I-38). Selon Ajorloo (2010) la température du sol est relativement faible et varie généralement entre 8 et 14 °C (Ajorloo, 2010). Ce paramètre est donc important à prendre en compte, sachant que de faibles températures de cure peuvent retarder le processus d'hydratation du ciment et donc le développement des résistances mécaniques.

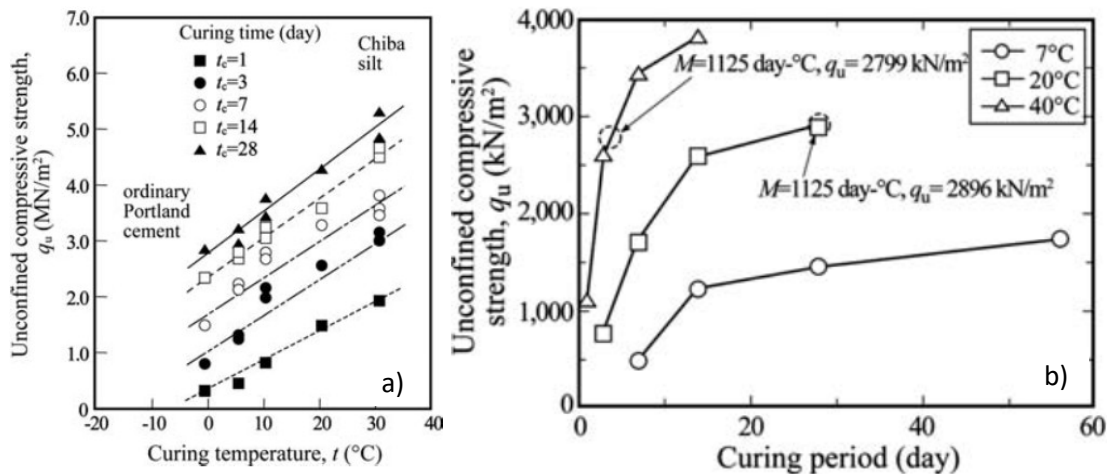


Figure I-39 Influence de la température de cure sur la résistance en compression de mélanges sol-ciment: a) Enami et al. (1985) et b) Kitazume et Nishimura (2009) (Kitazume et Terashi 2013).

Saitoh (1980) est un des premiers à avoir étudié l'influence de la température sur la résistance mécanique d'argiles traitées. Ses travaux montrent qu'une augmentation de la température améliore les propriétés mécaniques des mélanges sol-ciment, et que l'effet de la température est particulièrement important à court terme avant de s'estomper à long terme. Enami et al. (1985) ont par la suite montré qu'à un temps de cure donné, la résistance de mélanges à base de limon Chiba et

de ciment Portland augmentait linéairement en fonction de la température (**Figure I-39.a**). Hashimoto et al. (2009) ont pu confirmer l'influence de la température *in situ* en étudiant les caractéristiques mécaniques de sols meubles traités au ciment par la méthode "trencher mixing". Sur un chantier situé à Hokkaido, de plus faibles résistances en compression ont en effet été obtenues pour la partie des éléments la plus proche de la surface (exposition au gel) et attribués aux conditions hivernales (**Hashimoto et al. 2009**). L'effet de la température ne pouvant être dissocié du temps de cure, le concept de maturité est souvent utilisé car il permet de combiner ces deux paramètres. La **Figure I-39.b** montre entre autre qu'un mélange argile-ciment conservé pendant 5 jours à une température de 40 °C atteint la même maturité (même résistance) seulement après 28 jours de conservation à 20 °C.

La résistance en compression sans confinement est généralement le principal essai sur lequel les études de dimensionnement sont basées. L'essai triaxial représente effectivement mieux les conditions de chargement *in situ*, mais surestime la ductilité et la résistance ultime du matériau, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité (**Cali et Filz 2015**). Sur la **Figure I-40.a** la capacité portante de mélanges kaolinite-ciment est par exemple améliorée en appliquant une surcharge pendant la cure, immédiatement après la réalisation du mélange. La **Figure I-40.b** illustre également pour un mélange sable-ciment, l'augmentation de résistance et de ductilité en fonction de la pression de confinement.

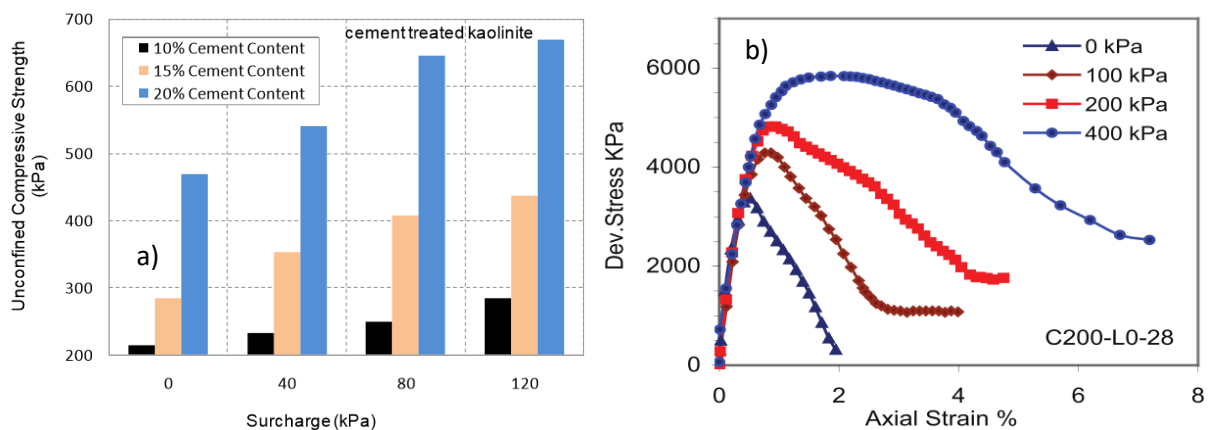


Figure I-40 Propriétés mécaniques de mélanges sol-ciment : a) influence d'une surcharge pendant la cure (**Fatahi et al. 2011**) et b) de la pression de confinement pendant l'essai (**Ajorloo, 2010**).

I.6 Approches prédictives

La prédiction des propriétés physico-mécaniques du matériau est principalement basée sur des travaux expérimentaux effectués sur des échantillons de béton de sol, mais elle dépend aussi du traitement des données (choix des paramètres, outils mathématiques...). En raison des incertitudes liées à l'hétérogénéité des sols, aux conditions environnementales et au malaxage sur chantier, il est cependant encore difficile de prédire les propriétés du matériau à partir d'une expression générale.

I.6.1 Propriétés de transferts

En pratique, il est intéressant de connaître le lien entre les différentes propriétés physiques du matériau afin de pouvoir passer d'un paramètre à un autre. Pour un matériau DSM la conductivité hydraulique varie entre 10^{-8} et 10^{-12} m/s quel que soit le type de sol (**Denies et Huybrechts 2012c**). Deng (2015) a étudié la conductivité hydraulique de mélanges argile-ciment et montré que l'on pouvait réduire d'environ 10 à 100 fois la valeur de k en rajoutant dans le mélange 3 à 5 % de

métakaolinite. L'auteur attribue cette diminution à une porosité totale plus faible et à un étranglement des pores plus important en présence de métakaolin (Deng et al. 2015), qui *a priori* résulte de l'effet filler et pouzzolanique de cette argile une fois calcinée (Kolovos et al. 2013).

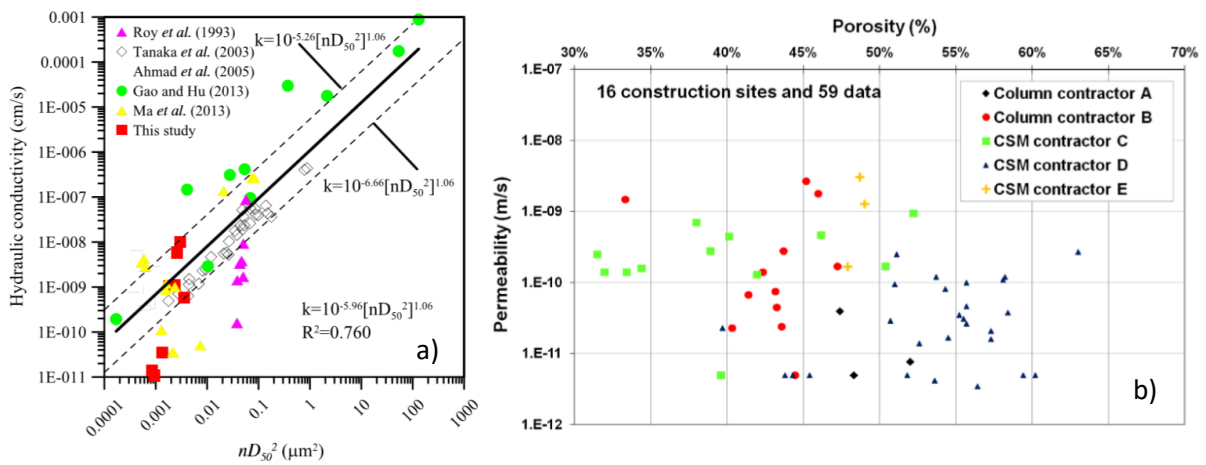


Figure I-41 a) Relation entre k et nD_{50}^2 (Deng et al., 2015) et b) entre la perméabilité et la porosité (Denies et Huybrechts 2012c).

Il semble également y avoir un lien important entre les propriétés de transferts et la variable composée nD_{50}^2 (Figure I-41a), où n est la porosité et D_{50} le diamètre médian d'entrée des pores lorsque 50 % du volume des pores est rempli (Deng et al., 2015). Il est cependant difficile selon Denies (2012c) de corrélérer directement la conductivité hydraulique avec la porosité (Figure I-41.b).

I.6.2 Résistance en compression

Il est intéressant de noter que sur un chantier de Deep Soil Mixing, une distribution normale logarithmique est plus appropriée qu'une simple loi normale pour représenter statistiquement la répartition des valeurs de résistances en compression (Figure I-42). Une loi normale est *a priori* trop pessimiste voire absurde, puisqu'elle peut amener à des valeurs négatives lorsque l'on calcule le fractile à 5 % des résistances en compression selon l'Eurocode (Guimond-Barrett, 2013). En pratique, un niveau de confiance de 80 à 90 % est recherché, ce qui correspond à des coefficients de sécurité souvent élevés et de l'ordre de 2,5 ou 3 (Topolnicki 2015).

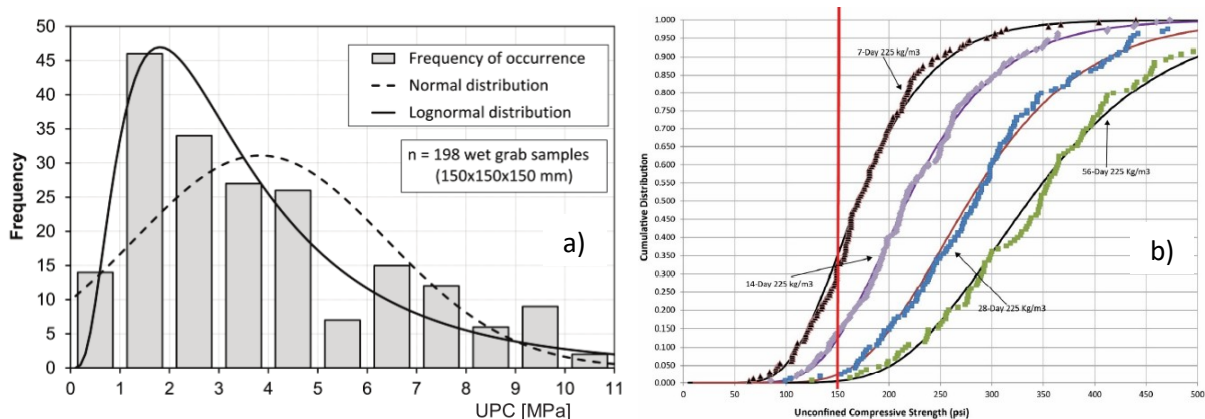


Figure I-42 Etude statistique sur la valeur de la résistance en compression pour des chantiers de Deep Soil Mixing : selon a) Topolnicki (2015) et b) Arora et Road (2015).

Une approche statistique est par ailleurs généralement conseillée, l'objectif étant de garantir qu'un pourcentage minimal d'échantillons dépasse une certaine valeur de conception, plutôt que simplement désigner une valeur minimale de résistance en compression (Arora et Road 2015).

Les remarques précédentes soulignent la complexité de l'enjeu primordial qui consiste à prédire les propriétés mécaniques du matériau. Certains auteurs proposent néanmoins des relations qui ne sont pas encore généralisables pour tous les types de sol, mais qui constituent une solide base de départ et permettent une meilleure compréhension du matériau. Correia (2013) propose par exemple un modèle permettant de prédire la résistance en compression de bétons de sol (Correia, 2013), afin d'alléger le nombre d'essais préliminaires nécessaires à l'optimisation de la quantité d'eau et de liant. Initialement développée pour des mélanges entre un sol meuble de "Baixo Mondego" et un ciment composé, la méthode a ensuite été généralisée pour de nombreux autres sols meubles à partir de la littérature (Figure I-43.b). Le modèle de prédiction proposé permet de déterminer la résistance en compression à 28 jours quelle que soit la teneur en ciment (a_w) définie comme le rapport entre la masse de ciment et celle du sol sec, et l'indice de liquidité (IL) qui correspond à la teneur en eau du mélange moins sa limite de plasticité le tout divisé par son indice de plasticité. Les essais expérimentaux peuvent finalement être ramenés à la seule détermination de la résistance à 28 jours d'un mélange avec 18 % de ciment et un indice de liquidité de 1 ($q_{IL=1(a_w=18\%)}$), en utilisant l'équation 4 extraite de la Figure I-43.b.

$$q_u [\text{MPa}] = \frac{(-2,26 + 1,12 \ln(a_w)) \times q_{IL=1(a_w=18\%)}}{IL} \quad (4)$$

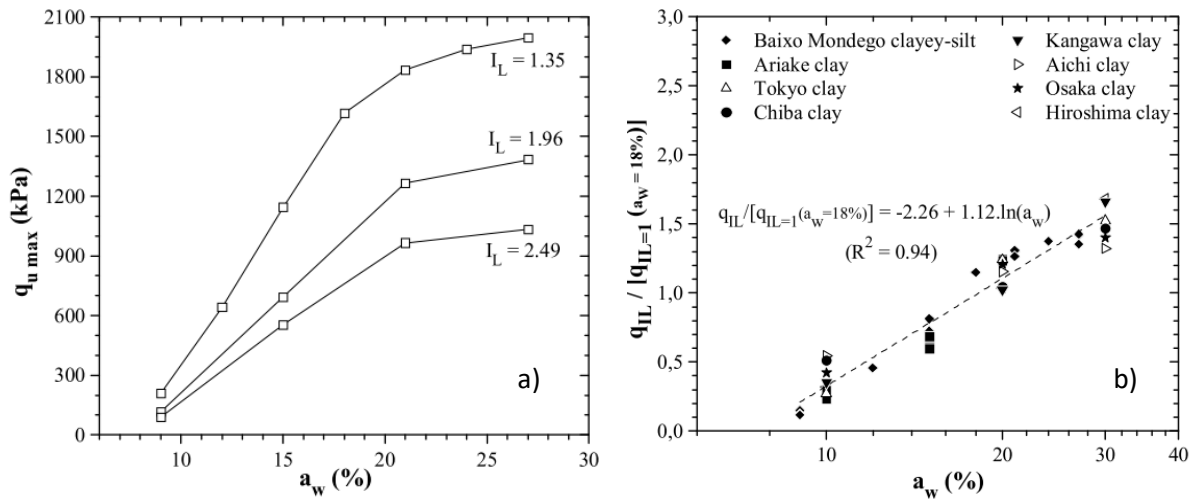


Figure I-43 Résistance en compression d'un sol meuble "Baixo Mondego" traité au ciment a) et modèle prédictif à partir de IL et q_u pour une teneur en ciment de 18 % b) (Correia, 2013).

Dans ses travaux de thèse, Szymkiewicz (2011) exprime la résistance en compression en fonction de la teneur en ciment par mètre cube de sol sec, à partir d'une loi puissance (équation 5), qui est selon Consoli et al. (2010) la plus adaptée (Consoli et al. 2010).

$$f_c [\text{MPa}] = a \times C^b \quad (5)$$

Les paramètres a et b sont déterminés pour différents mélanges de sables ou de limons avec du ciment, et exprimés l'un en fonction de l'autre grâce à la relation linéaire existant entre ces deux paramètres (Figure I-44.a). Il est alors possible d'exprimer la valeur de la résistance en compression seulement à partir de la teneur en ciment (C en %) et du coefficient b .

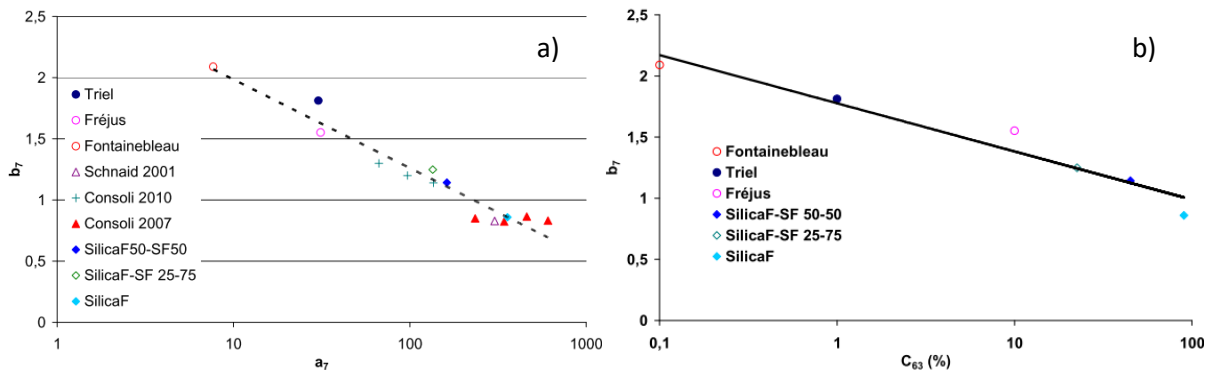


Figure I-44 Relation entre a et b à 7 jours a) et entre b_7 et C_{63} b) (Szymkiewicz, 2011).

Afin d'introduire un paramètre plus physique dans l'équation, sur la Figure I-44.b, le coefficient b est ensuite exprimé en fonction du pourcentage de fines dans le sol (C_{63}) qui correspond à la quantité de passant du sol à $63 \mu\text{m}$ (AFNOR, 2003). Szymkiewicz (2013) aboutit finalement à l'équation 6 permettant d'estimer la résistance en compression simple à 28 jours, sachant que l'augmentation de la résistance est logarithmique en fonction du temps et dépend du rapport w_f/w_i qui correspond à la teneur en eau finale du mélange (après la prise) divisée par la teneur en eau initiale du mélange (eau de gâchage) :

$$q_{u28} = \frac{w_f}{w_i} \times 64,032 \times C^{1,777-0,171\ln C_{63}} \times C_{63}^{0,544} \quad (6)$$

I.6.3 Module d'élasticité

Les bétons de sols se différencient des bétons ordinaires par leur plus forte déformabilité. Ils sont généralement 5 à 8 fois moins rigides et capables de se déformer 4 à 5 fois plus avant la rupture qu'un béton ordinaire (Kolovos et al. 2013). Ces caractéristiques sont déterminantes lors de la répartition des charges entre le béton de sol fabriqué et le sol environnant (Guimond-Barrett, 2013), d'où l'importance de la connaissance du module d'élasticité.

Ganne (2012) et Guimond-Barrett (2013) ont déterminé les valeurs de résistance en compression et de module statique tangent (entre $0,1f_c$ et $0,3f_c$) par mesure locale à partir d'extensomètres. Ces caractéristiques mécaniques du matériau sont exprimées l'une en fonction de l'autre afin de prévoir la déformabilité des ouvrages en bétons de sol. Généralement, la relation f_c - E présente une certaine dispersion et permet au mieux d'obtenir un fuseau (Szymkiewicz et al. 2010). D'autres travaux de recherche montrent qu'il est important de prendre en considération le type de sol (Figure I-45.a), puisque le rapport E_{50}/f_c est de l'ordre de 2055 dans le cas des sables mais de seulement 720 pour les limons. Le même ordre de grandeur est obtenu ($620 < E_{50}/f_c < 1460$) pour des carottes de béton de sol prélevées sur 17 sites de construction différents (Figure I-45.b). Ces travaux réalisés en Belgique confirment cependant que la prédiction du module d'Young (E) est imprécise lorsque l'on ne prend pas en compte les caractéristiques du sol, les conditions d'exécution, et le temps de cure. De plus, selon l'envergure du projet, la connaissance de E n'est pas toujours suffisante et certains auteurs recommandent de compléter la connaissance de la rigidité du matériau par l'étude de l'inertie des réseaux d'inclusion (Jeanty et al. 2013). La prédiction de la valeur du module d'élasticité est cependant de plus en plus aboutie grâce aux nombreuses avancées en matière d'extraction de données basées sur des régressions multiples, des réseaux de neurones artificiels, des machines à support vectoriel ou des réseaux fonctionnels (Tinoco et al. 2014).

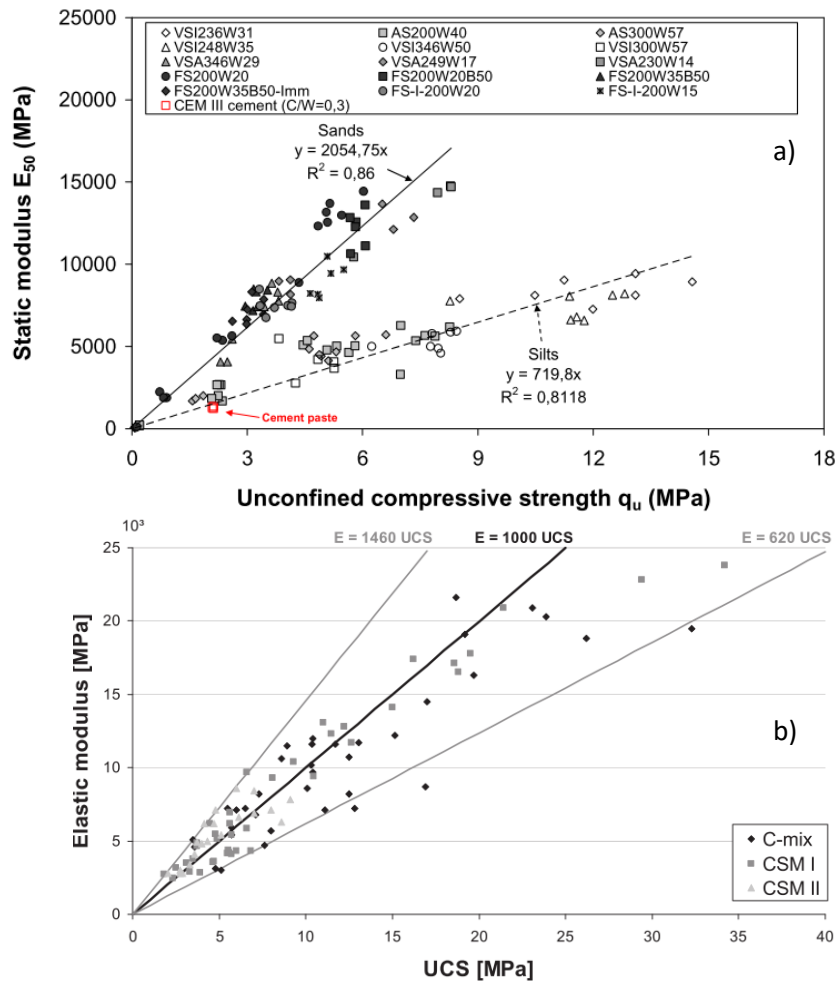


Figure I-45 Relation entre le module d'élasticité statique et la résistance en compression: a) selon le type de sol (Guimond-Barrett, 2013) et b) sans distinction du type de sol (Ganne et al., 2012).

I.7 Durabilité des bétons de sol

L'utilisation des bétons de sol pour la construction d'ouvrages structurels pose la question essentielle de la durabilité. Il n'existe pourtant pas encore de prescriptions (résistances mécaniques, porosité, perméabilité, fissuration, enrobage) adaptées au caractère spécifique des matériaux fabriqués par Deep Soil Mixing. Cette partie rassemble néanmoins différents travaux de recherche qui s'intéressent à la dégradation du matériau, ainsi que les rares propositions en terme de classe de durabilité.

I.7.1 Comportement à long terme

Pendant leur phase d'exploitation, les bétons de sol sont exposés à deux phénomènes ayant un effet opposé sur la durabilité à savoir l'augmentation à long terme de la résistance en fonction du temps (Figure I-46) et la dégradation progressive du matériau à partir de sa périphérie (diffusion du Ca^{2+} , carbonatation, cycles de gel/dégel, et cycles humidification/séchage...). Les contaminants du sol (chlorures, sulfates, hydrocarbures, métaux lourds) peuvent également sensiblement affecter le développement des caractéristiques des bétons de sol, d'autant que l'effet néfaste de ces composés est souvent amplifié par leur intégration dans la matrice sol-ciment suite à l'opération de malaxage.

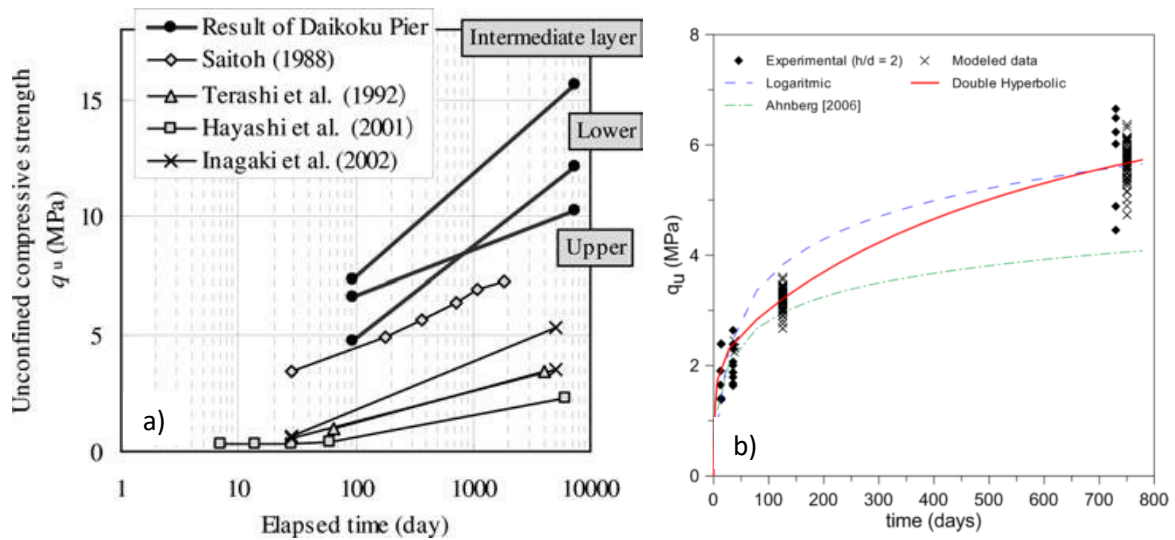


Figure I-46 Evolution à long terme de la résistance en compression: a) (Ikegami et al. 2002) et b) (Bellato et al. 2012).

Phénomène	Résultats/Conséquence
Diffusion du Ca^{2+}	Perte de résistance en périphérie
Cycles humidification/séchage et gel/dégel	Retrait à l'origine de fissures du coté exposé de l'ouvrage
Processus de carbonatation	Diminution du PH et augmentation du risque de corrosion

Figure I-47 Facteurs gouvernants la durabilité des bétons de sol (Denies et al. 2015).

Les facteurs de vieillissement les plus souvent rencontrés pour les ouvrages réalisés par Deep Soil Mixing sont synthétisés dans la Figure I-47.

I.7.2 Lixiviation

La dégradation des bétons de sol issue d'un phénomène de lixiviation correspond à une dissolution des hydrates de la pâte de ciment par une attaque chimique de l'eau. Nishida et al. (2003) ont démontré l'existence de ce phénomène en mesurant un gradient de concentration en calcium dans l'eau à proximité d'une colonne de sol traité au ciment (Hayashi et al. 2003).

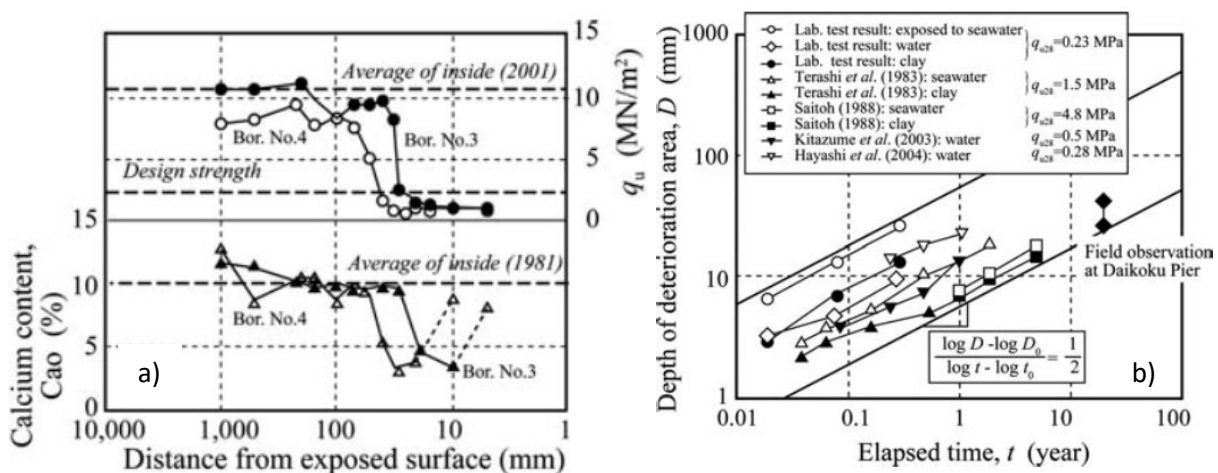


Figure I-48 Phénomène de lixiviation du calcium: a) concentration en Ca^{2+} selon la profondeur et b) estimation de la profondeur de détérioration en fonction du temps, d'après Ikegami (2002) et (2005) cité par (Kitazume et Terashi 2013).

Ces travaux de recherche suggèrent que la diffusion des ions Ca^{2+} pourrait être à l'origine d'une détérioration à long terme du matériau. Ce type de dégradation est néanmoins particulièrement lente, puisqu'elle est considérée comme proportionnelle à la racine carré du temps (Kitazume et Terashi 2013). Des essais réalisés 20 ans après l'exécution de colonnes en béton de sol ont notamment montré une profondeur de dégradation du matériau de l'ordre de 30 à 50 mm (Ikegami et al., 2002). La corrélation entre la chute de résistance et la teneur en calcium (masse de CaO du sol traité sec en %) suivant la profondeur de la colonne est mise en évidence sur la Figure I-48.a. La méthode de détermination n'est pas précisée par l'auteur, cependant le plus souvent la spectrométrie de fluorescence des rayons X est utilisée (Babaahmadi et al. 2015).

I.7.3 Carbonatation

La carbonatation résulte de la diffusion du dioxyde de carbone (0,04 % dans l'air ambiant) à travers la structure poreuse, qui une fois dissout dans l'eau réagit avec la matrice cimentaire pour former des carbonates de calcium CaCO_3 . L'accessibilité aux éléments susceptibles de se carbonater dépend de la porosité, de l'état hydrique et de la perméabilité à l'eau (Thiery, 2005). Pour les bétons à base de CEM III/C la cinétique de carbonatation est généralement plus importante car ce sont principalement les CSH qui se carbonatent en raison de la faible quantité de Portlandite (Younsi, 2012). Une des principales conséquences de la carbonatation est la chute du pH qui entraîne en deçà de 9 la dépassement des aciers et donc leur corrosion. Ce paramètre est important pour certains ouvrages de Deep Soil Mixing qui proposent d'insérer dans le béton frais des profilés métalliques afin de reprendre les efforts de cisaillement et les moments fléchissants (Denies et Huybrechts 2012d). De manière plus générale, la précipitation du carbonate de calcium induit des variations de volume qui par fissuration, font chuter la résistance et la perméabilité des bétons. La précipitation du CaCO_3 peut cependant avoir l'effet inverse en remplissant la structure poreuse et en agissant comme un agent de cimentation (Perera et al. 2005).

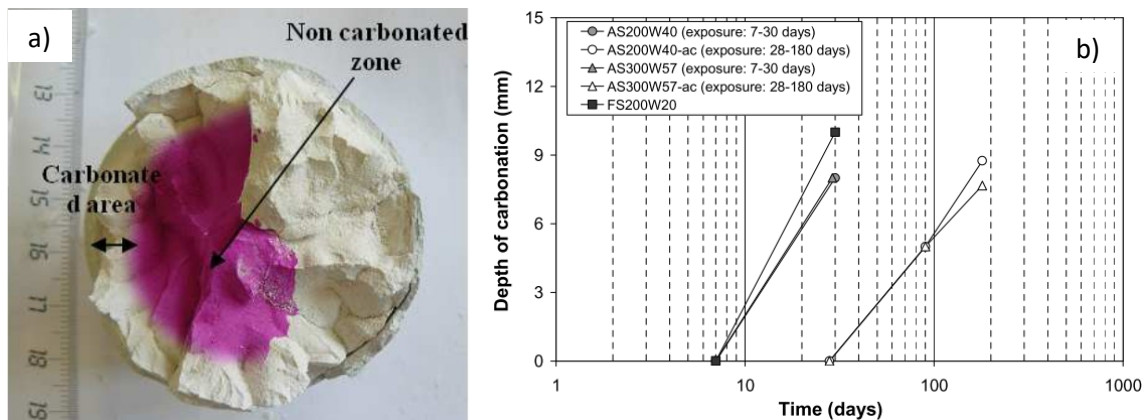


Figure I-49 Profondeur de carbonatation : a) illustration de la méthode de mesure, b) résultats exprimés en fonction du temps pour des mélanges sol-ciment (Guimond-Barrett, 2013).

La profondeur de carbonatation est mesurée en laboratoire sur des cassures fraîches d'éprouvette de béton de sol (Figure I-49.a). Un indicateur coloré (la phénophtaléine) est pulvérisé immédiatement après le fendage de l'éprouvette. La phénophtaléine est incolore pour un pH inférieur à 8,2 mais devient rose au-delà de 9,9 ce qui permet de déterminer visuellement à l'aide d'une règle, la profondeur de carbonatation. Une étude effectuée sur des bétons de sol constitués de CEM III/C montre que le processus de carbonatation naturelle (20 °C et 65 % HR) est grandement influencé par l'âge auquel le matériau est exposé au CO_2 (Figure I-49.b). En condition atmosphérique, la

carbonatation des mélanges limon-ciment et sable-ciment testés est un processus relativement lent (profondeur carbonatée de 1 cm après 180 jours) et la progression de la diffusion semble logarithmique en fonction du temps.

I.7.4 Cycles gel/dégel et humidification/séchage

Jamshidi et al. (2014) ont étudié l'influence des cycles de gel/dégel sur les propriétés mécaniques et hydraulique d'un mélange sol-ciment. Les échantillons testés sont constitués d'un sable limoneux et de ciment Portland (E/C = 2,7 ; teneur en ciment = 10 %).

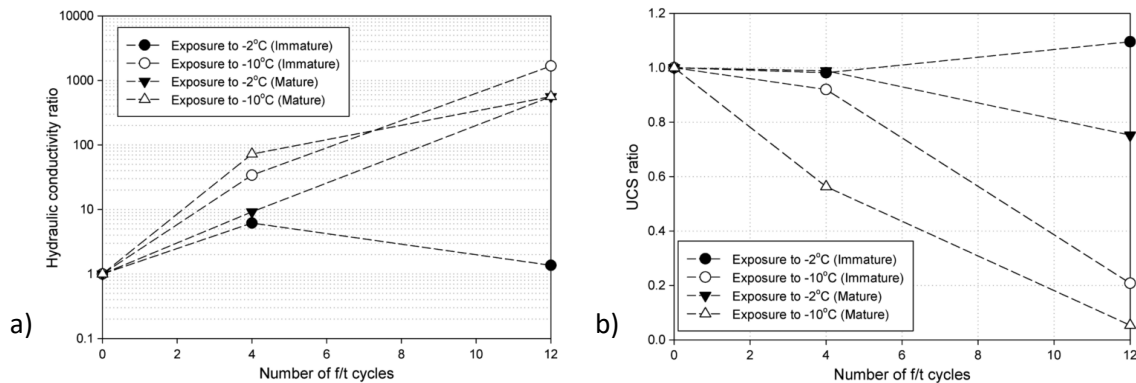


Figure I-50 Variation de la conductivité hydraulique a) et de la résistance mécanique b) en fonction du nombre de cycles de gel/dégel (Jamshidi et al. 2015).

Les résultats montrent une augmentation considérable de la conductivité hydraulique ($\times 1000$ au terme des cycles), qui se traduit également par une chute des résistances mécaniques après 4 et 12 cycles de gel/dégel (Figure I-50). L'auteur souligne par ailleurs le rôle important de l'état de maturation des bétons de sol avant l'exposition aux cycles et de la température choisie pendant la phase de gel. Il est intéressant de noter que l'utilisation de méthodes non destructives (fréquence de résonance) détecte une modification structurale dès le premier cycle de gel/dégel, ce qui montre tout l'intérêt de ce type de mesure pour suivre la dégradation au fil des cycles (Jamshidi et al. 2015).

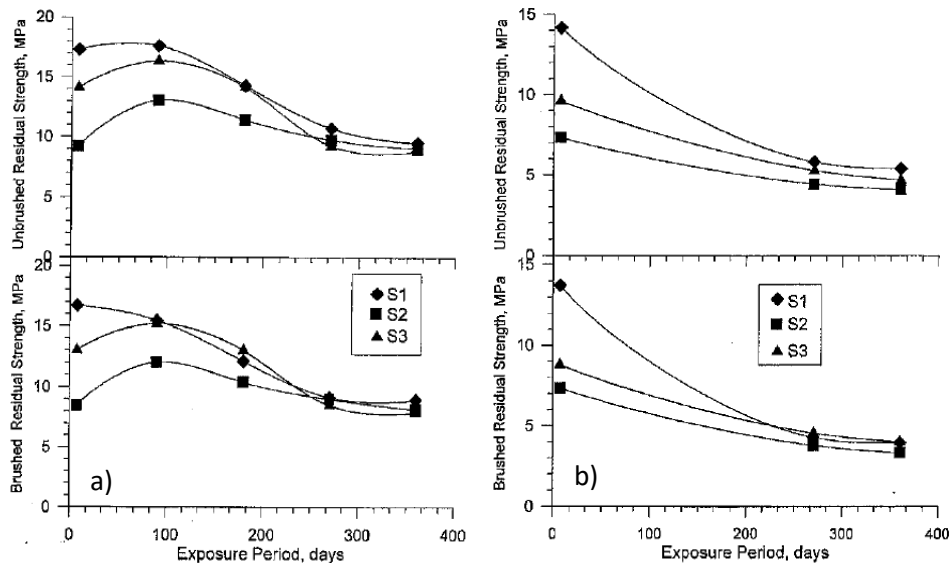


FIG. 4. Variations of Unbrushed (URS) and Brushed (BRS) Residual Strength with Exposure Period (Wet-Dry Test) FIG. 5. Variations of Unbrushed (URS) and Brushed (BRS) Residual Strength with Exposure Period (Freeze-Thaw Test)

Figure I-51 Variation de la résistance en fonction du nombre de cycles humidification/séchage a) et en fonction du nombre de cycles gel/dégel b) (Shihata et Baghdadi 2001).

Shihata et Baghdadi (2001) ont étudié la résistance et la durabilité de sables limoneux compactés et traités avec un ciment résistant aux sulfates (type V). Ces chercheurs ont choisi de suivre la norme ASTM D 559 en soumettant des éprouvettes de béton de sol soit à 12 cycles humidification/séchage, soit à 12 cycles de gel/dégel. Les cycles sont lancés après différents temps de maturation dans de l'eau salée et en complément des essais de caractérisation mécanique sont réalisés. Les résultats montrent que la résistance en compression continue d'augmenter jusqu'à 90 jours malgré l'exposition à l'eau salée. Au-delà de 90 jours, la résistance chute et converge à partir de 270 jours (**Figure I-51**). Bien que les valeurs à 28 et 180 jours soient manquantes, la même tendance est observée pour les cycles de gel/dégel.

La norme ASTM D 559-89 est *a priori* la seule recommandation en termes de durabilité pour les mélanges sol-ciment. Cette norme intitulée "Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures" propose de soumettre des échantillons de forme cylindrique ($\varnothing = 101,6\text{mm}$ et $ht = 116,4\text{mm}$) à 12 cycles humidification/séchage. Chaque cycle est composé d'une immersion dans l'eau de 5 heures suivie d'un séchage de 42 heures dans une étuve à 71°C . À la fin de chaque cycle certains échantillons sont soumis au passage d'une brosse métallique afin d'accentuer la dégradation (**Figure I-52**).



Figure I-52 Brossage selon la norme ASTM D559 (**Tayabji, 2016**).

La mesure de la perte de masse de l'échantillon donne ainsi une indication sur la durabilité du matériau, et en complément une comparaison est effectuée avec des échantillons soumis aux cycles H/S sans brossage. Cette norme est cependant comme son nom l'indique plutôt adaptée aux mélanges sol-ciment compactés à faible teneur en eau et le passage de la brosse métallique reste une méthode empirique (force appliquée non maîtrisée).

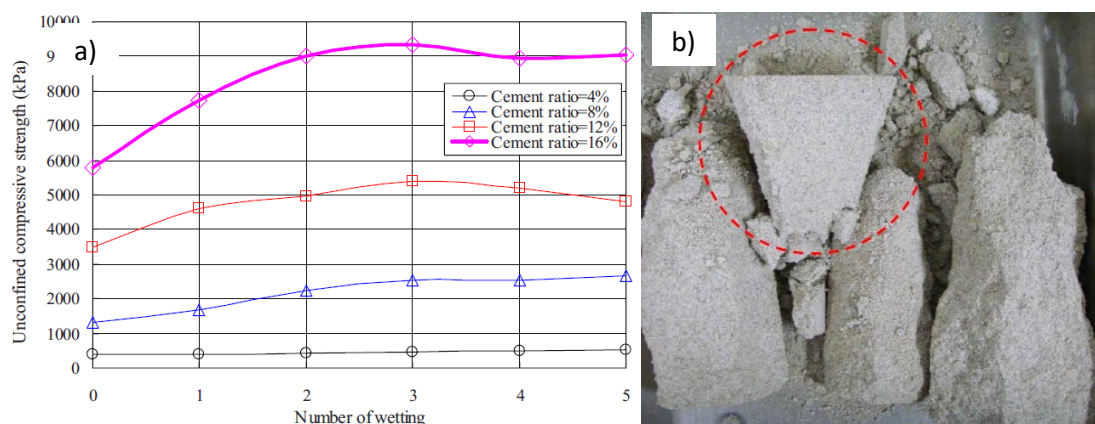


Figure I-53 Mélanges sable-ciment exposés à un nombre variable de période d'immersion sur une durée de 28 jours : a) propriétés mécaniques et b) éprouvette après rupture (**Park, 2010**).

Dans la littérature, l'influence des cycles H/S est généralement plutôt étudiée comme un type de cure. Une étude menée par Park et al. (2010) s'intéresse notamment à un sable faiblement cimenté (4, 8, 12 et 16 % de ciment) utilisé comme matériau dans la construction de barrages et de murs de soutènement en Corée. Ces ouvrages étant potentiellement exposés à des variations du niveau de la nappe, ou à des précipitations par intermittence, les échantillons sont soumis immédiatement après compactage à un nombre variable de période d'immersions (24 heures dans l'eau) et de cure à l'air sur une durée totale de 28 jours (**Figure I-53.a**). Les résultats montrent qu'à partir de 8 % de ciment, les cycles H/S ont un effet favorable sur la valeur du module d'élasticité et la résistance en compression. Pour les deux dosages en ciment les plus élevés, une légère chute de résistance est néanmoins observée au-delà de 3 cycles H/S. Cette chute est attribuée à la fois au lavage des produits cimentaires et à une quantité d'eau insuffisante pour satisfaire l'hydratation du ciment.

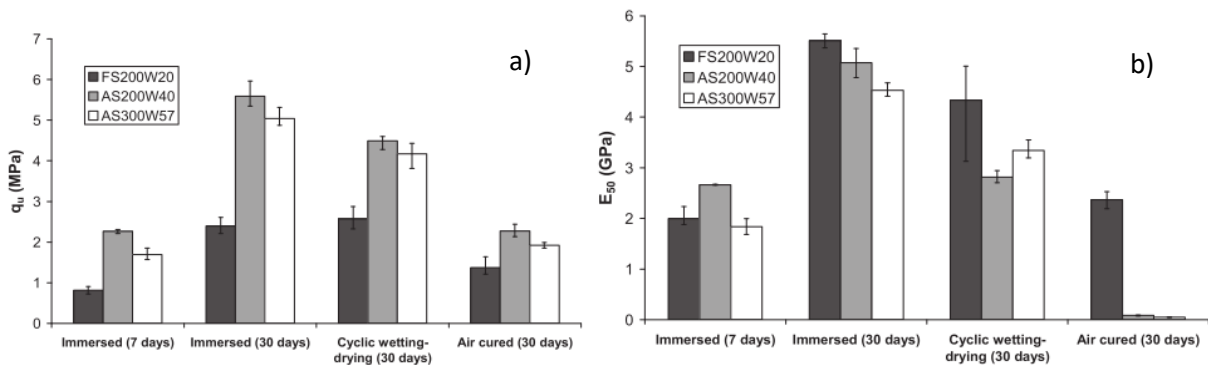


Figure I-54 Influence des conditions de cure sur la résistance a) et le module d'élasticité statique b) de mélanges sol-ciment (Guimond-Barrett, 2013).

Les murs de soutènement sont sans doute les ouvrages en béton de sol les plus exposés au séchage, notamment suite à la phase d'excavation. Une campagne expérimentale relativement récente s'est donc intéressée à l'influence d'une exposition à l'air du matériau sur ses propriétés mécaniques. L'étude porte sur des bétons de sol confectionnés en laboratoire à partir de sable de Fontainebleau, de limon artificiel (70 % de sable siliceux broyé et 30 % de kaolinite), et de CEM III/C. Les éprouvettes sont exposées aux cycles H/S et à l'air après 7 jours de conservation dans l'eau. Les résultats montrent que le séchage inhibe le développement des résistances mécaniques et fait considérablement chuter la valeur du module d'Young surtout pour les mélanges limon-ciment (**Figure I-55**). Les cycles H/S soulignent en revanche l'effet favorable de la phase d'immersion qui permet aux bétons de sol de poursuivre leur hydratation et qui se traduit par une augmentation des propriétés mécaniques.

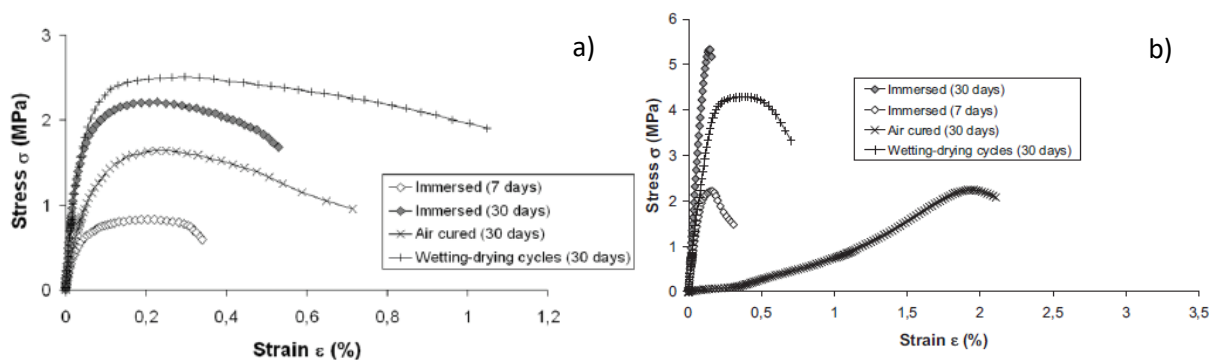


Figure I-55 Courbes contrainte-déformation en fonction du type de cure pour différents mélanges : a) sable-ciment et b) limon-ciment (Le Kouby et Guimond-Barret 2015).

Pendant les cycles H/S, la phase de séchage induit à l'inverse une microfissuration importante du matériau à l'origine de la chute des propriétés mécaniques et d'une augmentation de la ductilité du matériau (**Figure I-55**).

Dans le domaine des traitements de sol de surface, les industriels recherchent souvent des solutions permettant de garantir une certaine durabilité sans avoir à effectuer d'essais à long terme. Zhang et Tao (2008) ont essayé de corrélérer la durabilité de sols faiblement plastique mélangés avec du ciment avec des paramètres mécaniques ou physiques facilement accessibles. Les résultats montrent que les mesures diélectriques ou, la résistance à 7 jours permettent d'estimer la durabilité aux cycles humidification/séchage. Les tests de durabilité étant souvent long à réaliser les entreprises routières préfèrent se baser sur la résistance en compression à 7 jours (**Zhang et Tao 2008**). Lorsque des cycles H/S sont effectués, une perte de masse inférieure à 7 % est utilisée comme critère de durabilité dans le cas des mélanges argile maigre-ciment (**Figure I-56**).

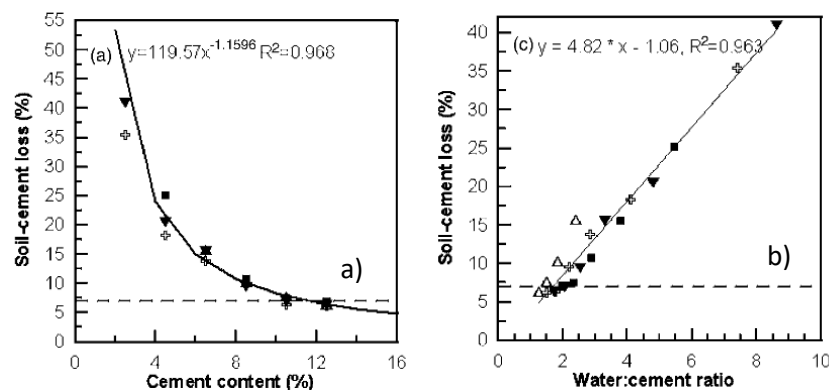


Figure I-56 Perte de masse après une exposition aux cycles humidification/séchage: a) selon le dosage en ciment et b) le rapport E/C (**Zhang et Tao 2008**).

En traitement de sol, les méthodes de dimensionnement qui permettent de choisir et fixer la teneur en liant sont limitées par les réactions relativement complexes se produisant entre l'argile et les différents types de liant. Certaines études proposent d'évaluer la durabilité de mélanges sol-chaux en exposant des échantillons à divers cycles H/S suivant la norme ASTM 559. Les résultats montrent que le risque de dégradation par fissuration augmente proportionnellement à l'indice de plasticité du sol (**Chittoori et Puppala 2012**).

Soil	PI, %	Dominating clay mineral	% M	Additive content, (% by weight)	# of cycles sample survived	Total volumetric change, %
Austin	34	M	53	6%	7	15
Bryan	31	K	37	8%	21	6
El Paso	16	I	23	8%	21	12
Fort Worth	29	M	60	6%	10	15
Keller	11	K	20	6%	21	5
Paris	36	M	70	8%	7	15

Note: M – Montmorillonite, K – Kaolinite, I – Illite, PI – Plasticity Index

Figure I-57 Influence du type d'argile sur la résistance de mélanges sol-ciment face aux cycles H/S (**Chittoori et Puppala 2012**).

La **Figure I-57** souligne par ailleurs l'influence de la minéralogie de l'argile sur le comportement des sols traités face aux cycles H/S. Les variations volumiques importantes et le faible nombre de cycles H/S auxquels le matériau résiste montre notamment l'effet néfaste de la montmorillonite.

I.7.5 Les attaques chimiques

La présence dans les sols de chlorures, sulfates, nitrates et phosphates à des niveaux élevés peut être préjudiciable, et induire des gonflements voire réduire la résistance mécanique des mélanges sol-liant hydraulique (**Saussaye et al. 2012**). Le composé chimique le plus connu pour altérer les sols renforcés avec du ciment ou de la chaux est le sulfate (**Sherwood, 1962**).

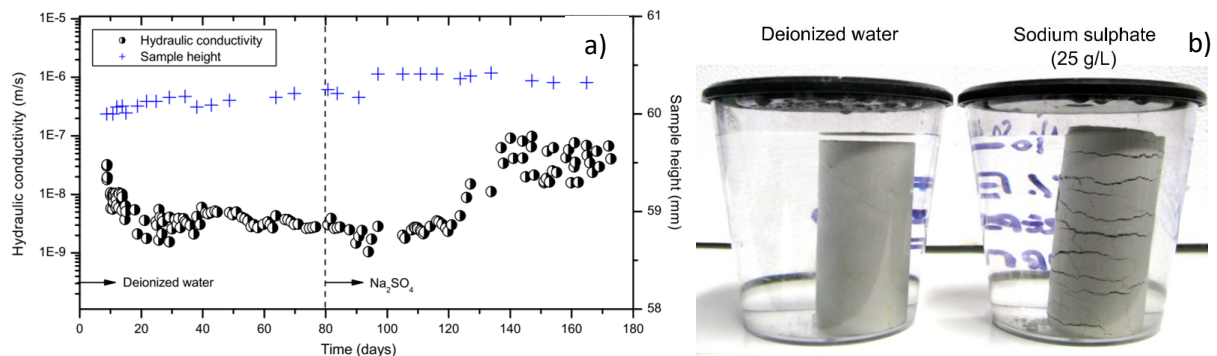


Figure I-58 Influence du Na_2SO_4 : a) évolution de la conductivité hydraulique en présence de sulfates après 80 jours de conservation dans de l'eau distillée et b) observations visuelles après une semaine d'immersion (**Verástegui-Flores, 2014**).

L'exposition aux sulfates provoque une dégradation du matériau qui résulte de la formation d'ettringite (expansion) et de gypse (décalcification des C-S-H). Verástegui-Flores (2014) étudie le comportement d'un mélange de kaolin et de CEM III/B vis-à-vis des attaques chimiques. La teneur en ciment des échantillons testés est de 10 % et le dosage en eau correspond au double de la limite de liquidité du sol, de manière à obtenir un mélange suffisamment fluide. Les résultats montrent que la conductivité hydraulique diminue pendant les 80 jours de cure où les échantillons sont imprégnés dans de l'eau déminéralisée, ce qui s'explique par l'hydratation du ciment (**Figure I-58.a**). La conductivité hydraulique augmente ensuite après 40 jours d'immersion dans une solution de sulfates de sodium (25 g/l), *a priori* à cause de la fissuration du matériau (**Figure I-58.b**).

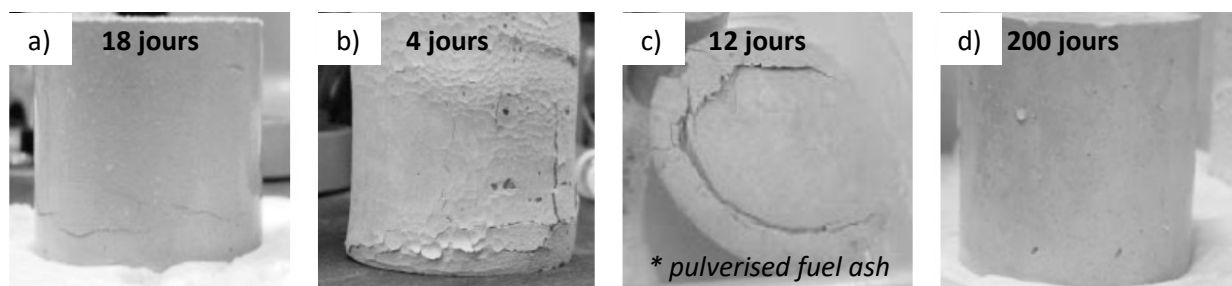


Figure I-59 Effets d'une exposition aux sulfates sur la dégradation d'une argile stabilisée avec différents liants : a) CEM I b) CEM I-bentonite c) CEM I-PFA* et d) CEM I-zéolite (**Jegandan et al. 2010**).

La résistance des bétons de sol face aux attaques chimiques dépend principalement du type de liant utilisé. Les recherches de Jegandan (2010) visent donc à associer au ciment Portland des additions (laitiers de haut fourneaux, cendres volantes, poussière de four à ciment, MgO) afin d'améliorer la durabilité de ce ciment très utilisé en amélioration de sol. Les résultats montrent notamment que la zéolite évite la formation de calcite, d'ettringite et de gypse à l'origine des dégradations du matériau,

lorsque ce dernier est exposé aux attaques sulfatiques. Sur la **Figure I-59** aucune dégradation apparente n'est observée après 200 jours de conservation dans une solution contenant 5 % de Na_2SO_4 , ce qui résulte d'après l'auteur de la consommation de la Portlandite par la zéolite.

Dans le cas des chantiers en bord de mer, la présence de sels est susceptible d'entraîner une dégradation par corrosion des profilés métalliques introduits dans les éléments en béton de sol pour le renforcement. Cependant leur impact sur les propriétés mécaniques du matériau "soil-mix" dépend de leur concentration (**Denies et al. 2015**). Horpibulsuk et al. (2012) étudient entre autres l'influence de la teneur de ces sels sur les propriétés mécaniques d'un sol (17 % de sable, 45 % de limon et 38 % d'argile) mélangé avec 20 % de ciment Portland à une teneur en eau de 53 %.

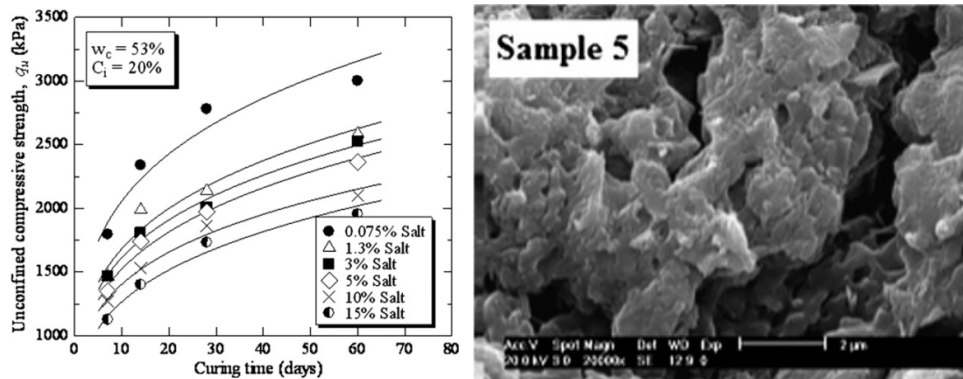


Figure I-60 Influence des sels : a) sur la résistance en compression (**Horpibulsuk et al. 2012**) et b) sur la microstructure (**Xing et al. 2009**) des bétons de sol.

Les résultats montrent qu'une augmentation de la teneur en NaCl du sol se traduit par une diminution de la résistance en compression (**Figure I-60.a**). Cette diminution est attribuée à une diminution des forces d'attraction entre les particules d'argile (w_L décroît en fonction de la teneur en NaCl) ainsi qu'à un affaiblissement des liaisons cimentaires (**Horpibulsuk et al., 2012**). Le NaCl entraîne entre autres une lixiviation des CH et CSH (**Ollivier et Vichot 2008**). Selon la nature des ions, de fortes teneurs en Mg^{2+} , Cl^- , ou SO_4^{2-} dans le sol peuvent influencer la microstructure et les résistances mécaniques des bétons de sol fabriqués par la méthode DSM (**Xing et al. 2009**). Les chutes de résistance inhérente à la présence de Cl^- sont généralement causées par la formation de sels de Friedel, qui recouvrent l'argile et les produits de l'hydratation du ciment, et donc empêchent les réactions entre l'argile et la Portlandite (**Figure I-60.b**).

I.7.6 Classes de durabilité

La résistance en compression simple est souvent le critère de référence lors du dimensionnement d'un ouvrage en Deep Soil Mixing. Cependant, ce paramètre prend en compte la durabilité du matériau uniquement par l'intermédiaire d'un coefficient de sécurité empirique (**Topolnicki 2015**). La pondération de la résistance en compression de calcul devrait pourtant être choisie en fonction des nombreux risques de dégradation existants et donc être plus riche en informations. Guimond-Barrett (2013) propose ainsi un système de classe de durabilité pour les bétons de sol basé principalement sur la valeur de la porosité qui est un des principaux indicateurs de durabilité (**Figure I-61**). Le système de classification considère que les bétons de sol présentent un "haut potentiel de durabilité" pour une porosité inférieure à 45 %. Au vu de la dispersion des résistances en compression simple, la porosité, la masse volumique et les mesures non-destructives sont *a priori* de meilleurs indicateurs de durabilité (**Guimond-Barrett, 2013**).

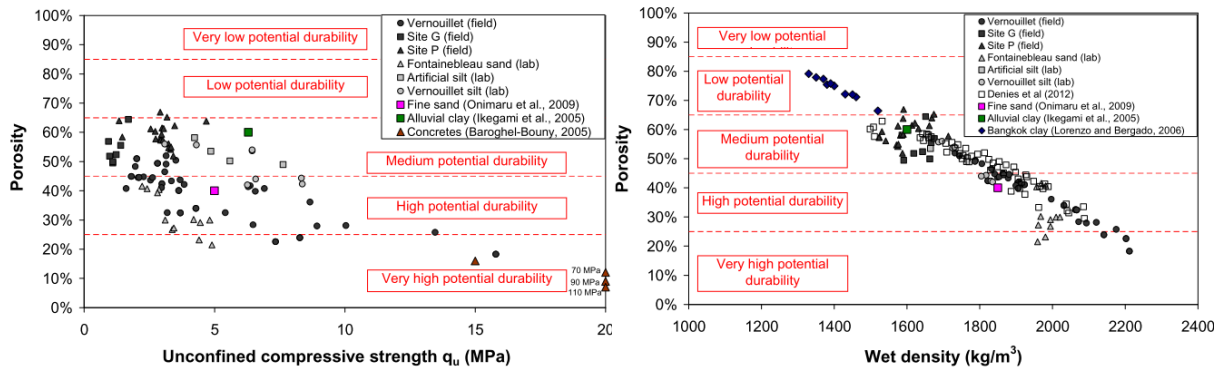


Figure I-61 Classes de potentiel de durabilité pour les bétons de sol (Guimond-Barrett, 2013).

I.8 Conclusions et objectifs

Les priorités actuelles, pour la plupart liées à l'environnement, au coût de la construction et à la valorisation des matériaux, incitent les industriels à investir sur la méthode du Deep Soil Mixing. Depuis les années 50, l'évolution des outils de malaxage mécanique et/ou hydrodynamique dans les différents pays utilisant la méthode est dictée par les conditions géologiques et le type d'application envisagée. Au final, des procédés d'exécution vraiment spécifiques sont apparus pour la stabilisation des routes (États-Unis), pour les ouvrages offshores et les argiles traitées au ciment (Japon), et pour les sols meubles souvent stabilisés à la chaux dans les pays nordiques et les sols organiques pour lesquels le ciment donne de meilleurs résultats (Suède). Pour des ouvrages permanents, comme le renforcement de fondations de piles de pont, la durabilité du matériau est essentielle. Ainsi, par manque de garanties, les sols meubles ou contenant de fortes proportions de matière organique sont pour le moment écartés dans de tels projets (Topolnicki 2015). En Belgique et en France, l'utilisation du Deep Soil Mixing dans les sables montre cependant qu'il est possible d'obtenir des résistances mécaniques qui se rapprochent de celle des bétons ordinaires, ce qui permet d'envisager la réalisation d'ouvrages à la fois structurels et permanents. L'analyse des données disponibles à l'heure actuelle permet d'établir les constats suivants: 1) l'ouvrabilité est rarement mesurée *in situ* pourtant c'est elle qui conditionne l'homogénéité des colonnes en bétons de sol et donc garantit l'obtention des résistances mécaniques; 2) un même liant n'a pas forcément le même effet suivant le type de sol et les dosages utilisés dans la littérature sont souvent ambigus; 3) il est difficile de définir un seuil d'argile garantissant des propriétés mécaniques et une durabilité convenable; 4) dans la littérature le rôle de l'argile dans les réactions pouzzolaniques est un sujet encore très discuté; 5) de nombreux facteurs peuvent influencer les propriétés du matériau en laboratoire et la comparaison avec les bétons de sol réalisés *in situ* n'est pas toujours évidente; 6) la formation d'inclusions de sol impacte grandement les propriétés mécaniques des bétons de sol surtout pour les sols argileux; 7) les rares modèles de prédiction de la résistance en compression proposés dans la littérature soulignent l'importance du dosage en ciment, de la proportion en éléments fins et de la teneur en eau; 8) les ouvrages en bétons de sol sont dans leur milieu naturel exposés à divers mécanismes de dégradation (lixiviation, carbonatation, cycles de gel/dégel et d'humidification/séchage, attaques chimiques...) qui ne sont pas encore pris en compte pendant l'étape de dimensionnement malgré leur influence non négligeable sur les propriétés du matériau; 9) certains travaux de recherche proposent un classement de la durabilité des bétons de sol à partir de la masse volumique (ρ), de la vitesse de propagation des ondes P (V_p), et de la porosité accessible à l'eau (η) cependant les classes proposées méritent d'être confirmées à partir d'essais de vieillissement accéléré.

Au vu de ces différents résultats, les travaux présentés dans cette thèse visent à étudier dans un premier temps le comportement du matériau dans des conditions de conservation favorable (cure endogène). Une étude paramétrique fait varier la proportion d'argile dans le sol et le dosage en ciment, afin de comprendre et quantifier leur influence sur les propriétés physiques et mécaniques du béton de sol. Ensuite, différents modèles sont proposés afin de corréliser les propriétés physiques et mécaniques entre elles afin de faciliter le dimensionnement des ouvrages en béton de sols. Des essais de vieillissement accéléré ont été effectués de manière à évaluer la durabilité des bétons de sol et dégrader le matériau afin de suggérer des seuils pour les indicateurs de durabilité (porosité, conductivité hydraulique). La dernière partie de la thèse s'intéresse au comportement à haute température des bétons de sol. Ce cas spécifique peut être rencontré en situation d'incendie, par exemple en Belgique où les bétons de sols sont utilisés pour les parois de parkings souterrains.

II. DEMARCHE EXPERIMENTALE

Ce chapitre présente la démarche expérimentale adoptée durant les travaux de recherche menés au sein du laboratoire. L'objectif est tout d'abord d'expliquer le choix des matériaux (sol, ciment), avant d'en présenter les caractéristiques intrinsèques. Il s'agit également de détailler le principe de fonctionnement des méthodes qui ont permis d'analyser la microstructure (porosité au mercure, MEB) et les réactions chimiques (DRX, ATG) des différents mélanges. D'autres essais ont consisté à analyser plus particulièrement l'influence des conditions réelles de fabrication, de cure (inclusions de sol, température, humidité pendant la cure) et d'exploitation en examinant le comportement élastoplastique du matériau en condition chargement mécanique cyclique. L'avant-dernière partie de ce travail de recherche propose d'évaluer les performances mécaniques des bétons de sol en conditions de vieillissement accéléré (cycles humification/séchage, attaques chimiques). Enfin, dans le cas des parkings souterrains, les bétons de sol sont potentiellement exposés à des incendies. Par conséquent, une étude du comportement à haute température a été menée au laboratoire et sa procédure expérimentale est décrite.

II.1 Démarche et Objectifs

La **Figure II-1** synthétise l'ensemble de la démarche expérimentale suivie au cours des travaux de thèse. La campagne d'essais concerne différents bétons de sol reconstitués en laboratoire afin d'approcher les caractéristiques du matériau produit *in situ* par jet-grouting ou soil mixing. Le procédé d'exécution diffère naturellement d'une méthode à l'autre, cependant d'après la littérature, les caractéristiques du matériau sont sensiblement du même ordre de grandeur quelle que soit la méthode de malaxage. Nous considérons donc que les bétons de sol élaborés ont des propriétés du même ordre de grandeur que les bétons de sol obtenus par les diverses méthodes d'amélioration de sol existantes (*in situ*). L'approche béton suivi au laboratoire est intéressante dans la mesure où les ingénieurs sont souvent confrontés à des problèmes de représentativité suite au prélèvement des échantillons *in situ*, et ce notamment lors de la phase de caractérisation (Cali & Filz, 2015). Dans la littérature, certains chercheurs ont d'ailleurs déjà proposé d'étudier des sols artificiels en laboratoire afin de s'affranchir de l'hétérogénéité initiale du sol et des inhomogénéités liées aux difficultés de malaxage sur chantier (Szymkiewicz, 2011), (Guimond-Barrett, 2013).

Les travaux de recherche effectués au L2MGC s'inscrivent dans cette lignée d'études et s'intéressent à plusieurs mélanges sol-ciment-eau. Parmi ces trois constituants, la provenance et les caractéristiques intrinsèques du sol conditionnent véritablement la qualité du malaxage ainsi que les propriétés finales du matériau une fois durci. Entre autre, parce que les bétons de sol sont majoritairement constitués de sol, ou autrement dit que leur fraction volumique de sol est plus élevée que les autres composant. La présence d'argile, de cailloux, de matière organique, ou de pollution dans le sol, peut notamment avoir un impact non négligeable sur les performances mécaniques. Chacun de ces éléments agit cependant différemment et doit donc être étudié séparément. Dans la littérature, plusieurs études paramétriques ont déjà été proposées (Saride et al. 2013), (Szymkiewicz, 2011), (Guimond-Barrett, 2013), mais peu d'entre elles s'intéressent à la durabilité du matériau. Différents paramètres pouvant influencer les propriétés physiques et mécaniques des bétons de sol sont étudiés, à savoir les conditions environnementales, les sollicitations mécaniques, le malaxage et l'événement accidentel qu'est un incendie. Au travers

ces différentes études nous nous intéresserons particulièrement à l'influence de l'argilosité du sol couplée à l'effet du dosage en ciment.

L'objectif est de caractériser dans un premier temps les bétons de sol élaborés, puis de relier les différentes propriétés mesurées afin de proposer des modèles prédictifs aidant au dimensionnement des ouvrages. Le matériau a été placé également dans des conditions de vieillissement accéléré et accidentelle, dans le but de proposer des recommandations en matière de formulation permettant d'assurer des propriétés résiduelles convenables.

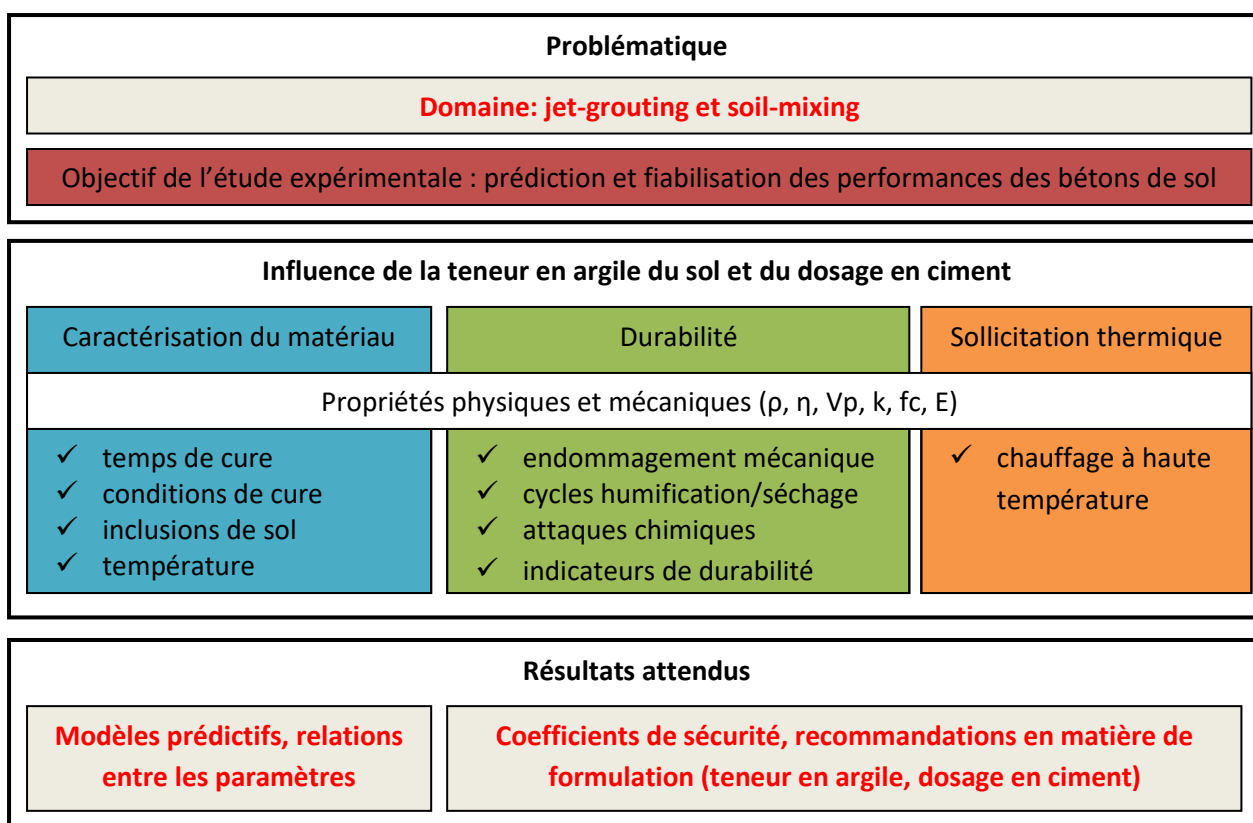


Figure II-1 Synthèse de la démarche expérimentale.

II.2 Les matériaux utilisés

Les bétons de sol sont confectionnés à partir de six sols artificiels mélangés avec du ciment et de l'eau du réseau. L'étude porte sur différents bétons de sol élaborés en laboratoire en mélangeant du sable de Fontainebleau, de la kaolinite SpeswhiteTM et un ciment au laitier de haut fourneau.

II.2.1 Les sols artificiels

Le sable de Fontainebleau utilisé provient de la carrière de Bonnevault dans le sud du bassin Parisien. Son analyse pétrographique montre que c'est un sable siliceux. Ce sable de quartz très fin est un sable correcteur NE 0/1 type (0/0,315). Il possède un très faible coefficient d'absorption (0,1 %) et une distribution granulométrique uniforme, avec 80 % des grains de diamètre compris entre 0,125 et 0,25 mm. Les clichés réalisés par microscopie électronique à balayage (MEB) montrent que les grains de sable ont une forme sub-arrondie et présentent certaines irrégularités et microporosités en surface (Figure II-2).

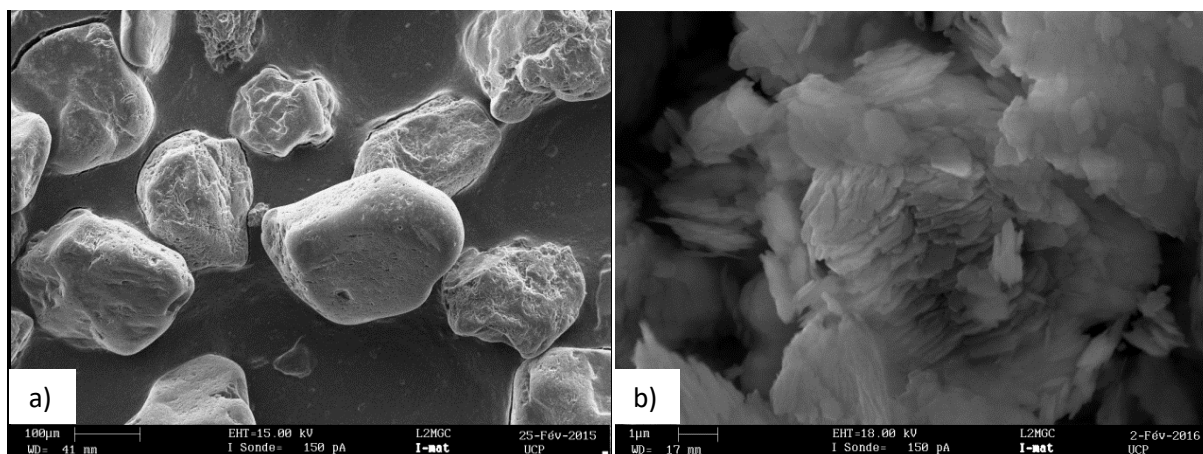


Figure II-2 Images réalisées par microscopie électronique à balayage : sable a) et kaolinite b).

L'argile utilisée est la kaolinite Speswhite™, elle provient du sud-ouest de l'Angleterre. L'analyse par fluorescence X montre que cette kaolinite est composée à 47 % de SiO₂ et à 38 % d'Al₂O₃. Cette argile hautement raffinée possède également une granulométrie ultrafine (Figure II-3), avec entre 76 et 83 % de particules de diamètre inférieur à 2 micromètres. Sa limite de liquidité wL est de 55 % et son indice de plasticité de 25 % (Boussaid, 2005). La kaolinite a été choisie parmi les autres argiles existantes, pour sa disponibilité commerciale, son faible retrait/gonflement, et sa moins grande interactivité avec l'eau par rapport à d'autres minéraux. Le MEB permet d'observer l'enchevêtrement des plaquettes d'argile hexagonales qui s'agglomèrent en amas (empilement des feuillet).

Constituants	ρ spécifique [kg/m ³]	PH [-]	BET [m ² /g]	Constituants chimiques [%]	Désignation & granulométrie [-]
Sable de Fontainebleau	2650	#7	-	SiO ₂ : 99,86	Sable NE 0/1 type (0/0,315)
Kaolinite Speswhite™	2600	5.5	14	SiO ₂ : 47 Al ₂ O ₃ : 38	Argile 76-83% < 2 μm
CEM III/C 32,5N	2900	-	0,47	CaO : 46 SiO ₂ : 32,8 Al ₂ O ₃ : 10,2	Ciment 88% < 30 μm

Tableau II-1 Caractéristiques intrinsèques des matériaux.

Six sols artificiels sont préparés en laboratoire, en mélangeant du sable de Fontainebleau et de la kaolinite Speswhite™ dont les caractéristiques intrinsèques sont résumées dans le Tableau II-1. Différents taux de substitution du sable par l'argile sont testés, sachant que sur un même site de construction la proportion d'argile et de sable peut varier de façon importante (Bellato et al., 2012). Le sable et l'argile ont ainsi été homogénéisés selon différentes proportions volumiques (0, 5, 10, 15, 25 et 50 % d'argile avec respectivement 100, 95, 90, 85, 75 et 50 % de sable), de manière à couvrir une large gamme de sols (Tableau II-2) et définir un seuil au-delà duquel l'argile pourrait poser problème pour certaines utilisations structurelles. Selon Boussaid (2005) un mélange de sable de Fontainebleau et de kaolinite se comporte comme un sable pour une teneur en kaolinite inférieure à 15 % alors qu'à un taux de substitution compris entre 15 et 50 % le sol a un comportement intermédiaire entre celui du sable et de l'argile (Boussaid, 2005). La répartition granulométrique des sols mixtes, du sol le plus argileux au sable pur, est présentée sur la Figure II-3. La distribution est clairement bimodale et on peut noter l'absence de grains dans la gamme de diamètres compris entre 10 et 100 micromètres. Cette discontinuité granulométrique est défavorable en matière de

résistance après traitement. Ainsi, les mélanges étudiés représentent *a priori* une limite basse en termes de résistance (pour le dimensionnement). La granulométrie du sable d'Achères est également représentée, car ce sable à béton a été utilisé dans une étude annexe portée sur l'ouvrabilité.

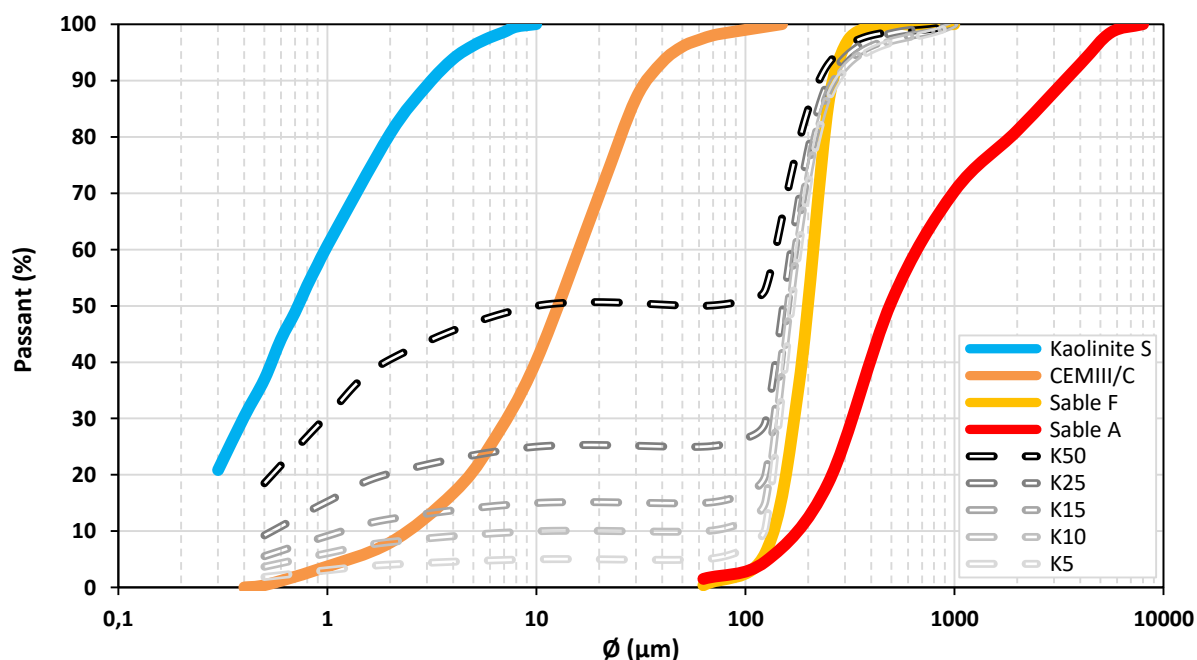


Figure II-3 Courbes granulométriques du sable de Fontainebleau, du sable d'Achères, de la Kaolinite Speswhite™, du CEM III/C et des différents sols artificiels.

Sols	wL [%]	wP [%]	Ip [%]	Sols	Classification LCPC
K100	54	29	25	K100	Argile plastique
K50	31	18	13	K25 et K50	Argile faiblement plastique
K25	21	12	09	K15	Limon faiblement plastique
K15	18	-	-	K10	Sable propre / Sable limoneux
K5	11	-	-	K5 et K0	Sable propre

Tableau II-2 Caractéristiques géotechniques des sols « artificiels ».

II.2.2 Le ciment

Le ciment utilisé dans cette étude est conformément à la classification européenne un CEM III/C 32.5 N CE PM-ES NF (NF EN 197-1, 2012). Ce ciment contient plus de 85 % de laitier de haut fourneau responsable du lent développement de la résistance, mais dont le caractère latent est favorable en matière d'ouvrabilité (Sheen et al. 2013). En raison de la consommation de la Portlandite pendant l'hydratation, les laitiers sont cependant plus sensibles à la carbonatation et donc moins adaptés en présence d'armatures dans le béton. Le CEM III/C reste néanmoins l'un des ciments les plus utilisés dans le domaine des fondations en France, car sa composition confère au béton une excellente résistance vis-à-vis des attaques chimiques et réduit la perméabilité. Ce ciment est en outre considéré comme éco efficace au vu de sa faible émission de CO₂. La fabrication d'un CEM III/C produit en effet environ 10 fois moins de CO₂ que celle d'un CEM I (Van Rompaey, 2006). Son faible impact sur l'environnement est possible grâce à la valorisation des sous-produits de la sidérurgie qui en fait un des ciments de plus faible taux de clinker de l'industrie. La composition du

ciment est présentée dans le **Tableau II-3**. On remarque la présence de 5 % d'anhydrite utilisé comme régulateur de prise et la présence d'un agent de mouture qui facilite l'opération de broyage et permet d'augmenter la résistance à court terme.

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)	
Perte au feu	1.8	Principaux	
SiO ₂	32.8	Clinker (K) de	15.0
Al ₂ O ₃	10.2	Couvrot	
Fe ₂ O ₃	0.7	Laitier (S)	85.0
TiO ₂	nd	Cendres (V)	
MnO	nd	Calcaire (L ou LL)	
CaO	46.0	Fumées de silice (D)	
MgO	5.5		
SO ₃	2.9	Secondaires	
K ₂ O	0.58	Calcaire (L ou LL)	
Na ₂ O	nd		
P ₂ O ₅	nd		
S ⁻	0.70	Total	100.0
Cl ⁻	0.02		
		Sulfate de calcium	
		Gypse	
		Anhydrite	5.5
Insoluble CEN	0.5	Additifs	
Na ₂ O éq. actif	nd	Agent de mouture	
		Cloter F5903 (AXIM)	0.016
Colorimétrie (L*)	81		

Tableau II-3 Composition du CEM III/C 32.5 N CE PM-ES NF selon la fiche du produit (Calcia).

II.3 Dosages et formulations

Les sols « artificiels » sont mélangés avec du ciment suivant trois dosages (200, 250 et 300 kg/m³ de béton frais). Par la suite, les formulations seront identifiées en utilisant des abréviations liées à leurs constituants et à leurs proportions dans le mélange. Par exemple, les mélanges dont le sol sera constitué de 75 % de sable de Fontainebleau et de 25 % de kaolinite Speswhite™, et traités avec 200 kg/m³ de ciment, seront nommés K25C200. Pour des raisons d'économie, la teneur massique en ciment par rapport au sol sec excède rarement 33 % (Szymkiewicz, 2011), ce qui a été respecté pour l'ensemble des formulations, excepté pour le mélange K50C300.

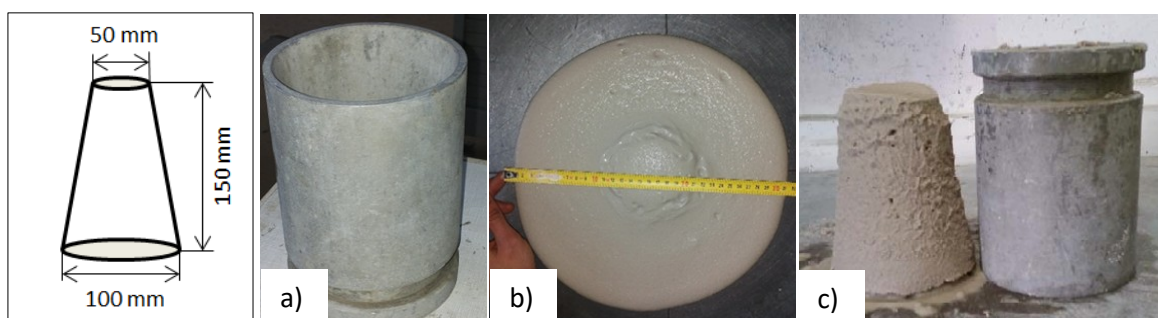


Figure II-4 Mesure d'ouvrabilité : a) mini-cône, b) étalement, c) affaissement

La méthode de formulation consiste tout d'abord à fixer la valeur du dosage en ciment. Puis, le rapport E/C est choisi intuitivement et on en déduit la quantité de sol à rajouter au mélange, de manière à obtenir 1 m³ de béton frais. Le choix du dosage en eau est ensuite vérifié expérimentalement à l'aide d'un mini-cône dont les dimensions sont homothétiquement 2 fois plus

petites que celles du cône d'Abrams (**Figure II-4**). Le travail de recherche est en effet réalisé à ouvrabilité constante pour les formulations contenant de l'argile, en fixant un étalement de 32 cm au mini-cône. La mise en place du matériau sans vibration ni compactage impose une consistance proche de celle des Bétons autoplaçants (BAP). L'ouvrabilité adoptée est donc basée sur des travaux de recherche (**Mohamed, 2011**) montrant l'existence d'une relation linéaire entre l'étalement d'un béton autoplaçant (BAP) et celui d'un mortier de béton équivalent (MBE) :

$$\text{étalement (BAP)} = 2,09 \times \text{étalement (MBE)} \quad (7)$$

En revanche, les formulations KO n'ont pas été réalisées à ouvrabilité constante, mais avec le même rapport E/C efficace que les mélanges avec kaolinite. La consistance retenue est beaucoup plus ferme (affaissement de 0,9 à 3,3 cm au mini-cône). Autrement, les forts dosages en eau engendrent une forte ségrégation qui se traduit par une séparation entre les grains de sable et le coulis de ciment, étant donné le manque d'éléments fins. La méthode classique de formulation béton est ensuite utilisée. En négligeant l'air contenu dans le mélange, on obtient l'équation suivante :

$$V_{\text{eau}} + V_{\text{ciment}} + V_{\text{sol}} = 1 \text{ m}^3 \text{ de béton de sol} \quad (8)$$

avec V_{eau} le volume d'eau (m^3 / m^3 de béton de sol frais), V_{ciment} le volume de ciment (m^3 / m^3 de béton de sol frais) et V_{sol} le volume de sol (m^3 / m^3 de béton de sol frais). La première étape consiste à faire une hypothèse sur la valeur de V_{eau} . Ensuite, après plusieurs essais d'étalement, la teneur en eau du mélange est déterminée en accord avec l'hypothèse d'ouvrabilité. La **Figure II-5** résume à partir d'un organigramme la méthode itérative suivie pour déterminer le dosage en eau.

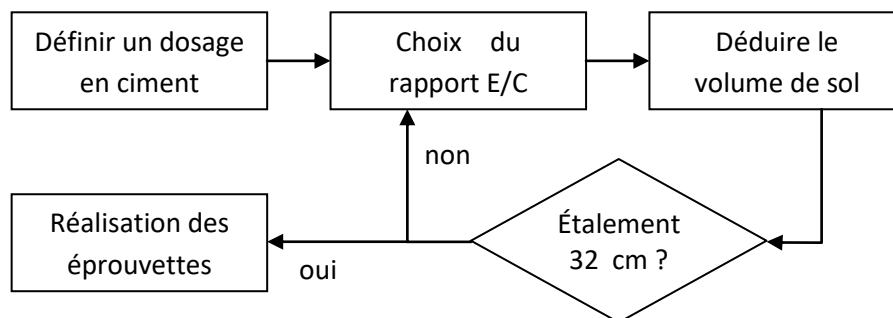


Figure II-5 Organigramme : détermination du dosage en eau.

Le **Tableau II-4** donne la composition des différents mélanges étudiés pour 1 m^3 de béton frais, les valeurs d'E/C, et la teneur en eau de gâchage. Les valeurs d'E/C sont relativement élevées, mais cohérentes vis-à-vis des valeurs potentiellement rencontrées en Deep Soil Mixing, ou ce rapport peut varier entre 0,5 et 2,5 (**Topolnicki 2004**). La teneur en éléments fins est également calculée (**Tableau II-4**), ce paramètre donne une indication sur l'arrangement granulaire (**équation 9**).

$$\text{Teneur en éléments fins (\%)} = \frac{M_{\text{ciment}} + M_{\text{kaolinite}}}{M_{\text{ciment}} + M_{\text{kaolinite}} + M_{\text{sable}}} \times 100 \quad (9)$$

avec M_{ciment} la masse de ciment (kg), $M_{\text{kaolinite}}$ la masse de kaolinite (kg) et M_{sable} la masse de sable (kg) dans 1 m^3 de béton frais.

Kaolinite	Teneur en eau	Éléments fins	Ciment	Kaolinite	Sable	Eau	C/E gâchage	C/E efficace	Mesures au mini-cône	
[%] _{vol}	[%] _m	[%] _m	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[-]	[-]	[cm]	
0	20	12	200	0	1534	352	0,57	0,57	Aff.	0,9 ± 0,6
		14	250	0	1488	352	0,71	0,71		2,2 ± 0,5
		17	300	0	1441	353	0,85	0,85		3,3 ± 0,4
5	27	17	200	67	1295	417	0,48	0,57	Etalement	32,0 ± 1,4
		23	300	63	1215	414	0,73	0,85		33,0 ± 1,2
10	31	22	200	125	1144	451	0,44	0,6		31,4 ± 0,8
		25	250	119	1095	455	0,55	0,73		33,8 ± 0,9
		28	300	115	1059	452	0,66	0,87		33,4 ± 0,7
15	36	27	200	173	998	488	0,41	0,61		32,8 ± 1,0
		33	300	158	912	492	0,61	0,87		33,0 ± 1,2
25	47	37	200	243	743	557	0,36	0,61		32,0 ± 2,0
		40	250	231	707	558	0,45	0,73		30,3 ± 1,6
		44	300	220	672	559	0,54	0,85		31,6 ± 1,8
50	74	61	200	347	353	664	0,3	0,59	32,8 ± 1,5	
		66	300	299	305	667	0,45	0,78	33,6 ± 1,7	

Tableau II-4 Formules sur sol sec: constituants pour 1 m³ de béton, rapports C/E et mesures d'ouvrabilité.

Les valeurs expérimentales de masse volumique à l'état frais semblent valider la méthode de formulation puisqu'un écart de seulement 3 % est constaté par rapport aux valeurs théoriques (**Tableau II-5**). La différence entre la valeur expérimentale et théorique peut s'expliquer par différents facteurs d'erreurs tels que l'absorption du sable, la teneur en air occlus, ou pendant l'étape de malaxage à sec par la perte d'éléments fins à caractère volatil (ciment, kaolinite).

Masses volumiques	Formulations					
	K0C200	K0C300	K10C200	K10C300	K25C200	K25C300
ρ théorique (air occlus négligé)	2086	2094	1920	1927	1743	1750
ρ théorique (air occlus)	1972	2017	1869	1877	1699	1709
ρ expérimental (état frais)	1970±14	2070±15	1960±49	2000±18	1800±15	1790±14

Tableau II-5 Organigramme : détermination du dosage en eau.

La mise en place nécessite *in situ* un béton de type autoplaçant (BAP), or la quantité d'eau de malaxage augmente avec la teneur en kaolinite en raison de la capacité de rétention et la forte surface spécifique de l'argile. Cette part de l'eau, adsorbée à la surface des particules d'argile n'est pas « libre » et n'est pas disponible pour la lubrification et l'hydratation du ciment. Elle n'est donc pas comprise dans l'eau efficace au sens de la chimie des matériaux cimentaires. Comme il n'est pas possible d'utiliser les essais classiques sur granulats pour estimer l'eau absorbée par l'argile, une régression linéaire entre la quantité d'eau de malaxage et la quantité d'argile a été utilisée pour évaluer l'eau absorbée par cette dernière et en déduire l'eau efficace des différents mélanges. D'après la **Figure II-6**, l'argile absorbe ainsi environ 96 % de son poids en eau. La kaolinite Speswhite™ conserve donc une certaine "plasticité" au-delà de sa limite de liquidité. La limite de liquidité n'a donc pas la même signification au sens géotechnique et au sens rhéologique. Pour une teneur en eau de 100 %, la kaolinite a d'ailleurs un seuil d'écoulement de 300 Pa (**Guimond-Barrett 2013**).

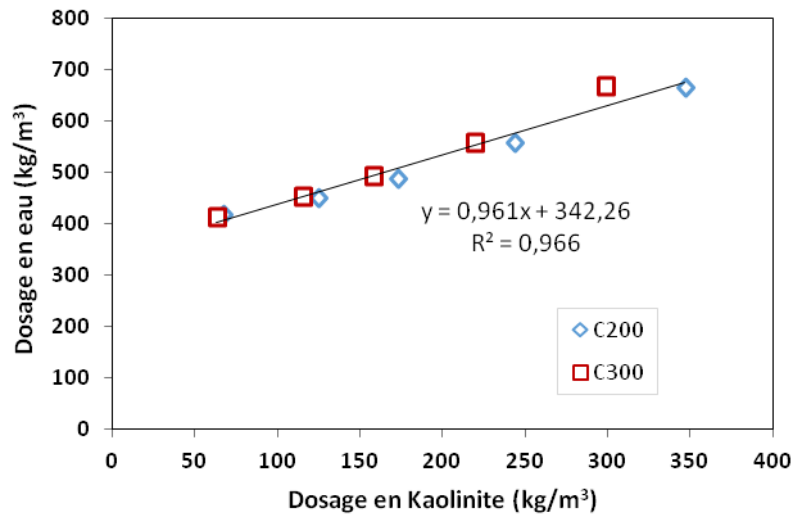


Figure II-6 Relation entre la quantité d'argile et d'eau totale pour 1 m³ de béton.

En Deep Soil Mixing, les dosages en ciment sont rarement exprimés suivant l'approche béton, c'est-à-dire en kg/m³ de béton frais. Le **Tableau II-6** propose donc une équivalence entre les différentes manières d'exprimer le dosage en ciment, sachant que la masse volumique apparente sèche de la kaolinite et du sable de Fontainebleau sont de 1200 et 1648 kg/m³, respectivement (**Szymkiewicz, 2011**). Il est intéressant de souligner qu'il existe une relation linéaire entre la teneur massique en ciment et le dosage en ciment exprimé en kilogramme par mètre cube de sol en place (**Tableau II-6**).

Formulations	Dosage en ciment [kg/m ³ de béton frais]	Teneur en ciment [%m de sol]	Dosage en ciment [kg/m ³ de sol sec]
K0C200	200	13,04	215
K0C300	300	20,83	343
K5C200	200	14,69	238
K5C300	300	23,47	380
K10C200	200	15,77	251
K10C300	300	25,54	406
K15C200	200	17,08	267
K15C300	300	28,05	438
K25C200	200	20,28	306
K25C300	300	33,66	508
K50C200	200	28,58	398
K50C300	300	49,71	691

Tableau II-6 Équivalence entre les différentes façons d'exprimer le dosage en ciment.

II.4 Préparation des mélanges et conservation

II.4.1 Malaxage en laboratoire

Les bétons de sol sont réalisés en laboratoire dans des conditions « idéales » de mélange, de manière à ce que le malaxage n'influence pas les résultats et soit reproductible. Le sol et le ciment sont tout d'abord mélangés manuellement à sec (environ 5 minutes), de manière à obtenir un mélange

visuellement homogène. Le mélange mécanique avec l'eau est ensuite effectué à l'aide d'un malaxeur CONTROLAB (**Figure II-7.a**).

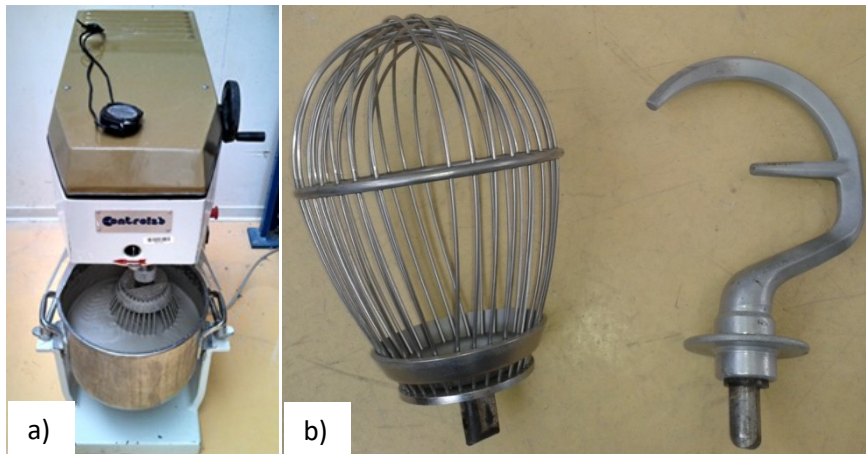


Figure II-7 Malaxeur à mortier CONTROLAB a) et outils de malaxage b).

Pendant le malaxage, l'outil effectue un mouvement de rotation planétaire à une vitesse de 63 tours/min, correspondant à la vitesse minimale du malaxeur. La pale de malaxage utilisée diffère suivant la consistance du béton. En effet, les mélanges K0 étant plus fermes, la pale de malaxage utilisée est en forme de crochet et donc suffisamment rigide pour assurer le malaxage, alors que pour les autres mélanges, l'outil de mélange sélectionné est un fouet car leur consistance, est beaucoup plus fluide (**Figure II-7.b**). Enfin, la durée de malaxage est fixée à 10 minutes, car au-delà le malaxage n'a plus vraiment d'effet sur la résistance du béton durci (**Terashi et al. 1977**).

II.4.2 Confection des éprouvettes

II.4.2.1 Cas général

Dans la littérature, les éprouvettes cylindriques de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur sont largement utilisées pour les essais de caractérisation mécanique du matériau sol-ciment (**Le Kouby et al. 2015**), (**Grisolia, 2012b**), (**Leoni et Bertero 2012**), (**Kitazume 2012**), (**Bergado et Lorenzo 2005**). Selon la norme NBN EN 12390-1, le diamètre des éprouvettes doit être au moins trois fois et demie supérieur au diamètre nominal des grains. Au vu de la granulométrie des sols, les tailles d'éprouvettes sont donc logiquement souvent plus petites que dans le cas des bétons ordinaires. Les moules en carton utilisés dans cette étude sont fabriqués sur mesure pour certains ($\varnothing = 50$ mm et $h = 105$ mm) et de dimension standard pour d'autres ($\varnothing = 40$ mm et $h = 105$ mm).

La procédure de remplissage des moules influence grandement les propriétés physiques et mécaniques des mélanges sol-ciment (**Kitazume 2012**). Pour l'ensemble des mélanges, le remplissage des moules est achevé au plus tard dans les 45 minutes suivant le malaxage avec le ciment. Cela permet de limiter l'influence du temps de repos avant la mise en place sur les caractéristiques du matériau (**Kitazume et Terashi 2013**). Afin d'optimiser la qualité des échantillons, le remplissage des moules doit également prendre en compte l'ouvrabilité du mélange (**Grisolia et al. 2013**). Lors de cette étape importante de la confection des échantillons, l'objectif est d'extraire un maximum d'air occlus, quelle que soit la méthode utilisée. Le remplissage des moules est effectué en 3 couches successives. Après chaque couche, les bétons de sol sont serrés par la méthode tapping (15 coups) pour les formulations contenant de l'argile de consistance BAP.

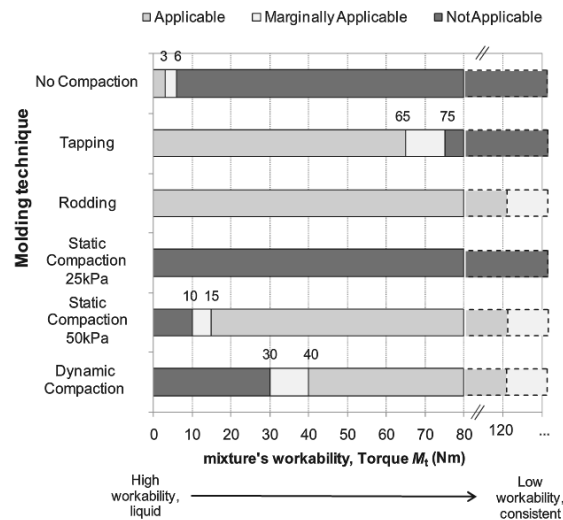


Figure II-8 Plage d'application des différentes techniques de moulage (Grisolia et al. 2013).

En revanche, les mélanges K0, plus fermes, sont mis en place à l'aide d'une table vibrante en appliquant une vibration de 20 secondes par couches. Pour ces mélanges, plus difficiles à mettre en place, une autre méthode a été testée, et a consisté en une combinaison des méthodes rodding (10 coups de piquage) et tapping (5 coups). Suite au remplissage, les moules sont couverts pour éviter l'évaporation de l'eau. Une proposition tirée de la littérature concernant la méthode de remplissage des moules en fonction de la consistance du béton est présentée sur la **Figure II-8**. Il serait intéressant d'inclure dans ce graphique la méthode par vibration qui est *a priori* applicable quelle que soit l'ouvrabilité du mélange.

II.4.2.2 Cas spécifique des inclusions de sol

En raison de la procédure de malaxage, qui utilise directement le sol comme matériau de construction, la formation d'inclusions de sol est inévitable surtout dans le cas des sols cohésifs. Cet artefact est généralement étudié par modélisation numérique, et finalement assez peu étudié expérimentalement (Van Lysebetten et al., 2014). Ici, l'influence des inclusions de sol sur le comportement mécanique des bétons de sol est étudiée en laboratoire en introduisant des boulettes d'argile lors de la phase de remplissage des moules (**Figure II-9**). L'objectif est de reproduire en laboratoire les problèmes de malaxage rencontrés *in situ* et de mesurer l'impact de la présence de morceaux de sol non mélangés avec le liant sur les performances mécaniques des bétons de sol.

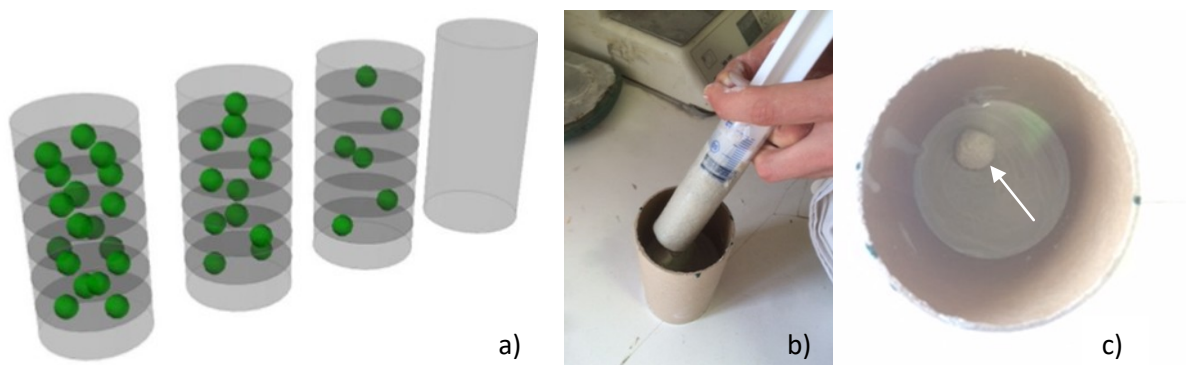


Figure II-9 Elaboration des éprouvettes comportant des inclusions de sol: a) disposition des inclusions, b) remplissage à l'aide d'une seringue, et c) inclusions déposées à chaque couche intermédiaire.

Dans cette partie, la méthode de malaxage n'est pas modifiée. La nouveauté consiste à introduire des inclusions exclusivement à base d'argile ($w = 50 \%$), à une teneur et une position bien définies. Pour ce faire, des boulettes de 1,5 cm de diamètre sont façonnées. Puis une formulation K10C200 est préparée et constitue la phase bien malaxée des éprouvettes cylindriques ($\varnothing = 70 \text{ mm}$ et $h = 140 \text{ mm}$). Le remplissage de moules est réalisé en 7 couches à partir d'une seringue afin d'introduire avec précision des couches de 2 cm d'épaisseur. Ensuite, les inclusions d'argile sont placées au niveau de chaque couche intermédiaire. Au total, 3 teneurs volumiques en inclusions sont testées et comparées avec des échantillons sans inclusion. Les teneurs de 2, 4 et 6 % d'inclusions correspondent respectivement à 1, 2 et 3 boulettes par couches.

II.4.3 Mode de conservation

Les éprouvettes de bétons de sol sont démoulées après 7 jours de cure dans les moules. Ce temps de maturation permet au matériau d'atteindre une résistance suffisante, afin d'éviter d'endommager les éprouvettes pendant le démoulage. Ensuite, les échantillons sont enroulés dans des chiffons humides et disposés dans des sacs plastique afin d'éviter un séchage prématuré. Une fois emballées, les éprouvettes sont conservées en enceinte climatique à une température de 20 °C. Les chiffons humides sont par ailleurs ré-humidifiés tous les 180 jours de cure environ. Ce mode de conservation endogène concerne la plupart des échantillons testés. D'autres modes ont cependant été étudiés dans le but d'observer l'influence du type de cure. Il s'agit de la cure à l'eau saturée en chaux et de la cure à l'air dans une enceinte climatique à 20 °C et 50 % d'humidité relative. Certaines éprouvettes ont également été conservées en condition endogène à une température 10 °C en enceinte climatique, afin d'étudier l'influence de la température sur la cinétique d'augmentation de la résistance mécanique.

II.5 Détermination des propriétés physiques

Les propriétés physiques d'un béton de sol sont pour la plupart liées à sa structure poreuse. Certaines de ces grandeurs sont d'importants indicateurs de durabilité (porosité, perméabilité), d'autres sont en relation avec les propriétés mécaniques (masse volumique), voire en lien avec la microstructure (vitesse d'ondes).

II.5.1 L'air occlus

Il existe en tout trois méthodes pour déterminer la teneur en air occlus : la méthode volumétrique, celle gravimétrique et celle pressiométrique qui est la plus couramment utilisée en France. Dans la présente étude, nous avons choisi d'utiliser un aéromètre (**Figure II-10**) afin de quantifier l'air occlus conformément à la norme NF EN 1015-7. Cet appareil portatif permet de déterminer le volume d'air emprisonné pendant le malaxage du béton frais. L'essai est assez peu pratiqué en béton de sol, pourtant, la connaissance de ce paramètre est intéressante afin d'ajuster le protocole de remplissage des moules en fonction de la consistance du béton.



Figure II-10 Aéromètre à mortier.

L'aéromètre est constitué d'un porte-échantillon de 0,75 litre et d'un couvercle rigide muni d'un manomètre et d'une pompe. L'essai consiste à remplir à ras bord le porte échantillon avec le béton frais, en prenant soin de nettoyer les bords afin de ne pas compromettre l'étanchéité entre les deux éléments. L'étape suivante consiste à poser le couvercle sur le porte-échantillon et à les assembler hermétiquement par deux attaches. L'aéromètre est ensuite incliné, les deux vannes ouvertes. L'air compris entre l'échantillon et le couvercle est remplacé par de l'eau à l'aide d'une pipette. Lorsque l'eau ou le béton frais ressort par la vanne opposée, les deux vannes sont immédiatement fermées. L'air occlus contenu dans le béton frais est alors comprimé à l'aide de la pompe manuelle. Lorsque l'on exerce une pression sur un échantillon de béton frais, son volume diminue suite à la compression des vides d'air (le reste des constituants étant incompressible). L'aéromètre donne alors directement la valeur de la teneur en air occlus en pourcent, grâce à la relation pression-volume.

II.5.2 La porosité à l'eau

La porosité accessible à l'eau a également été mesurée. Les essais sont effectués sur des éprouvettes cylindriques de 40 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. Après différents temps de maturation, les éprouvettes sont tout d'abord séchées dans une étuve à 60 °C, jusqu'à atteindre une masse constante (**Figure II-11.a**). La température de séchage est volontairement inférieure à celle recommandée par la norme afin de limiter les contraintes d'origine thermique entraînant de la fissuration. Une fois secs, les échantillons sont pesés puis placés sous vide dans un dessiccateur pendant 2 heures (**Figure II-11.b**). La saturation en eau est ainsi facilitée et permet de remplir un maximum de pores en faisant remonter l'eau par capillarité. Une fois immergées, les éprouvettes sont conservées pendant 3 jours dans l'eau, puis on effectue une pesée hydrostatique (**Figure II-11.c**) et une pesée de l'état saturé à l'air, afin de déterminer la valeur de la porosité conformément à la norme NF P 18-459.

$$\eta = \frac{M(\text{air}) - M(\text{sec})}{M(\text{air}) - M(\text{eau})} \quad (10)$$

avec $M(\text{air})$ la masse de l'échantillon saturé en eau et séché en surface (g), $M(\text{sec})$ la masse de l'échantillon sec (g) et $M(\text{eau})$ la masse de l'échantillon obtenue par pesée hydrostatique (g).

II.5.3 La masse volumique

La masse volumique est déterminée à l'état frais après le gâchage afin de vérifier la formulation, et à l'état durci pour différentes échéances de mûrissement.

La masse volumique à l'état frais est déterminée expérimentalement. Suite au malaxage, un récipient de deux litres est rempli avec du béton de sol en essayant de reproduire la même procédure que lors du remplissage des moules (**Figure II-11.e**). Puis, la partie supérieure est soigneusement arasée à l'aide d'une règle avant la pesée.

Les masses volumiques apparentes sèches (ρ_d) sont également déterminées selon la norme NF P 18-459, à partir des mêmes données que pour la porosité à l'eau (**équation 11**).

$$\rho_d = \frac{M(\text{sec})}{M(\text{air}) - M(\text{eau})} \quad (11)$$

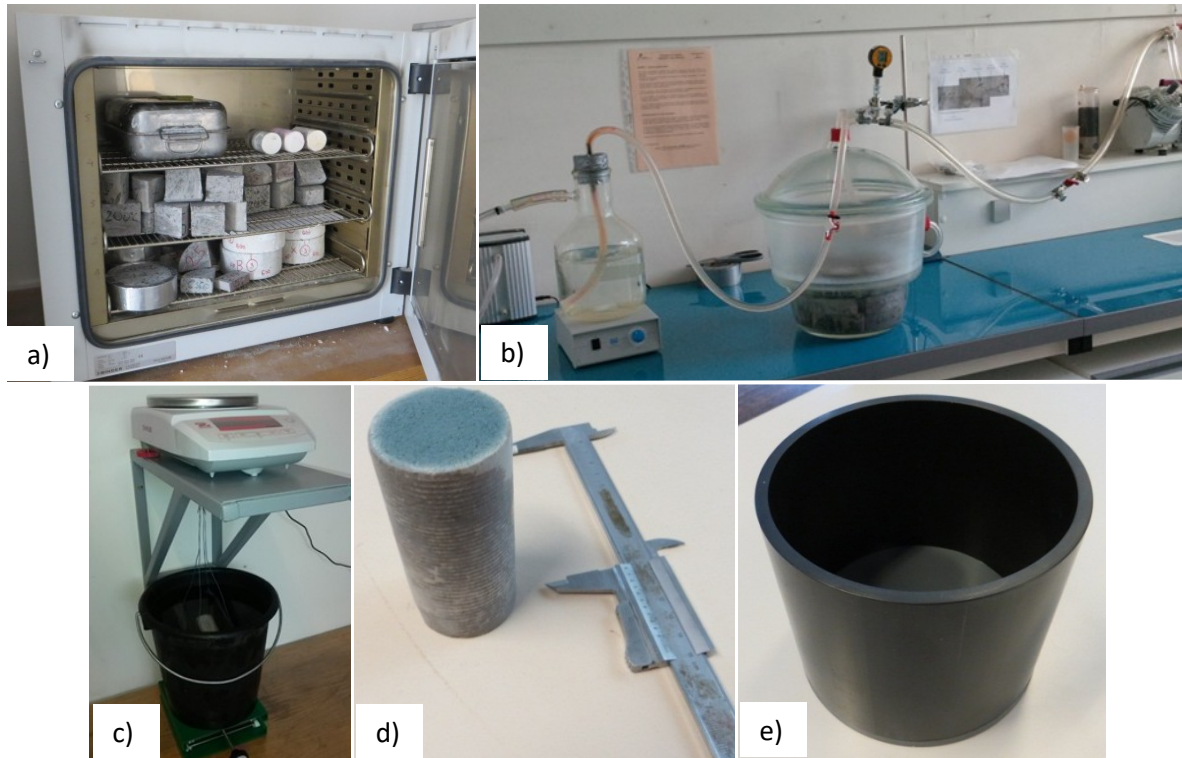


Figure II-11 Dispositif expérimental: a) séchage en étuve, b) saturation sous vide, c) pesée hydrostatique, d) mesures dimensionnelles, et e) masse volumique à l'état frais.

À la sortie des sacs de conservation aux différentes échéances, les masses volumiques apparentes humides (ρ_h) sont pour leur part déterminées par pesées avec une balance ($\pm 0,02$ g) et les mesures dimensionnelles à l'aide d'un pied à coulisse ($\pm 0,1$ mm). Les dimensions de l'éprouvette sont mesurées une fois l'éprouvette poncé (**Figure II-11.d**) et juste avant les essais de compression simple.

$$\rho_h = \frac{M(\text{hum})}{V(\text{hum})} \quad (12)$$

avec $M(\text{hum})$ la masse de l'éprouvette à l'état humide (kg) et $V(\text{hum})$ le volume apparent de l'échantillon mesuré à l'aide d'un pied à coulisse (m^3).

II.5.4 Stabilité dimensionnelle

Des essais de retrait et de gonflement ont été réalisés selon la norme NF P 15-433 pour les mortiers hydrauliques. Les moules utilisés sont des moules 4x4x16 cm percés aux extrémités afin de fixer des plots métalliques pendant la phase de durcissement. Les éprouvettes sont démoulées après 3 jours de maturation. Pour les essais de retrait, les échantillons sont placés dans une chambre climatique à 20 °C et 50 % d'humidité relative. L'espacement de 1 cm minimum préconisé dans la norme est respecté. Pour les essais de gonflement, des échantillons sont placés dans de l'eau à 20 °C et sortis 15 min avant l'essai. La mesure est alors effectuée à l'aide d'un bâti métallique muni d'un comparateur (**Figure II-12**). Pour ce faire, les éprouvettes sont placées entre les deux palpeurs de l'appareil munis de billes, les goujons métalliques venant s'y emboîter et donc assurant un bon positionnement. Le zéro est effectué à l'aide d'une tige métallique de 160 mm de longueur. Au final, ce dispositif permet de mesurer les variations dimensionnelles suite à une exposition à l'air (retrait) ou à l'eau (gonflement) des éprouvettes.

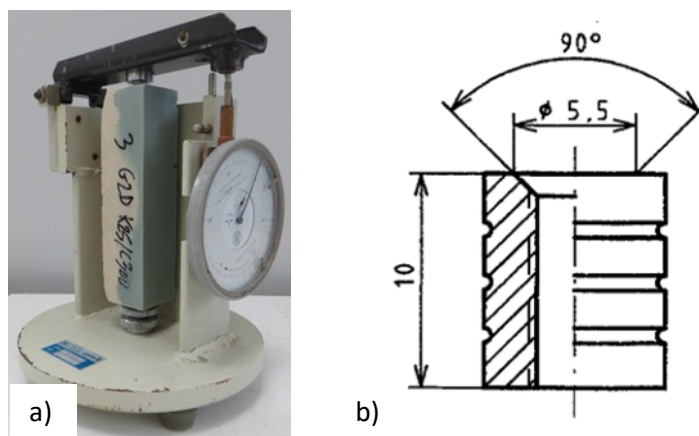


Figure II-12 Mesures de variations dimensionnelles : a) appareil de mesure, b) dimensions des goujons.

II.5.5 La perméabilité à l'eau

Pour la mesure de k , le protocole mis en place au laboratoire est inspiré des travaux de recherche de Åhnberg (Åhnberg, 2006). Le dispositif expérimental est présenté sur la **Figure II-13.a**. Dans la littérature, la hauteur des échantillons testés varie de 2 à 10 cm suivant le type d'expérimentation (Åhnberg, 2006), (Grisolia 2012a), (Kitazume et Terashi 2013). Dans la présente étude, la hauteur de l'échantillon testé est fixée par rapport aux mélanges sol-ciment les moins perméables afin de limiter la durée de l'essai à 24 heures environ. L'éprouvette cylindrique ($\varnothing = 50$ mm et $h = 100$ mm) de béton de sol est tout d'abord découpée et poncée de manière à obtenir une hauteur d'échantillon de 25 mm, puis saturé sous vide. Une fois la phase de saturation terminée, l'échantillon est placé dans la cellule de confinement entre 2 pierres poreuses. Ce dispositif permet de répartir uniformément les pressions d'eau au niveau des surfaces supérieure et inférieure de l'échantillon, et donc d'éviter de localiser l'écoulement de l'eau (**Figure II-13.b**). Des papiers filtres sont placés à chaque extrémité de l'échantillon testé afin d'éviter la migration de particules dans les contrôleurs. L'étanchéité entre l'échantillon et l'eau de la chambre de confinement est assurée par une membrane en latex et 2 joints toriques à chaque extrémité. Enfin, avant l'essai, les 3 contrôleurs sont remplis avec de l'eau déminéralisée et désaérée.

L'essai commence par la mesure du coefficient de Skempton β qui correspond à l'augmentation de la pression des pores au niveau de la vanne inférieure (la vanne supérieure étant fermée) divisé par le gradient de la pression de confinement appliqué à l'échantillon. La mesure de ce coefficient jusqu'à stabilisation permet de s'assurer de la saturation totale de l'échantillon avant de lancer l'essai de perméabilité (Head, 1998). Lorsque β est égal à 1, le matériau est considéré comme saturé et incompressible, mais plus β est inférieur à 1, plus le matériau est compressible. Le coefficient de Skempton est déterminé par incrément de pression 100 kPa (jusqu'à 500 kPa). Après chaque palier de mesure, une pression de 10 kPa inférieure à la pression de confinement est appliquée. La nouvelle mesure de β , est effectuée une fois que la pression des pores est proche de la pression appliquée au niveau de la vanne supérieure (à 2 kPa près), dont le volume correspondant doit être stabilisé.

La mesure de la perméabilité est réalisée en utilisant un gradient hydraulique de 100, ce qui est supérieur aux valeurs normalement recommandées (ASTM D 5058-90, 1997). Ce choix est pourtant justifié puisque l'application d'un trop faible gradient de pression pourrait, au vu de la précision de l'appareillage (± 2 kPa), affecter l'exactitude des mesures. Une série d'essais préliminaires a

également permis de vérifier que la perméabilité ne variait pas en fonction du gradient hydraulique mais plutôt en fonction de la pression effective. Dans une étude menée sur une argile stabilisée au ciment, Yongfeng Deng fait ainsi varier le gradient hydraulique suivant la teneur en ciment du mélange sans *a priori* modifier la valeur de la mesure de la perméabilité (Deng et al., 2015). Lorsque l'on utilise de l'eau pour mesurer la perméabilité, en négligeant la compressibilité de l'eau, il est possible de calculer la conductivité hydraulique à partir de la relation suivante :

$$k \text{ (m/s)} = R_T \times \frac{Q \cdot \mu \cdot L}{\Delta P \cdot A \cdot \rho} \times 10^7 \quad (13)$$

avec :

- R_T facteur de correction selon la norme ASTM D-5084 (température)
- Q débit traversant l'éprouvette (kg/s)
- ρ masse volumique de l'eau (kg/m³)
- μ viscosité dynamique de l'eau (Pa.s)
- L hauteur de l'échantillon (m)
- A section de l'échantillon (m²)
- ΔP différence de pression entre les deux extrémités de l'échantillon (Pa)

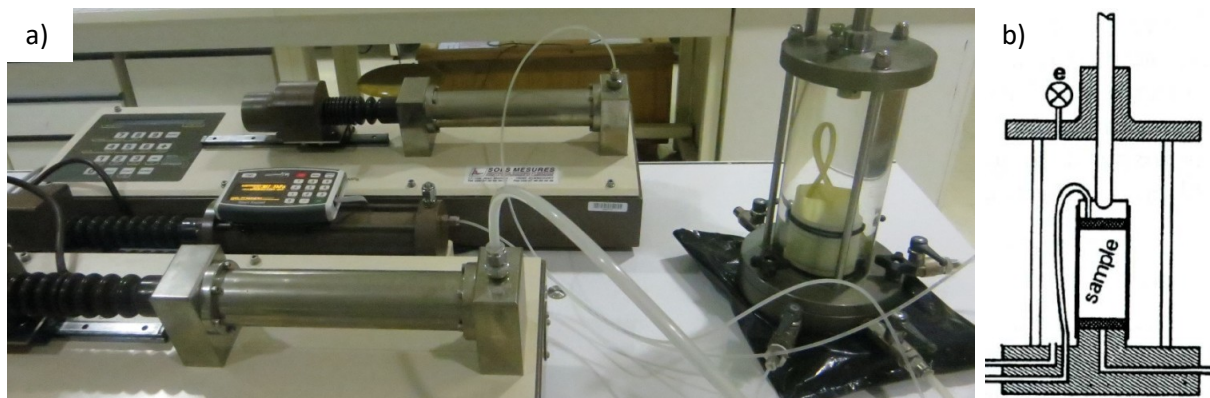


Figure II-13 Dispositif expérimental pour la mesure de la conductivité hydraulique : a) contrôleurs GDS et cellule triaxiale, b) représentation schématique de la cellule (Head, 1998).

II.6 Détermination des propriétés mécaniques

La résistance et le module d'élasticité font partie des principales propriétés utilisées lors des dimensionnements d'ouvrages (Porbaha et al., 2000). Dans notre étude, les propriétés mécaniques sont déterminées à l'aide d'une presse électromécanique INSTRON (30 kN) et d'une presse hydraulique SCHENK (3000 kN). Les deux presses sont équipées d'un capteur de déplacement.

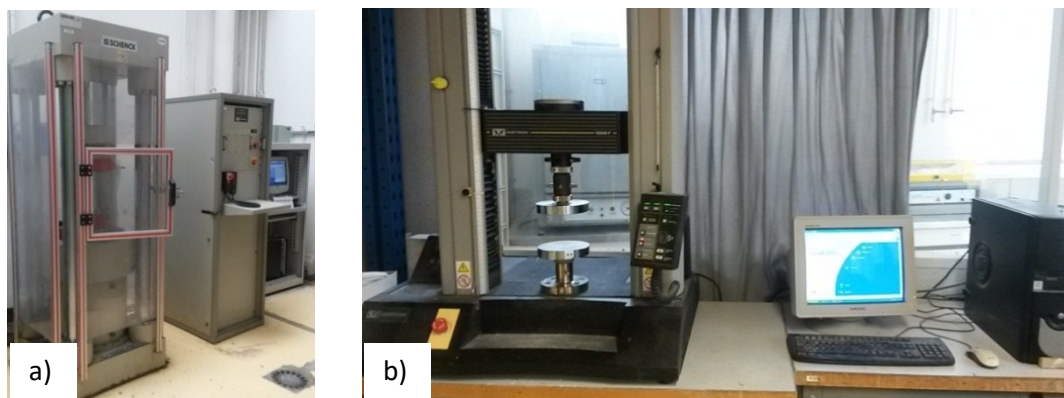


Figure II-14 Presses : a) SCHENCK et b) INSTRON.

II.6.1 La résistance en compression simple

Conformément à la norme NF P18-406, les éprouvettes testées en compression simple ont un élancement de 2. Leur diamètre est de 50 mm pour une hauteur d'environ 100 mm après surfaçage. Avant l'étape de chargement, les échantillons sont en effet surfacés à chaque extrémité, de manière à assurer une répartition uniforme de la charge et limiter les moments parasites. Le faciès de rupture dépend effectivement de l'homogénéité du matériau et de la qualité du surfaçage qui jouent un rôle non négligeable sur les résultats comme le montre la **Figure II-15**. Par ailleurs, il existe d'après la norme NF P 18-416, deux méthodes de surfaçage : le surfaçage au soufre et la rectification par usinage. Dans ce travail de recherche, nous avons choisi de rectifier manuellement les éprouvettes à l'aide d'un papier de verre. Cette méthode est bien adaptée à la petite taille des échantillons et à la résistance relativement faible des bétons de sol. Après chaque étape de ponçage, l'éprouvette est positionnée sur la presse, la base en contact avec le moule sur le plateau inférieur et le plateau supérieur est amené presque au contact de l'éprouvette afin de s'assurer du parallélisme des deux faces entre elles. Cette procédure est reconduite plusieurs fois jusqu'à obtenir une surface de contact satisfaisante entre le plateau et l'échantillon.

Les échantillons sont testés directement à la sortie de leur milieu de conservation. Le chargement est réalisé en contrainte contrôlée à une vitesse de 0,04 MPa/s. La charge est appliquée sans à-coups et augmentée progressivement au rythme recommandée par la norme NF EN 1015-11. Cette vitesse de chargement relativement faible a été choisie afin de laisser le temps aux fissures de se propager pendant la durée de l'essai. Dans la littérature des vitesses de chargement de 2,5 KN/s ou 0,3 mm/min sont utilisées (**Ganne et al., 2012**), (**Szymkiewicz, 2011**). La résistance en compression (MPa) est calculée à partir de l'équation suivante :

$$f_c = \frac{F_c}{S} \quad (14)$$

avec F_c la résistance ultime en compression simple (MN), S la section de l'échantillon (m²).

Paramètre	Perte de résistance
Faces convexes, pas de surfaçage	Jusqu'à 75 %
Matériau de surfaçage de résistance insuffisante	43 %
Faces concaves, pas de surfaçage	30 %
Mauvaise planéité des faces avant surfaçage	27 %
Faces convexes avec surfaçage	12 %

Figure II-15 Pertes de résistances liées au surfaçage (**Richardson 1991**).

II.6.2 La résistance en flexion

Des essais de flexion trois points ont été effectués sur des éprouvettes prismatiques de 4×4×16 cm³. Lors de ces essais, le matériau est sollicité à la fois en compression et en traction. Les bétons de sol étant plus résistants en compression qu'en traction, la rupture apparaît en partie inférieure de l'éprouvette (**Figure III-16**). La résistance en flexion est calculée à partir de l'équation suivante :

$$\sigma_f = -\frac{3 F_f L}{2 a^3} \quad (15)$$

avec F_f la résistance ultime en flexion (MPa), L la longueur entre les 2 points d'appui (m) et a le côté de l'éprouvette prismatique (m). La résistance en flexion est généralement plus élevée que la

résistance en traction directe, qui est elle cependant plus élevée que la résistance obtenue par fendage (Namikawa et al. 2007). D'après l'Eurocode 2, la résistance en flexion est égale à 0,6 fois la résistance en traction directe.



Figure II-16 Essais de résistance en flexion 3 points.

II.6.3 Le module d'élasticité statique

Certains échantillons de béton de sol ont été instrumentés avec des jauges de déformation de façon à déterminer les propriétés élastiques statiques du matériau (Figure II-17). La méthode consiste, suite à l'étape de surfacage, à appliquer une fine couche de résine de 3,5 cm de largeur en partie centrale de l'éprouvette. Une fois durcie, la résine est poncée afin d'obtenir une surface bien lisse pour coller les jauges, et des traits de construction sont tracés aux crayons sur l'éprouvette afin de bien les positionner. À mi-hauteur des éprouvettes et diamétralement opposées, quatre jauges sont collées, deux en position axiale et deux en position transversale. L'objectif est d'accéder à la fois au module d'élasticité axial et à la pente de déformation latérale. Les jauges sont ensuite soudées aux fils qui les relient au système d'acquisition des données (Figure II-17.c). Le fonctionnement des jauges extensométriques est fondé sur la variation de résistance électrique de la jauge proportionnellement à sa déformation :

$$\frac{\Delta R}{R} = K \frac{\Delta L}{L} \quad (16)$$

avec K le facteur de jauge, ΔR la variation de résistance (Ω), R la résistance de la jauge (Ω), ΔL la variation de longueur (m) et L la longueur initiale (m). Le facteur de jauge « K » est une constante qui dépend des matériaux considérés et de la température. Cette constante caractérise la sensibilité de la jauge. Les caractéristiques des jauges utilisées sont données dans le **Tableau II-7**.

TYPE <i>KFG-20-120-C1-11</i>			
GAGE FACTOR (24°C, 50% HR)	2.08 ±1.0 %	LOT no. Y4450S	BATCH 551A S05
GAGE LENGTH	20 mm	TEMPERATURE COEFFICIENT OF GAGE FACTOR	+0.008 %/°C
GAGE RESISTANCE	120.2 ± 0.2 Ω	APPLICABLE GAGE CEMENT	CC-33A, PC-600
ADOPTABLE THERMAL EXPANSION	11.7 PPM/°C	QUANTITY	10

Tableau II-7 Caractéristiques des jauges de déformation : KYOWA STRAIN GAGES fabriquées au Japon (extrait de la notice d'utilisation).

Des chargements cycliques sont réalisés par paliers de 1 MPa avec des décharges jusqu' à 1 MPa, le 1^{er} cycle étant réalisé à une contrainte de 1,5 MPa (Figure II-17.d). Cette procédure permet d'observer l'endommagement du matériau en fonction de la contrainte appliquée. Le module

statique tangent est déterminé en calculant, lors de chacun des cycles, la pente de la phase de décharge de la courbe contrainte-déformation à partir d'une série de données plus au moins linéaire comprise entre le pic et la moitié de chaque cycle. On évite ainsi les phénomènes visqueux présents au cours de la phase de chargement. La valeur du module d'élasticité est déterminée par interpolation, pour un niveau de contrainte équivalent à 30 % de la résistance à la rupture (0,3fc), sur la **Figure-II 17.e** qui donne l'évolution de E en fonction du niveau de contrainte.

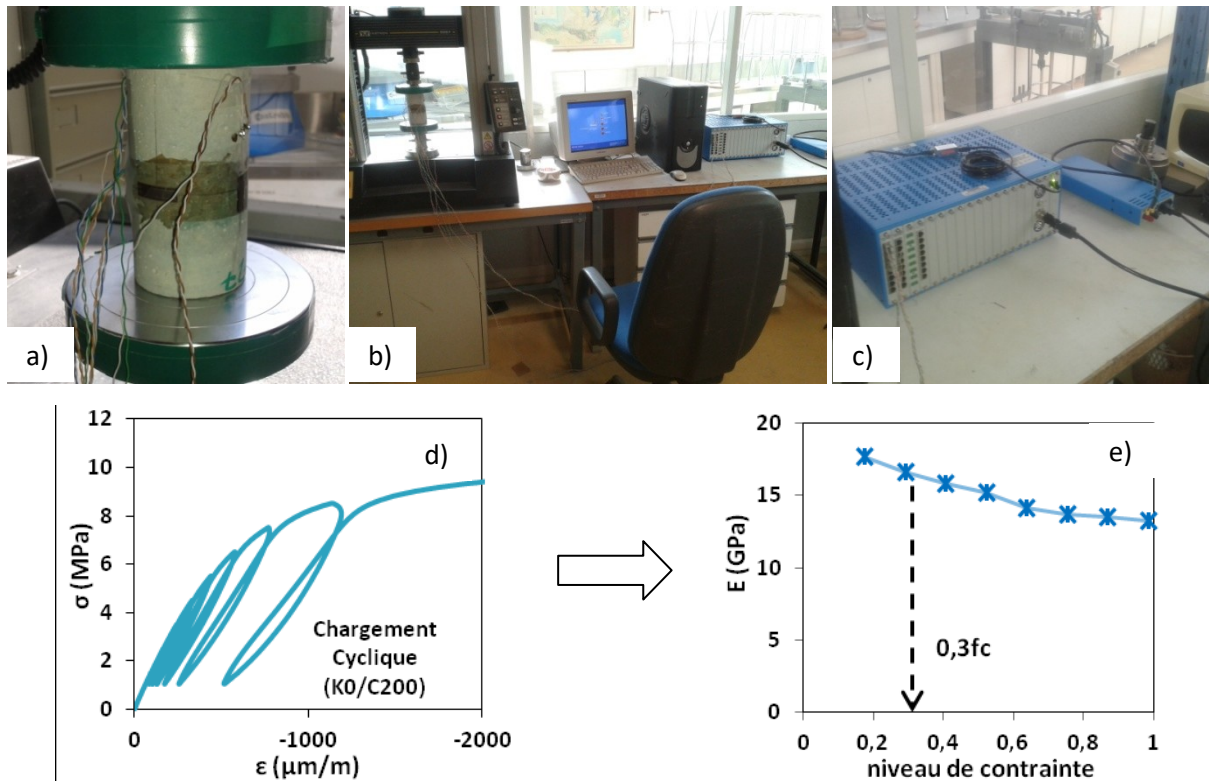


Figure II-17 Dispositif expérimental pour la mesure du module d'élasticité : a) échantillon instrumenté avec des jauges de déformation, b) poste de travail, c) système d'acquisition des données, d) exemple de courbes contrainte-déformation sous chargement cyclique et e) détermination de E à 0,3fc.

Le coefficient de Poisson caractérise la contraction de la matière dans la direction de la sollicitation appliquée ($\nu = \epsilon_{\text{axial}}/\epsilon_{\text{latéral}} = \epsilon_{\text{latérale}}/\epsilon_{\text{axiale}}$).

Il est également possible de déterminer le module d'élasticité à partir du déplacement des plateaux de la presse. Cette méthode de mesure globale est moins précise que la méthode de mesure locale décrite précédemment. Elle sous-estime généralement la valeur du module d'Young. En revanche, le module tangent E_{50} qui est souvent utilisé dans les logiciels de calcul par éléments finis donne généralement une valeur plutôt cohérente même si l'ordre de grandeur n'est pas le même. Ces données ont donc également été enregistrées.

La méthode de détermination est illustrée sur la **Figure II-18**. Elle consiste à déterminer la valeur de contrainte maximale (point P) puis à la diviser par 2 (point C). Ensuite, la tangente à la courbe issue du point C est tracée et permet de déterminer la position du point B. Le module tangent est alors déterminé en calculant la pente BC :

$$E_{50} = \sigma_c / (\epsilon_c - \epsilon_b) \quad (17)$$

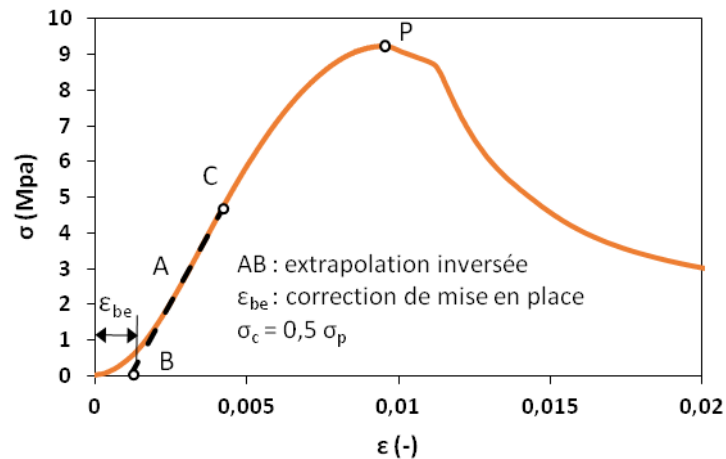


Figure II-18 Détermination du module E_{50} (Swedish Ministry of Transport, 2002).

II.6.4 Le module d'élasticité dynamique

La mesure des vitesses d'ondes de compression (V_p) est effectuée à l'aide d'un appareil de test ultrasonique (Pundit7). La mesure de V_p sur des échantillons de béton de sol en laboratoire consiste à émettre un signal ultrasonore sous la forme d'une impulsion pour ensuite analyser sa propagation dans l'échantillon. On mesure le temps de parcours de l'onde ultrasonore entre deux capteurs piézoélectriques de fréquence 54 kHz, un émetteur et un récepteur, placés au contact de l'échantillon en vis-à-vis (Figure II-19). La division entre la distance parcourue par l'onde P et le temps de parcours permet de déterminer la vitesse de propagation.

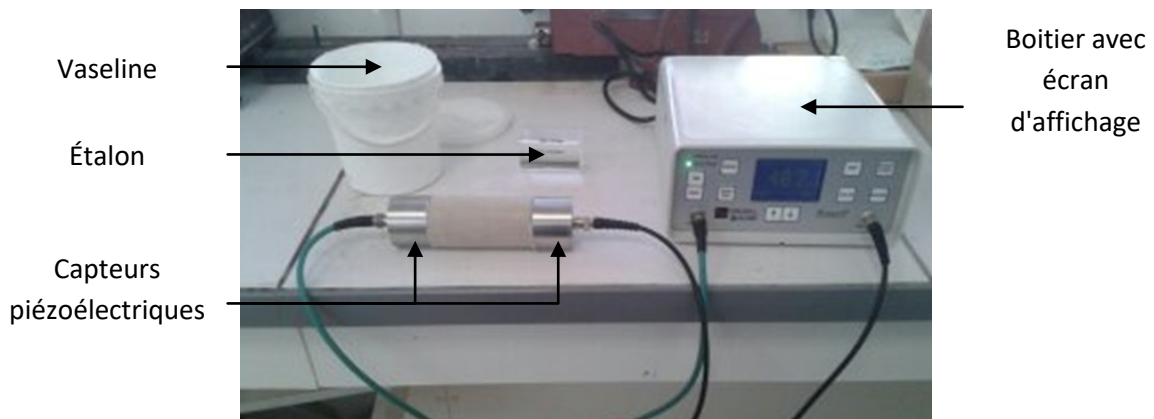


Figure II-19 Dispositif expérimental pour la mesure du module d'élasticité dynamique : PUNDIT 7.

Les tests sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques ($\varnothing = 50$ mm et $h = 100$ mm) à l'état humide (tout juste sortie du sac de conservation) en fonction du temps de cure et avant chaque essai de compression simple. De la vaseline est appliquée sur les capteurs piézoélectriques avant l'essai. Son rôle d'agent de couplage améliore le contact avec l'échantillon et donc la transmission des ondes. Ce type de mesures non destructives dans un matériau permet d'obtenir des informations sur la porosité, l'état de fissuration et les propriétés élastiques. La valeur du module dynamique est notamment déterminée à partir de l'équation suivante :

$$E_0 = \rho V_p^2 \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (18)$$

avec E_0 le module d'élasticité dynamique (Pa), ρ la masse volumique (kg/m^3), V_p la vitesse des ondes P (m/s) et ν le coefficient de poisson (-).

II.7 Investigations microstructurales

II.7.1 Analyse par microscopie électronique à balayage

Les observations sont réalisées à l'aide d'un microscope électronique à balayage de type LEICA S430i (**Figure II-20**). Un échantillon métallisé placé sous vide est bombardé par un faisceau d'électrons. Les particules ou rayonnements issus de l'interaction avec la matière sont détectés et analysés à l'aide de différents détecteurs : un spectromètre de rayons X (EDS), un détecteur d'électrons secondaires (ES) et un détecteur d'électrons rétrodiffusés (BSE).

Les échantillons de béton de sol étant particulièrement sensibles au séchage, ces derniers sont préalablement lyophilisés. Les échantillons sont placés à $-50\text{ }^\circ\text{C}$ pendant 24 heures, puis l'eau de l'échantillon (sous forme de glace) est évaporée sous vide. Cette méthode de préparation permet de ne pas dénaturer la microstructure initiale des échantillons, notamment en présence d'argile. Ensuite, les échantillons sont métallisés de manière à rendre leur surface conductrice. La métallisation se fait à l'or pour une analyse ES, et au nickel pour une analyse BSE ou EDS pour ne pas masquer les éléments les plus légers. Les clichés sont réalisés à une intensité du faisceau d'électrons de 150 pA (variable selon le type d'observation) et une tension d'accélération de 15 kV.

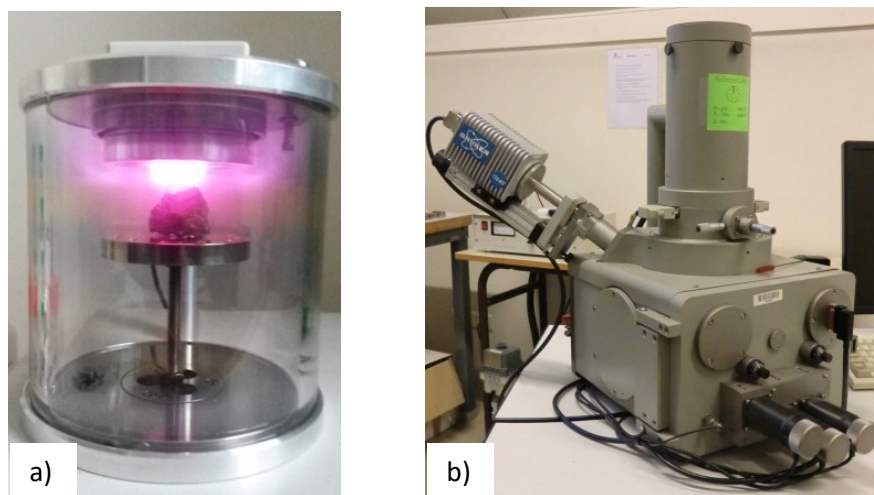


Figure II-20 Etape de métallisation a) et microscope électronique à balayage LEICA S430i b).

II.7.2 Porosité par intrusion de mercure

La technique de la porosimétrie au mercure a été utilisée afin d'analyser la microstructure des bétons de sol élaborés. Les essais ont été réalisés au laboratoire des mines de Douai, à partir d'un porosimètre AutoPore IV fabriqué par Micromeritics. Des échantillons cubiques de 18 mm de côté ont été prélevés par sciage et séchés à $60\text{ }^\circ\text{C}$ avant l'essai. Le principe de l'essai est basé sur le caractère non mouillant du mercure qui est injecté sous pression afin de forcer sa pénétration dans le matériau. L'augmentation par incrément de la pression permet d'accéder à des pores de plus en plus fins. D'après la loi de Washburn, en supposant que les pores sont des cylindres, le rayon d'accès des pores remplis par le mercure est inversement proportionnel à la pression appliquée :

$$r = \frac{2 \sigma_{\text{Hg}} \cos\theta}{p} \quad (19)$$

avec r le rayon des pores (m), σ_{Hg} la tension superficielle du mercure ($0,485 \text{ N.m}^{-1}$), θ l'angle de contact entre la surface solide et le mercure (130 degrés) et P la pression appliquée (Pa).

La phase d'injection du mercure ne donne qu'une indication sur la répartition des diamètres d'accès des pores. Cependant, en contrôlant l'extrusion du mercure et en réalisant une deuxième phase d'injection/extrusion, nous avons pu mieux nous rendre compte de la structure poreuse réelle du matériau et déterminer la porosité piégée. La pression maximale appliquée durant l'essai était de 200 MPa, ce qui a permis d'avoir accès aux pores de diamètre compris entre $0,006 \mu\text{m}$ et $404 \mu\text{m}$.

II.8 Analyses chimiques

II.8.1 Analyse thermogravimétrique et thermique différentielle

L'analyse thermogravimétrique (ATG) est une technique d'analyse thermique qui consiste à suivre la variation de masse d'un échantillon au cours de son chauffage. Dans cette étude, la thermogravimétrie est utilisée afin de déterminer la teneur en eau associée à la déshydratation des C-S-H, de l'ettringite, et de la Portlandite. L'essai consiste tout d'abord remplir un creuset en alumine avec environ 100 mg d'un échantillon de béton de sol préalablement broyé. Le creuset est taré et manipulé avec une pince pendant cette étape. L'échantillon est alors chauffé à $10 \text{ }^\circ\text{C}$ par minute jusqu'à $1000 \text{ }^\circ\text{C}$, sous atmosphère inerte (azote).

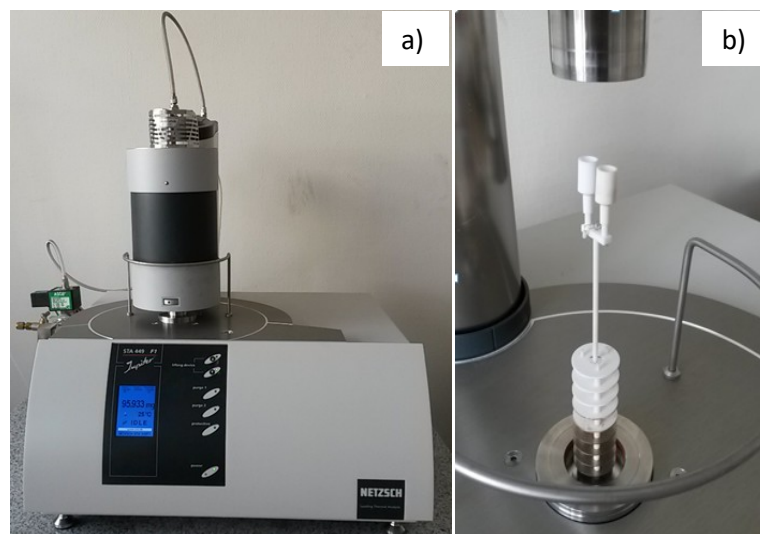


Figure II-21 Appareil NETZSCH STA 449 F1 Jupiter a) et son porte échantillon avec les 2 creusets b).

L'analyse thermique différentielle (ATD) consiste à suivre pendant le programme de chauffage, la différence de température entre l'échantillon étudié et un corps de référence inerte thermiquement. L'enregistrement des courbes ATD permet, par identification des pics endothermiques et exothermiques, de remonter aux produits issus de l'hydratation du ciment et aux changements de phases (ex : transformation du Quartz- α en Quartz- β). Une analyse quantitative est parfois possible en calculant l'aire du pic de transformation.

II.8.2 Diffraction des rayons X

Les analyses par diffraction des rayons X ont été réalisées à l'université de Lille au Laboratoire d'Océanologie et de Géosciences. L'appareil utilisé est un générateur de rayons X D4 Endeavor de marque BRUKER couplé à un détecteur rapide Lynxeye. La cristallographie aux rayons X est une

technique d'analyse fondée sur la diffraction des rayons X. Des échantillons sous forme de poudre sont bombardés de rayons X avec un tube à rayon X. Suite à l'interaction des rayons X avec la matière cristallisée (poudre de béton de sol), un détecteur mesure l'intensité des rayons X selon la direction du faisceau diffracté qui est régit par la condition de Bragg :

$$2d\sin(\theta) = n\lambda \quad (20)$$

avec λ la longueur d'onde du faisceau, n l'ordre de diffraction, d la distance inter-réticulaire du plan cristallographique et θ l'angle de diffraction. La radiation utilisé est la raie $K\alpha$ d'une anticathode en cuivre (valeur moyenne du λ du cuivre = 1,541838 Å). Pendant l'essai les échantillons sont balayés par les rayons X, et les données sont enregistrées tous les 0,08° pour une variation d'angle comprise entre 3 et 60°. Dans cette étude, les poudres de béton de sol ont par ailleurs été tamisées à 80 μm afin de réduire le signal du quartz qui ne nous intéresse pas, puisque ce sont plutôt les produits issus de l'hydratation du ciment que l'on cherche à identifier.

II.9 Essais de vieillissement accélérés

Les bétons de sol sont potentiellement exposés à des conditions d'exposition de classe XC4, XS2 et XA3 selon la norme EN 206. Dans le cadre de l'étude de durabilité, les bétons de sol confectionnés au laboratoire sont donc soumis à des conditions de conservation sévères pouvant affecter leurs propriétés mécaniques. L'objectif est de mieux cerner le potentiel de durabilité du matériau via des essais de vieillissement accéléré tels que les cycles humidification/séchage ou les attaques chimiques. Les essais de durabilité sont lancés après 180 jours de cure endogène afin de pallier les réactions d'hydratation particulièrement lentes des laitiers de hauts fourneaux et éviter leur interaction avec l'influence des essais de vieillissement accéléré sur l'endommagement du matériau.

II.9.1 Les cycles humidification/séchage

Les cycles humidification/séchage (H/S) modélisent les variations du niveau de la nappe phréatique que l'on peut rencontrer *in situ* en fonction des saisons ou des épisodes de crues/décrués. Un temps de maturation trop court provoque un phénomène d'autoréparation qui correspond à une fermeture des fissures et à une reprise de l'hydratation pendant les périodes d'humidification. Cela se traduit mécaniquement par une augmentation de résistance et visuellement par l'apparition de traces vertes au niveau des fissures des cycles antérieurs (CEM III/C).

Les cycles sont donc lancés après 180 jours de conservation endogène. Une partie des éprouvettes ($\varnothing = 50$ mm et $h = 100$ mm) est successivement immergée dans l'eau puis partiellement séchée, afin d'engendrer un vieillissement accéléré par fatigue mécanique. Dans la littérature, plusieurs protocoles ont déjà été proposés, mais la plupart des chercheurs étudient l'influence des cycles H/S comme un type de cure plutôt que comme un essai de durabilité (**Tableau II-8**).

En s'appuyant sur ces différents travaux, une phase de 2 jours d'immersion dans l'eau a été adoptée et correspond pour les bétons de sol testés à un degré de saturation optimal (masse stabilisée). La phase de séchage est cependant plus délicate à établir, car la vitesse de séchage dépend à la fois de la formulation, de la taille de l'éprouvette, de la température et de l'hygrométrie. Dans ce travail de recherche, deux types de séchage ont été testés afin d'observer l'influence de la vitesse de séchage sur le niveau de dégradation des bétons de sol (**Figure II-22**). Les échantillons cylindriques ($\varnothing = 50$ mm et $h = 100$ mm) sont ainsi placés soit dans une étuve à 53 °C pendant 24 heures

(cycles "accélérés"), soit dans une enceinte climatique à 20 °C et 50 % d'humidité relative pendant 2 semaines (cycles "longs").

Référence	Temps de cure	1 cycle H/S (immersion/séchage)	Nombre de cycle	Taille des éprouvettes	Matériau
(ASTM D559 - 96, 2005)	7j	5 h dans l'eau / 42 h dans une étuve à 71°C.	12	Ø=101,6mm h=116,4mm	Sol-ciment compacté
(Aldaoood, Bouasker, & Al-Mukhtar, 2014)	28j	48 h dans l'eau à 20°C / 48 h dans une étuve à 60°C.	6	Ø=50mm h=100mm	Sol gypseux + chaux
(Li, 2014)	28j	24 heures dans l'eau / 48 h dans une étuve à 40°C.	10	Ø=40mm h=80mm	Limon argileux + CEMI
(Guimond-Barrett 2013)	7j	1 à 4 jours dans l'eau / 24 h dans une enceinte à 20°C et 65% HR.	6	Ø=50mm h=100mm	sable/limons + CEMIII/C

Tableau II-8 Cycles H/S proposés dans la littérature pour les mélanges sol-liant.

Dans le cas des cycles "accélérés", la température de séchage est inférieure à 60 °C afin de limiter les contraintes d'origine thermique et l'altération de l'argile. La durée de séchage en étuve est choisie de façon à optimiser le nombre de cycles H/S dans une semaine et s'adapter aux contraintes pratiques (week-end). L'évolution de la masse et de la vitesse des ondes P de 3 éprouvettes ont été suivi tout au long des cycles, suite à la phase d'immersion et à la phase de séchage. Lors de ces relevés, un palier de mesure intermédiaire a été rajouté pour les cycles "longs" après 7 jours de séchage. Enfin, les essais de caractérisation mécanique (f_c et E) et hydrique (k) ont été réalisés après 3, 6, 12 et 24 cycles.



3, 6, 12 et 24 cycles (début des cycles à 180 jours)		
humidification	2 protocoles de séchage	
2 jours d'immersion dans de l'eau à 20°C	« accéléré »	« long »
	1 jour dans une étuve à 53 °C	2 semaines dans une chambre climatique à 20°C et 50% HR

Figure II-22 Protocole expérimental adopté pour les cycles humidification / séchage.

II.9.2 Les attaques sulfatiques

Dans le cas des ouvrages de fondations spéciales, les sulfates peuvent provenir des additifs du ciment, du sol (présence de gypse) et de la pollution de l'eau (industrie, pollution atmosphérique, agriculture). Les travaux de recherche sont ici focalisés sur les attaques sulfatiques externes qui font partie des modes d'altération les plus courants. La particulièrement bonne résistance du CEM III/C face aux attaques chimiques est garantie pour des rapports E/C ordinaires. Cependant, au vu des forts dosages en eau rencontrés en soil-mixing, des études complémentaires semblent nécessaires (Verástegui-Flores 2014). Les principaux phénomènes liés à ce type d'attaque chimique sont la lixiviation, la précipitation, la fissuration et la perte de matière par effritement. La complexité du suivi de l'état de dégradation résulte du couplage entre ces différents phénomènes (Massaad et al. 2015). La stratégie adoptée consiste donc à mesurer différents paramètres (masse, variation de longueur, vitesse d'ondes, résistance) afin de comprendre l'origine des mécanismes de dégradation.

La campagne d'essais a débuté après 180 jours de cure endogène. La moitié des éprouvettes cylindriques ($\varnothing = 50$ mm et $h = 100$ mm) ont été immergés dans de l'eau contenant 25 g/l de sulfate de sodium, et l'autre moitié dans de l'eau sans ajout de sulfate afin d'effectuer la comparaison pendant 22 mois d'immersion. Dans les deux cas, l'eau est préalablement saturée en chaux. La solubilité de l'hydroxyde de calcium étant de 1,73 g/l dans l'eau à 20 °C, 2 g/l sont introduits afin d'assurer la saturation. Les solutions sont préparées dans un bidon de 5 litres d'eau dans lequel les quantités de sulfates de sodium et de chaux correspondantes sont ajoutées (Figure II-23.a). La dissolution est ensuite facilitée par agitation et la concentration en sulfates est ainsi bien homogène. La solution est renouvelée tous les deux mois et les bacs de conservation sont recouverts afin de garder la même ambiance pendant toute la durée d'exposition (Figure II-23.b).



Attaques "externes"
Immersion dans une solution contenant 25 g/l de sulfates de sodium (renouvelée tous les 2 mois).

Figure II-23 Protocole expérimental adopté dans le cas des attaques sulfatiques.

Les tests d'immersion sont un moyen simple pour évaluer l'effet des attaques chimiques. Cette méthode est plus défavorable que dans la réalité, car elle favorise l'action des éléments agressifs. Les variations de volume, tout comme la fissuration, sont effectivement libres (Garvin & Hayles, 1999). L'objectif de cette partie est de mesurer la résistance en compression simple, les variations

massiques et dimensionnelles, et la vitesse des ondes P en fonction de la durée d'exposition au sulfates de sodium pour une concentration en sulfate très élevée. La concentration élevée est censée accélérer le processus de dégradation qui est généralement relativement lent. Une étude par microscopie électronique à balayage est également prévue afin d'observer les changements de microstructure et évaluer la cinétique de pénétration du sulfate à l'intérieur du matériau.

II.10 Comportement à haute température

Les essais sont réalisés dans un four électrique programmable de dimensions 1.3x1.01x1.04 m³ CMT (Construction de Matériel Thermique) dont la température de chauffage maximale est de 750 °C (**Figure II-24**). Ce four est muni de résistances chauffantes au niveau de ses parois latérales et possède une ventilation qui y homogénéise la température pendant l'essai. Au total, huit thermocouples de type K sont utilisés (usage continu de 0 à 1100 °C). Ces derniers sont positionnés en surface des éprouvettes à différents endroits dans le four, de manière à contrôler l'homogénéité du chauffage des éprouvettes. Deux d'entre eux servent au pilotage du four : le thermocouple de régulation et le thermocouple de sécurité. Une centrale d'acquisition automatique pilotée par un ordinateur permet d'enregistrer en continu ces températures.



Figure II-24 Four électrique CMT et instrumentation.

Les essais consistent à soumettre les bétons de sol à des cycles de chauffage/refroidissement. Un cycle est composé d'une phase de chauffage avec une montée en température à 0,5 °C/min, suivi d'un palier de 2 heures, et d'une phase de refroidissement à 0,5 °C/min (**Figure II-25**). Généralement, l'inertie du four ralentit cependant le refroidissement à partir de 125 °C environ.

Essai	Dimensions des éprouvettes	Nombre d'éprouvettes	Matériel
Porosité à l'eau	Ø = 40 mm et h = 100 mm	× 3	Dessiccateur Balance
Perte de masse	Ø = 40 mm et h = 100 mm	× 3	Balance
	Ø = 50 mm et h = 100 mm	× 4	
Conductivité hydraulique	Ø = 50 mm et h = 100 mm coupées après chauffage	× 1	Cellule triaxiale Contrôleurs
Résistance en compression	Ø = 50 mm et h = 100 mm	× 4	Presse électromécanique
Module d'élasticité statique		× 1	Presse électromécanique Jauges de déformation
Module d'élasticité dynamique		× 4	Pundit 7

Tableau II-9 Programme expérimental de caractérisation pour chaque formulation

La vitesse de chauffage est choisie suivant les recommandations de la RILEM afin de minimiser les gradients thermiques au sein des éprouvettes (Rilem Tc 129-Mht, 1995). Le palier de température permet de garantir l'homogénéisation de la température dans les éprouvettes.

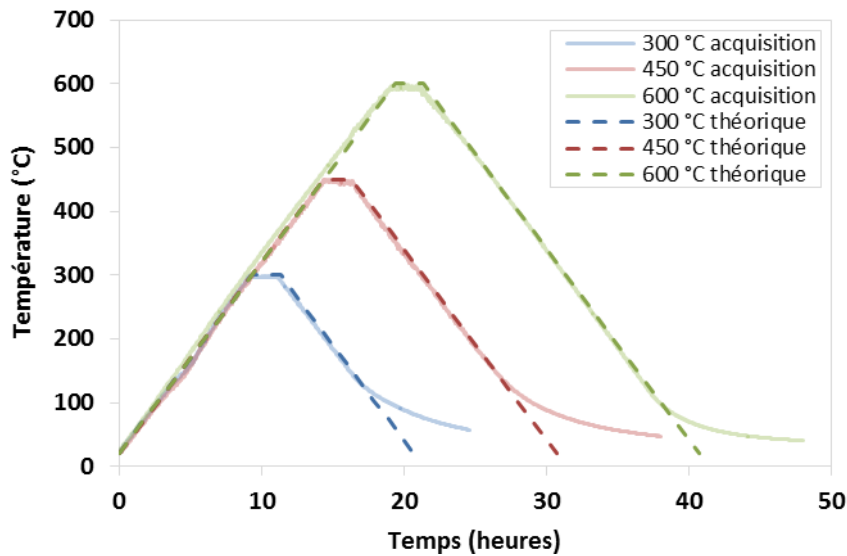


Figure II-25 Cycles de chauffage/refroidissement théoriques et expérimentaux.

Dans cette étude, les bétons de sol sont chauffés suivant trois différents paliers de température fixés à 300, 450 et 600 °C. Les essais de caractérisation consistent à mesurer l'évolution de la porosité à l'eau sous vide, de la perte de masse, de la conductivité hydraulique et des propriétés mécaniques résiduelles (résistance en compression simple, modules d'élasticité statique et dynamique) en fonction de la température de chauffage. Une synthèse des essais de caractérisation est proposée dans le **Tableau II-9**, indiquant la dimension et le nombre d'éprouvettes testées.

Une étude complémentaire a consisté à instrumenter des éprouvettes 15Ø20 cm avec un thermocouple au centre d'une éprouvette de béton. La **Figure II-26** illustre le dispositif de mesure avec la température de surface "Ts" et celle au centre de l'éprouvette de béton de sol "Tc". L'objectif est de mesurer la réponse thermique du matériau c'est-à-dire la différence de température entre le centre et la surface de l'éprouvette durant l'essai.

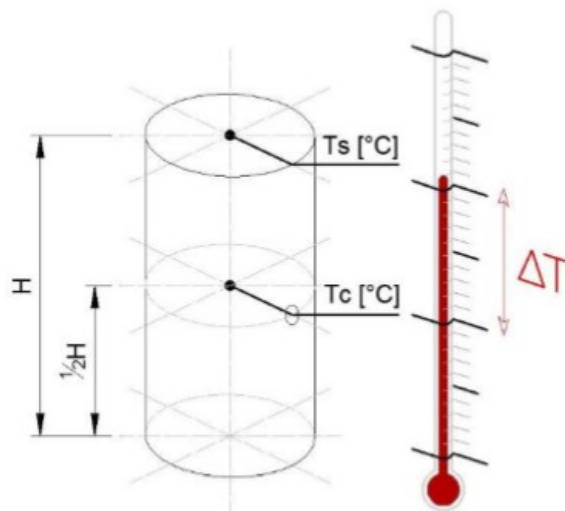


Figure II-26 Positions des thermocouples au centre et en surface de l'éprouvette (Niry, 2016).

II.11 Conclusion

Ce chapitre présente tout d'abord la démarche expérimentale suivie au cours des travaux de thèse et explique les choix de formulation par rapport aux objectifs initialement fixés. Les sols étudiés sont réalisés artificiellement en laboratoire de manière à étudier paramétriquement l'influence de l'argilosité du sol. Les plages de dosage en ciment testés sont calquées sur celles utilisées *in situ*. L'approche "béton" sur laquelle est fondée cette étude est finalement rarement adoptée en Deep Soil Mixing, ainsi un parallèle avec l'approche "géotechnique" est proposé. Une équivalence entre les différentes façons d'exprimer les dosages en ciment est notamment suggérée. La méthode de formulation repose sur l'ouvrabilité du mélange qui est définie comme autoplaçante conformément à la mise en place *in situ* du matériau. Le réglage de la quantité d'eau des bétons de sol dépend finalement surtout de la teneur en argile du sol, la quantité d'eau de gâchage nécessaire augmentant en raison de la capacité de rétention et la forte surface spécifique de l'argile.

La méthode de confection et de conservation des éprouvettes est ensuite détaillée, et souligne l'importance de facteurs pouvant impacter les caractéristiques du matériau comme le remplissage des moules, la température et l'humidité pendant la cure. Dans le cadre de la caractérisation physique et mécanique du matériau, les éprouvettes sont réalisées dans des conditions idéales de mélange et conservées dans des conditions de cure favorable (cure endogène). Une partie précise également les différents modes de conservation adoptés afin d'analyser l'influence du type de cure (cure endogène, à l'eau, et à l'air) sur l'évolution la résistance en compression en fonction du temps. Et enfin, l'étude de l'influence des inclusions de sol est étudiée expérimentalement. Une méthode originale est proposée afin de reproduire en laboratoire les problèmes de chantier liés au malaxage des bétons de sol. L'idée consiste à introduire des boulettes d'argile pendant le remplissage des moules, afin de mesurer l'impact de la présence de morceaux de sol non mélangés avec le liant sur les performances mécaniques des bétons de sol.

La caractérisation physique du matériau passe par différents dispositifs classiques de mesure dont le principe est détaillé. La teneur en air occlus est déterminée à l'aide d'un aéromètre à mortier. La porosité accessible à l'eau et la masse volumique sèche sont déterminées conformément à la norme NF P 18-459, cependant la température de séchage est réduite à 60 °C pour ne pas altérer la microstructure de l'argile. La stabilité dimensionnelle des éprouvettes est mesurée selon la norme NF P 15-433, à l'aide d'un bâti muni d'un comparateur. Les propriétés de transfert du matériau sont également déterminées à l'aide d'un appareil triaxial. Le choix de la hauteur de l'échantillon testé ($ht = 25 \text{ mm}$) et du gradient de pression appliqué ($\Delta P = 25 \text{ kPa}$) sont inspirés de la littérature.

La caractérisation mécanique du matériau a été effectuée à l'aide d'une presse électromécanique INSTRON et d'une presse hydraulique SCHENK. La résistance en flexion est déterminée sur des éprouvettes prismatiques de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ et donne indirectement une idée de la résistance en traction du matériau. La résistance en compression simple et le module d'élasticité sont déterminés sur des éprouvettes de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur, surfacées manuellement à l'aide d'un papier de verre. Le module d'élasticité statique est déterminé par instrumentation des éprouvettes de béton de sol avec des jauges de déformation. Ce module est ensuite comparé au module d'élasticité dynamique déterminé en mesurant la vitesse de propagation des ondes P à travers le matériau en utilisant un Pundit 7.

L'analyse microstructurale et chimique des bétons de sol a été effectuée à l'aide de moyens matériels sophistiqués dont certains sont disponibles au laboratoire (analyse thermique, microscope électronique à balayage) mais d'autres ont dû faire appel à l'équipement d'autres laboratoires (porosité au mercure, analyse par diffraction de rayons X). Le principe de fonctionnement et la complémentarité de ces différentes méthodes d'analyse est mise en évidence. Les résultats obtenus par MEB, ATG, ATD, DRX, donnent des informations chimiques et morphologiques sur les produits issus de l'hydratation du ciment, et les essais par intrusion de mercure donnent la distribution du diamètre des pores au sein des éprouvettes de béton de sol.

La durabilité des bétons est encore source d'incertitudes bien que la méthode du Deep Soil Mixing soit aujourd'hui parfaitement reconnue à travers le monde (Denies et al. 2015). Des essais de vieillissement accélérés sont donc proposés dans cette étude, afin notamment de tester la résistance des bétons de sol vis-à-vis des cycles humidification/séchage et des attaques sulfatiques externes. Différents types de cycles H/S sont testés ("accélérés" et "longs") afin d'analyser l'influence de la vitesse de séchage sur l'endommagement. Le matériau également exposé à une solution dont la concentration en sulfates de sodium est très élevée (25 g/l) de manière à accélérer l'influence du Na_2SO_4 . Pour ces différents essais de durabilité, la démarche consiste à suivre continuellement par pesée le degré de séchage du matériau et son état de fissuration en sondant le matériau par mesures ultrasonores. Des essais mécaniques (E, f_c) et hydriques (k) ont également été programmés à différentes échéances.

La dernière partie de ce travail s'intéresse au comportement à haute température des bétons de sol, car les ouvrages tels que les parkings souterrains peuvent être exposés à des incendies. Le fonctionnement du matériel utilisé pour le chauffage des éprouvettes et la procédure adoptée pour le relevé des températures à partir de thermocouple sont décrites. La caractérisation du matériau consiste à chauffer les éprouvettes à 300, 450 et 600 °C. La vitesse de chauffage est fixée à 0,5 °C/min de manière à limiter la valeur du gradient thermique. Au total, 33 éprouvettes par formulation sont réalisées pour la caractérisation physique et mécanique du matériau. Une étude complémentaire a également consisté à déterminer la réponse thermique du matériau, en plaçant un thermocouple au cœur d'éprouvettes 15Ø20 cm.

III. CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE : étude paramétrique

III.1 Introduction

Cette partie des travaux de recherche s'intéresse à l'influence de la teneur en argile du sol sur les propriétés physiques et mécaniques des bétons de sol pour deux dosages en ciment différents. Le matériau est caractérisé à l'état frais et à l'état durci après différents temps de cure. Différents paramètres comme la teneur en air occlus et la masse volumique à l'état frais soulignent l'influence de la consistance d'un béton de sol sur ses propriétés à l'état durci. Des mesures de retrait, de masse volumique à l'état durci, de porosité accessible à l'eau et au mercure, et de conductivités hydrauliques sont effectuées, sachant que les bétons de sol contiennent de grandes quantités d'eau. Des propriétés physiques assez extrêmes sont alors attendues. Une étude de la microstructure du matériau (MEB, DRX) permet ensuite de faire le lien entre les propriétés physiques et mécaniques du matériau. Ces analyses mettent en évidence les produits issus de l'hydratation du ciment du fait de leur morphologie (MEB) et leur composition chimique (DRX). L'objectif est également d'évaluer l'importance de l'interaction chimique entre la kaolinite et les produits cimentaires. La partie suivante s'intéresse aux propriétés mécaniques du matériau telles que la résistance en compression, la résistance en flexion et le module d'élasticité. Les résistances mécaniques obtenues sont reliées à la qualité de l'interface pâte-granulat, à la distribution granulométrique et la quantité de pâte des mélanges. L'évolution du module d'élasticité statique est aussi suivie en fonction du niveau de chargement mécanique et sa valeur est comparée au module d'élasticité dynamique. Enfin, une dernière partie concerne l'analyse de l'influence des conditions de cure, sachant que les bétons de sol sont particulièrement sensibles au séchage et que l'hydratation du CEM III/C est grandement affectée par la température de conservation surtout au jeune âge.

III.2 Caractérisations physiques du matériau à l'état frais et durci

III.2.1 Air occlus

La mesure de l'air emprisonné pendant l'étape de malaxage est un moyen de vérifier que les choix de formulation assurent une consistance adaptée à la mise en œuvre des bétons de sol. Autrement dit, cet indicateur de durabilité au gel des bétons est plutôt utilisé ici pour évaluer l'expulsion de l'air occlus suite au remplissage des moules. Les pourcentages d'air occlus sont donc déterminés et présentés sur la **Figure III-1**. Les résultats montrent que les mélanges K0 (sable-ciment) vibrés ont les plus fortes valeurs d'air occlus (jusqu'à 6 %), alors que les bétons de sol contenant de l'argile comptent seulement 2 à 2,5 % d'air occlus. Pour les mélanges K0, la quantité d'air occlus passe de 6 à 4 % lorsque le dosage en ciment augmente de 200 à 300 kg/m³. Cet écart est probablement lié à la différence d'ouvrabilité entre les mélanges KOC200 et KOC300 qui présentent un affaissement de respectivement 0,9±0,6 cm et 3,3±0,4 cm au mini-cône. Les plus fortes valeurs d'air occlus des bétons de sol K0 s'expliquent donc par leur moins grande fluidité (consistance ferme), mais aussi par la granulométrie uniforme du sable de Fontainebleau qui entraîne un moins bon arrangement granulaire. Pour ces mélanges, la plus grande quantité d'air mesurée est confirmée par les nombreuses bulles d'air observées sur le béton de sol à l'état durci, dont le diamètre est de l'ordre du millimètre.

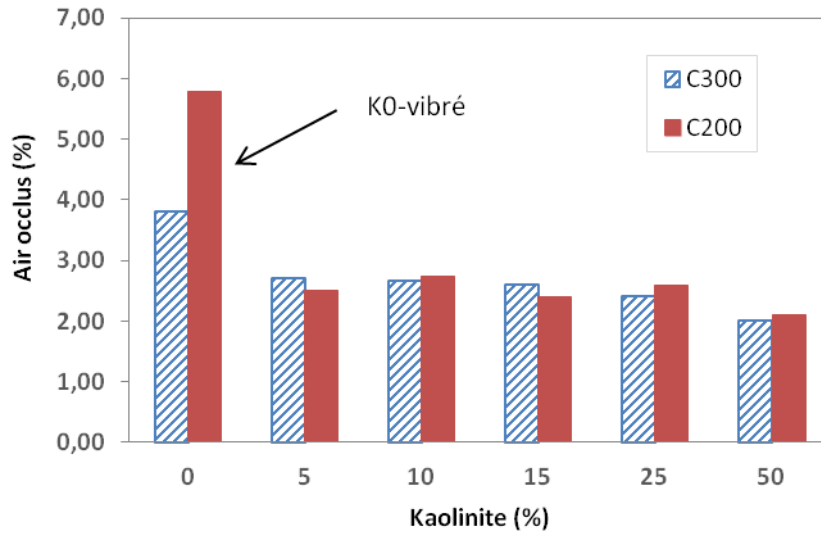
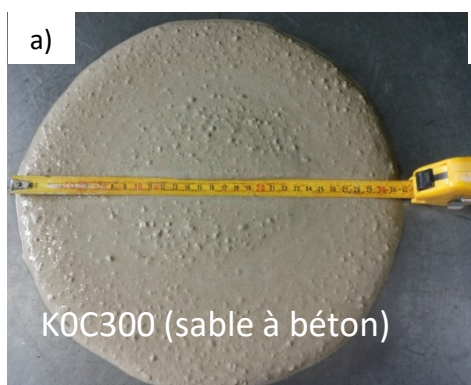


Figure III-1 Teneur en air occlus en fonction de la teneur en argile du sol et du dosage en ciment.

Contrairement aux mélanges KO, aucune variation suffisamment significative d'air occlus ne peut cependant être attribuée au ciment dans le cas des bétons de sol contenant de l'argile (ouvrabilité constante). De plus, les bétons de sol avec kaolinite présentent très peu de bulles d'air une fois durcis ce qui s'accorde avec les faibles valeurs d'air occlus mesurées. Toutefois, l'effet bénéfique de la stabilisation de l'argile observé en laboratoire n'est pas forcément valable *in situ*, où il est souvent plus facile de traiter un sable qu'un sol argileux. Notamment, parce que les sables contiennent à leur état naturel une certaine fraction d'éléments fins favorables à l'obtention d'une bonne ouvrabilité, alors que les sols cohésifs sont plus difficiles à mélanger et ont tendance à s'agglomérer pour former des inclusions de sol. Une étude réalisée en parallèle a consisté à remplacer dans les formulations le sable de Fontainebleau par un sable d'Achères. Contrairement au sable de Fontainebleau, ce sable à béton dont la granulométrie est plus étalée permet d'obtenir un étalement de 32 cm sans rajouter de kaolinite (**Figure III-2**). La teneur en air occlus des mélanges KO se rapproche alors de celle des mélanges avec kaolinite. Pour les mélanges contenant de l'argile, les résultats indiquent par ailleurs une légère augmentation de la teneur en air occlus lorsque la granulométrie du sable augmente.



b)

Ciment [kg/m ³]	Sable d'Achères [%]	Kaolinite [%]	Air occlus [%]
	100	0	3,5
300	90	10	3,2
	75	25	2,9

Figure III-2 Bétons de sols autoplaçants constitués de sable d'Achères : a) ouvrabilité, b) air occlus selon la teneur en argile du sol.

III.2.2 Retrait de séchage

À l'état frais, les bétons de sol sont sujets à un phénomène de retrait plastique qui pour certaines éprouvettes est observé exclusivement en présence d'argile en surface supérieure (fissuration induite par l'évaporation de l'eau de gâchage). Ce retrait est défini par la contraction totale entre l'étape de fabrication et la fin de prise du béton de sol. Une fois durcis, les éprouvettes exposés à l'air (50 % HR et 20 °C) subissent principalement un retrait de dessiccation, le retrait endogène (auto-dessiccation) étant relativement faible au vu des valeurs très élevées du rapport E/C. Ce retrait de dessiccation est mesuré dans ce travail de recherche selon la norme NF P15-443 (paragraphe II-5.4). Aussi appelé "retrait de séchage", ce retrait est causé par le déséquilibre hydrique entre l'intérieur des éprouvettes de béton de sol et le milieu ambiant de la chambre climatique (Ollivier et Vichot 2008).

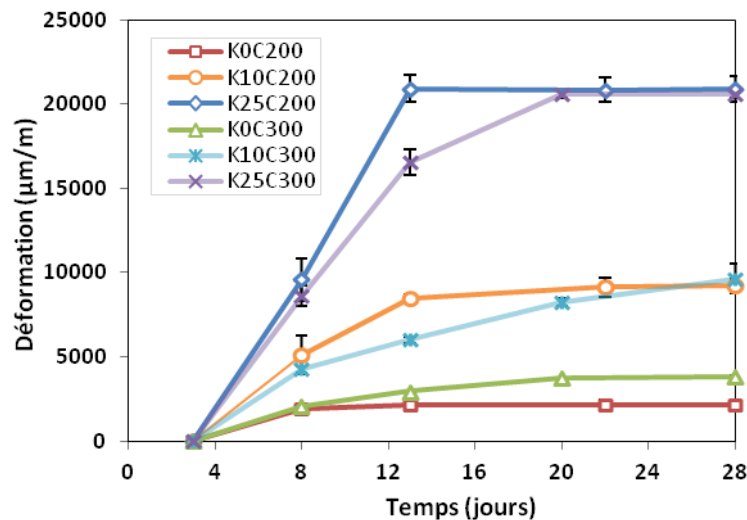


Figure III-3 Retrait total selon la norme (NF P15-443).

La Figure III-3 présente les valeurs de retrait obtenues en fonction du temps pour différentes formulations. Les résultats montrent que le retrait dépend surtout de la quantité d'argile dans le sol et assez peu en revanche de la quantité de ciment dans le mélange. La kaolinite est *a priori* l'argile la moins sensible au gonflement (Bell, 1993), cependant plus sa proportion dans le sol est élevée, plus le sol devient plastique et donc sensible au retrait (Saride et al. 2013). Cela influence l'amplitude du retrait des bétons de sol qui augmente logiquement avec la quantité d'eau et donc également en fonction de la teneur en argile du sol. Effectivement, avec 25, 10 et 0 % d'argile les valeurs de retrait à 28 jours (valeurs stabilisées) sont respectivement en moyenne de -20700, -9400, et -3000 µm/m (Figure III-3). Les valeurs de retrait obtenues sont 6 à 40 fois environ plus élevées que celles des bétons ordinaires et autoplaçants (Burlion et al., 2005), (Samouh et al., 2012). Ces résultats sont cependant plutôt cohérents avec ceux de Guimond-Barrett (2013) dont les valeurs de retrait mesurées sont pour des mélanges sable-ciment de -0,28 % et pour des mélanges limon-ciment de -2,79 à -2,10 % (Guimond-Barrett, 2013), après un séchage de 23 jours à 20 °C et 65 % d'humidité relative. La cinétique d'augmentation du retrait est surtout importante les dix premiers jours d'exposition à l'air, puis ralentit pour se stabiliser après environ 25 jours de séchage. Cela s'explique par la forte porosité des bétons de sol à l'origine d'une cinétique de séchage significativement plus importante que celles des bétons ordinaires (Figure III-4), dont la perte d'eau vérifie généralement une loi en racine carrée du temps. Les bétons de sol perdent en effet environ 80 % de leur eau libre après seulement 5 jours de séchage dans l'enceinte climatique. Une augmentation du dosage en

ciment semble également légèrement ralentir la cinétique de retrait pour les mélanges contenant de l'argile (entre 8 et 20 jours). Cette différence résulte de la légère réduction de porosité et de perméabilité entraînée par l'augmentation du dosage en ciment. Après 8 jours (c'est-à-dire 5 jours de séchage), la perte de masse ne dépend pas du dosage en ciment et c'est seulement au-delà que la différence de perte de masse d'un dosage en ciment à l'autre se fait ressentir. À partir de cette durée de séchage, la perte de masse des mélanges "C300" semble par ailleurs retardée par la plus grande quantité d'hydrates dont l'eau à plus de difficultés à s'extraire, les pores des hydrates plus nombreux étant très fins.

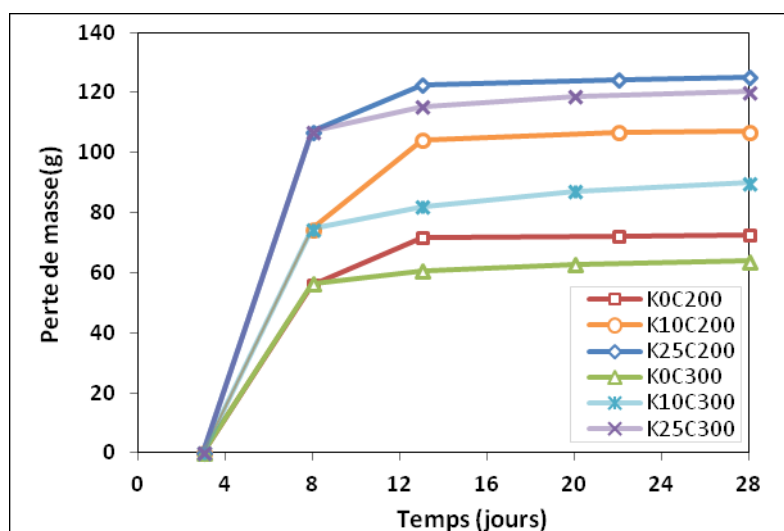


Figure III-4 Perte de masse des éprouvettes à partir de leur exposition à l'air (20 °C et 50 % HR).

La cinétique du retrait de dessiccation étant liée à celle du départ de l'eau, la perte de masse (en %) des éprouvettes 4x4x16 utilisées pour les mesures de variations dimensionnelles est exprimée en fonction du retrait sur la **Figure III-5**. En faisant abstraction de l'influence des paramètres de formulations, ces 2 propriétés semblent liées par une fonction puissance (**équation 21**), ce qui montre que la perte en eau est un des moteurs du phénomène de retrait :

$$\epsilon (\mu\text{m}/\text{m}) = 8,6843 \text{ Perte de masse } (\%)^{2,3432} \quad r^2 = 0,90 \quad (21)$$

Sur la **Figure III-5**, la perte de masse correspond à la masse d'eau perdue à un temps donné divisée par la masse initiale de l'éprouvette. Les différentes pentes obtenues en fonction de la formulation montrent que le retrait dépend aussi des propriétés du matériau, notamment de la teneur en argile du sol. La relation entre ces deux paramètres est *a priori* linéaire lorsque l'on fait la distinction entre les différents mélanges. Cela est valable seulement pour un intervalle donné qui dépend de la formulation, car l'évolution du retrait en fonction de la perte de masse compte généralement trois phases (**Samouh et al. 2012**). La première est caractérisée par une perte de masse importante qui entraîne seulement un faible retrait, ensuite le retrait augmente considérablement en fonction de la perte de masse, puis une troisième phase se traduit par une nette diminution de la cinétique de retrait associée à une stabilisation de la perte de masse. Les contraintes de traction induites par le séchage entraînent par ailleurs une fissuration du matériau dont la profondeur augmente au fur et à mesure du séchage. Les parois en béton de sol exposées à l'air doivent donc être protégées lorsque l'ouvrage est permanent, pour éviter la fissuration précoce du matériau par retrait (**Denies et al. 2015**). Le retrait de dessiccation au jeune âge pourrait également être limité par un ajout de fibres dans la

matrice sol-ciment (Mohamed 2011), à condition de trouver un moyen afin de les introduire et de les malaxer *in situ*.

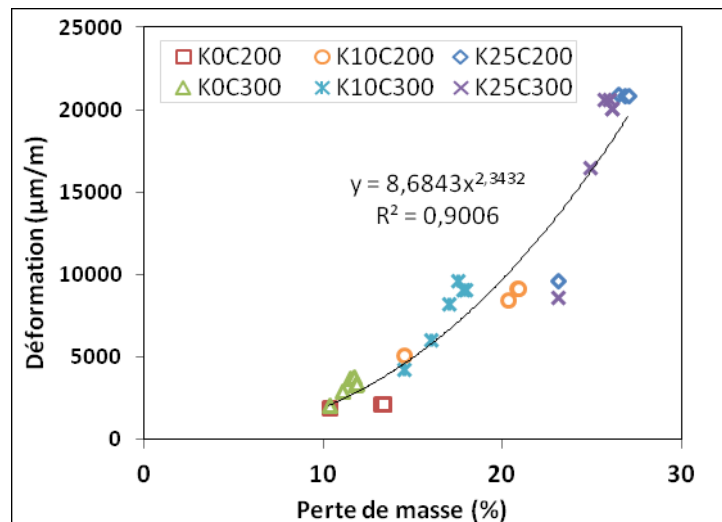


Figure III-5 Relation entre le retrait et la perte de masse.

III.2.3 Masse volumique

La teneur en air occlus a vraisemblablement une certaine influence sur la densité du matériau (mélanges KO). Cependant d'autres paramètres eux aussi liés à la formulation sont également importants. Les valeurs de masse volumique sont présentées sur la **Figure III-6**. Cette figure compare la masse volumique des bétons de sol à l'état frais, à l'état durci à différents temps de cure, et théorique ("th" sans comptabiliser la teneur en air occlus et "th (air occlus)" en comptabilisant la teneur en air occlus). Les résultats montrent tout d'abord qu'une substitution du sable par l'argile induit une diminution de la masse volumique qui est tout simplement liée au plus grand volume d'eau nécessaire à l'obtention d'une consistance BAP en présence d'argile (hypothèse d'ouvrabilité). En présence de kaolinite, la masse volumique des bétons de sol mesurée à l'état frais est environ 5 % plus élevée que celle à l'état durci (28 jours). Cela s'explique *a priori* par la réorganisation de la matrice argileuse entre l'état "frais" et l'état "durci" (Gélard et al. 2007). De plus, la stabilisation de l'argile empêche le phénomène de ressuage en raison de sa capacité à absorber et garder l'eau entre ses plaquettes. Pour les formulations "KO", la formation d'une pellicule d'eau en surface de ces mélanges fraîchement moulés, témoigne en revanche d'un ressuage plus important. Ce phénomène accentue le tassement du squelette granulaire et se traduit par des masses volumiques du béton durci plus importantes que celles mesurées à l'état frais. Cela est également cohérent vis-à-vis de la contraction de Chatelier qui engendre un volume d'hydrates inférieur au volume d'eau et de ciment initialement introduit, et donc tend à augmenter la valeur de la masse volumique des bétons de sol. Il est intéressant de préciser que la différence entre la masse volumique à l'état frais et celle à l'état durci est moins importante dans le cas des mélanges KOC300 que dans le cas des mélanges KOC200, grâce au ciment qui joue le rôle de fine et stabilise le mélange. Le ressuage conduit généralement à une diminution du rapport E/C par rapport à la valeur d'E/C de gâchage, ce phénomène améliore par conséquent la résistance mécanique des bétons de sol. La masse volumique des différents bétons de sol augmente par ailleurs légèrement en fonction du temps de cure, ce qui confirme le maintien d'une humidité adéquate pendant la cure permettant l'augmentation du volume des hydrates (**Figure III-6**).

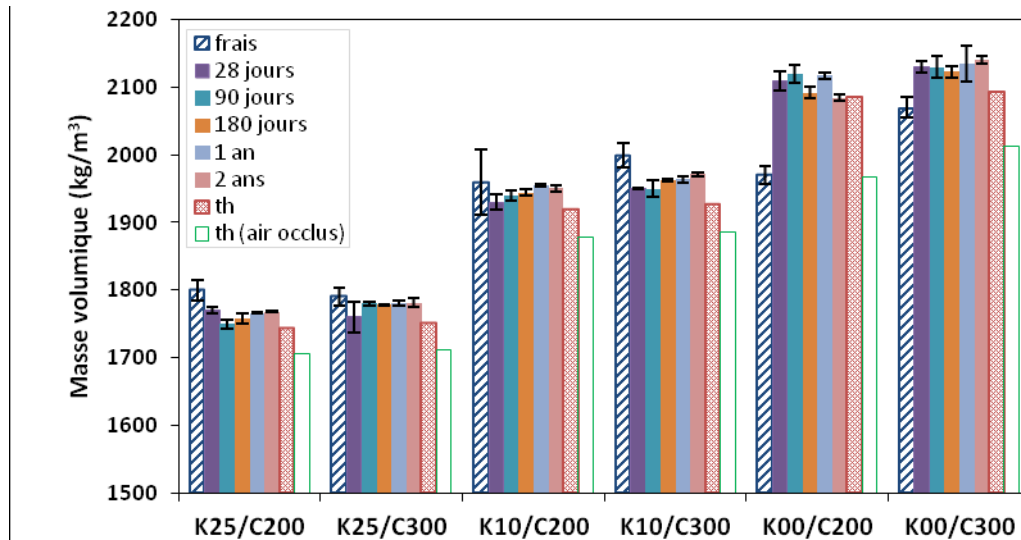


Figure III-6 Masses volumiques : à l'état frais, à l'état durci et théoriques.

La porosité est fortement liée à la masse volumique, ce qui permet en principe de passer d'un paramètre à l'autre avec précision (Denies et Huybrechts 2012b). *In situ* la détermination de la masse volumique est surtout un excellent indicateur de l'homogénéité du matériau en jet-grouting (Akin, 2016), comme en soil-mixing (Szymkiewicz et al., 2010). En laboratoire en revanche, la masse volumique est plutôt utile afin de proposer des modèles de prédiction (propriétés mécaniques) et permet un calage des propriétés physiques par rapport à celles du matériau fabriqué *in situ*.

Les valeurs de masse volumique sèches et humides sont présentées sur la Figure III-7, en fonction de la teneur en argile du sol et pour 2 dosages en ciment. Selon la norme FD P 18-457, l'ensemble des bétons de sol formulés peuvent être classés parmi les bétons légers, puisque les masses volumiques sèches sont comprises entre 900 et 2000 kg/m³. Les masses volumiques sèches (ρ_d) et humides (ρ_h) diminuent presque linéairement en fonction de la teneur en argile, car ce travail est réalisé à ouvrabilité constante. Le volume d'eau augmente donc proportionnellement avec le pourcentage d'argile du sol. Il est intéressant de noter que la différence entre ces deux masses volumiques ($\Delta\rho$) augmente linéairement en fonction de la teneur en argile, puisque la porosité des bétons de sol augmente en fonction de la teneur en argile et en eau :

$$\Delta\rho = 5,46 K(\%) + 303,7 \quad r^2 = 0,991 \quad (22)$$

La diminution de masse volumique semble par ailleurs moins importante plus la teneur en argile du sol est importante, car l'augmentation de la porosité accessible à l'eau est logarithmique en fonction de la teneur en eau de gâchage :

$$\eta(\%) = 22,763 \ln(w(\%)) - 38,905 \quad r^2 = 0,986 \quad (23)$$

Une augmentation du dosage en ciment de 100 kg/m³ induit par ailleurs une légère augmentation de la masse volumique (+ 20 kg/m³), soit une augmentation de 1,06 %. Cet écart est illustré sur la Figure III-7, par la différence entre des courbes de tendance en lignes continues (300 kg/m³ de ciment) et d'autres en pointillés (200 kg/m³ de ciment).

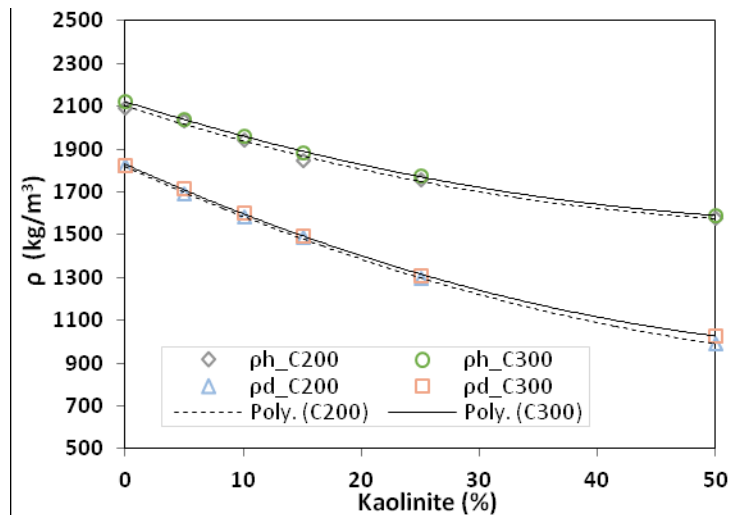


Figure III-7 Evolution de la masse volumique en fonction de la teneur en argile du sol (valeurs déterminées après 180 jours de cure).

III.2.4 Porosité à l'eau sous vide

La détermination des propriétés physiques (porosité, masse volumique) est une étape importante de la caractérisation du matériau qui permet d'établir une première classification du matériau. Dans ce travail de recherche, les valeurs de porosité accessible à l'eau sont déterminées après 28 et 180 jours de cure et présentées sur la **Figure III-8** pour l'ensemble des formulations. Les résultats indiquent une variation de 28 à 60 % de la porosité, en fonction de la teneur en argile du sol et du dosage en ciment. L'ordre de grandeur de ces résultats est cohérent par rapport aux résultats de Denies et Huybrechts (2012) pour des limons et des sables mélangés avec du ciment par Deep Soil Mixing. Ces différents chercheurs ayant en effet obtenu des variations de porosité de 25 à 65 % sur de nombreux chantiers (Denies et Huybrechts 2012a). Ces valeurs sont deux à quatre fois plus élevées que la porosité des bétons structuraux ordinaires à cause de la forte teneur en eau des bétons de sol. En Deep Soil Mixing les mélanges sol-ciment doivent en effet être suffisamment fluides pour être autoplaçant, ce qui implique de forts dosages en eau et donc de fortes porosités capillaires.

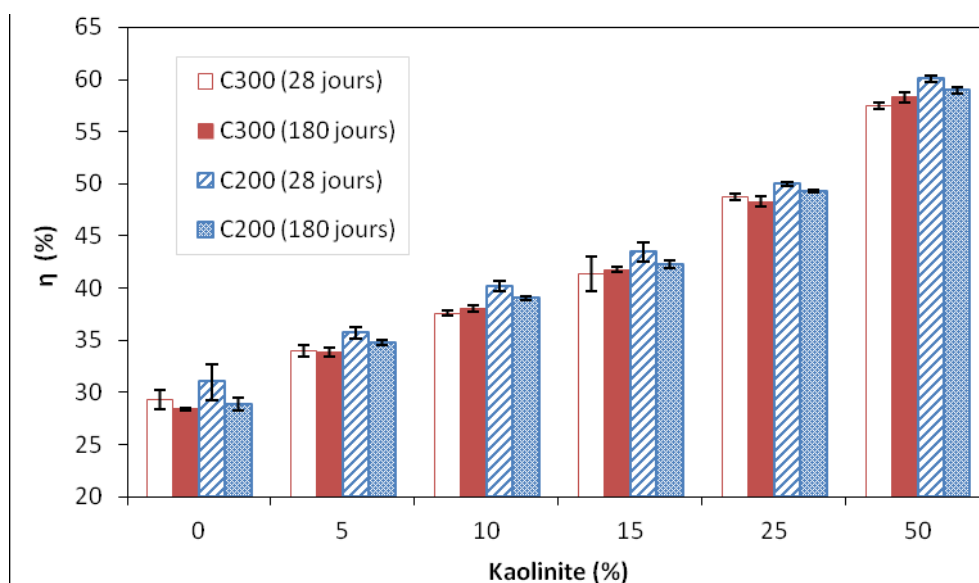


Figure III-8 Porosités accessibles à l'eau pour l'ensemble des formulations (28 et 180 jours).

Dans le cadre de notre étude, une partie de l'eau de gâchage est notamment absorbée par la kaolinite. Afin de maintenir une ouvrabilité constante, la teneur en eau des mélanges augmente donc en fonction de l'argilosité du sol. La porosité accessible à l'eau augmente par conséquent en fonction de la teneur en argile des mélanges. Une analyse plus fine des résultats souligne une légère diminution de la porosité entre 28 et 180 jours de cure pour les mélanges avec 200 kg/m³ de ciment (environ -1,5 %). Aucune variation notable de porosité n'est en revanche mesurée pour les mélanges avec 300 kg/m³ de ciment. Les valeurs de porosités diminuent toutefois légèrement lorsque le dosage en ciment augmente de 200 à 300 kg/m³. Après respectivement 28 et 180 jours de cure, une réduction de respectivement -1 et -2 % de la porosité est en effet mesurée, et attribuée à la plus grande quantité d'hydrates formés (dosage en ciment plus élevé).

III.2.5 Porosimétrie au mercure

Les essais de porosité au mercure donnent une indication encore plus évidente du remplissage des pores par les produits d'hydratation du ciment. La **Figure III-9** présente les courbes de porosité au mercure pour différentes formulations après 180 jours de cure endogène. Les résultats révèlent une distribution bimodale de la taille des pores pour les éprouvettes sans argile mais plutôt unimodale pour les éprouvettes contenant de l'argile. Les courbes sont donc analysées à partir du diamètre caractéristique des pores, défini comme le diamètre des pores au niveau des divers pics observés. Pour l'ensemble des formulations, le diamètre des pores caractéristiques est proche de la limite entre les mésopores et macropores, c'est-à-dire entre 50 et 100 nm (Daïan, 2010). Excepté pour les échantillons "K0" qui présentent également une taille de pores de l'ordre de 3 ou 0,7 µm selon le dosage en ciment (**Figure III-9**). Cette taille de pore plus grossière peut être associée à la moins bonne ouvrabilité (mélange "K0" ferme) et à l'absence de fines dans le sable. De plus, la taille des pores diminue pour l'ensemble des formulations avec l'augmentation du dosage en ciment (**Tableau III-1**). Cela se traduit, nous le verrons par la suite par une plus faible conductivité hydraulique pour les formulations avec 300 kg/m³ de ciment malgré des porosités totales similaires.

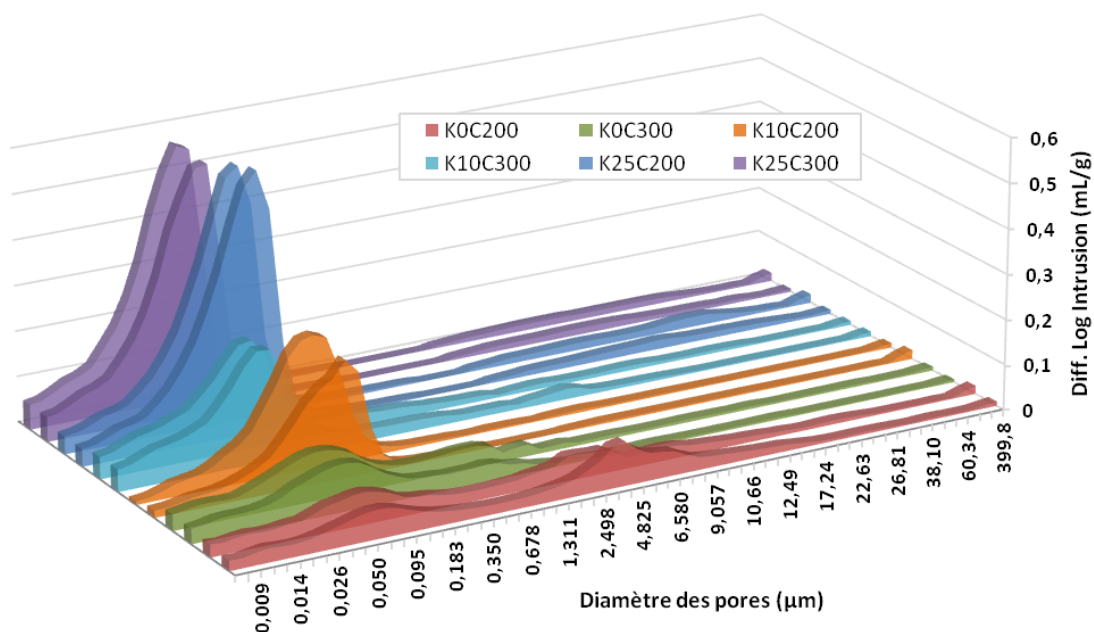


Figure III-9 Distribution de la taille des pores pour les différents bétons de sol élaborés, après 180 jours de cure endogène (2 essais par formulation).

Le **Tableau III-1** présente la variation du diamètre caractéristique des pores (aux pics d'intrusion de mercure observés), et la proportion des différentes gammes de porosité (capillaire, hydrates). Les résultats font la distinction entre les grands et les moyens pores capillaires d'après un ouvrage tiré de la littérature s'intéressant aux bétons (**Mindess et al. 2002**).

Les pores capillaires "sont les vestiges, à un moment donné de l'hydratation, des espaces intergranulaires de la pâte initialement remplis d'eau" (**Ollivier et Vichot 2008**). Les résultats montrent par conséquent que la porosité capillaire augmente avec le rapport E/C de gâchage qui dépend de la teneur en argile du sol, et que la taille des pores capillaires diminue lorsque l'on augmente le dosage en ciment. Une augmentation de la proportion de pores capillaires "moyens" par rapport aux "grands" pores capillaires est notamment observée d'un dosage en ciment à l'autre (**Tableau III-1**). La porosimétrie par intrusion de mercure a également l'avantage de donner une indication sur la quantité de CSH, qui est caractérisée par la présence de pores entre 0,5 et 10 nm (**Vu, 2009**). Le **Tableau III-1** révèle une augmentation de la quantité de pores de diamètre inférieurs à 10 nm avec le dosage en ciment. L'ajout de ciment résulte donc finalement en un affinement du réseau poreux en lien avec une diminution de la taille des pores capillaires et une plus grande quantité de C-S-H (**Tableau III-1**).

Formulation	Diamètre [nm]		Pores capillaires [%]		Pores hydrates [%]
	(pic) Ø caractéristique		(grand) 10 µm > Ø > 50 nm	(moyen) 50 nm > Ø > 10 nm	(gel C-S-H) Ø < 10 nm
K0C200	60	3000	65,0 ± 4,9	21,0 ± 1,5	4,0 ± 0,5
K10C200	95		68,4 ± 1,7	24,0 ± 2,1	1,7 ± 0,7
K25C200	95		63,0 ± 0,9	29,1 ± 0,3	2,6 ± 0,0
K0C300	60	700	57,1 ± 0,9	31,8 ± 1,5	5,7 ± 0,1
K10C300	56		48,9 ± 0,3	41,3 ± 0,2	5,5 ± 0,1
K25C300	70		46,9 ± 0,5	44,8 ± 0,7	3,9 ± 0,2

Tableau III-1 Caractéristiques du milieu poreux : valeurs caractéristiques et proportions des différentes familles de pores.

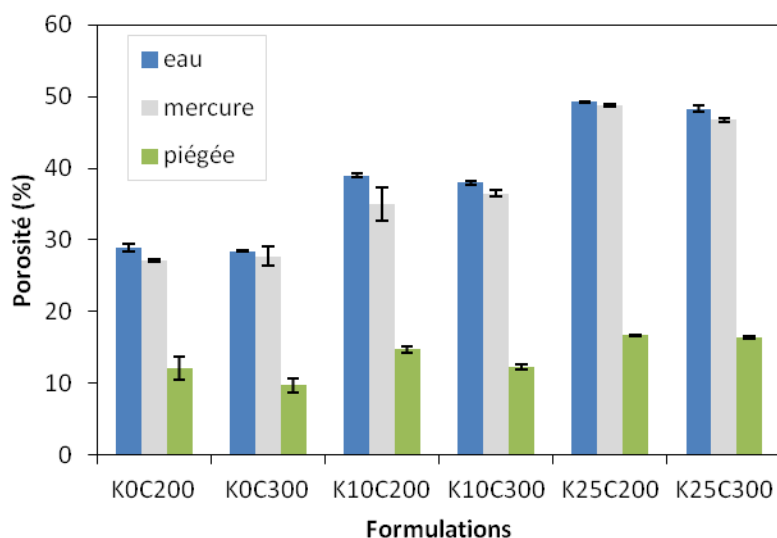


Figure III-10 Porosité accessible à l'eau, au mercure, et piégée (extrusion/intrusion).

La mesure de la quantité de pores des hydrates n'est cependant pas absolue, car la porosimétrie au mercure ne permet pas d'accéder aux pores les plus fins, c'est-à-dire aux pores de diamètres inférieurs à 6 nm dans notre cas. La porosité interfeuillet des argiles (de l'ordre de l'angström) n'est

donc pas non plus mesurable dans les gammes de pression utilisées (environ 200 MPa). La porosimétrie au mercure permet cependant d'identifier différents types de porosité (accessible, libre, piégée) qui influent sur les propriétés de transfert du matériau. La **Figure III-10** compare entre autre les valeurs de porosité accessible à l'eau à celles mesurées par intrusion de mercure. Les valeurs de porosité au mercure sont légèrement inférieures à celles de la porosité accessible à l'eau (environ -1,7 % en valeur absolue), car les pores les plus fins ne sont pas accessibles au mercure.

Le volume d'intrusion donne par ailleurs un indice qualitatif de l'importance du remplissage différé et irréversible des pores (**Daïan, 2007**). Les résultats montrent que la porosité piégée au terme de la première phase d'extraction représente entre 34 et 45% de la porosité totale. Cette porosité piégée semble plus importante pour le plus faible des deux dosages en ciment ($\eta_{200 \text{ kg/m}^3} - \eta_{300 \text{ kg/m}^3} = 2,4\%$), excepté pour les mélanges "K25" dont la porosité piégée ne varie pas vraiment en fonction du dosage en ciment ($\eta_{200 \text{ kg/m}^3} - \eta_{300 \text{ kg/m}^3} = 0,33\%$).

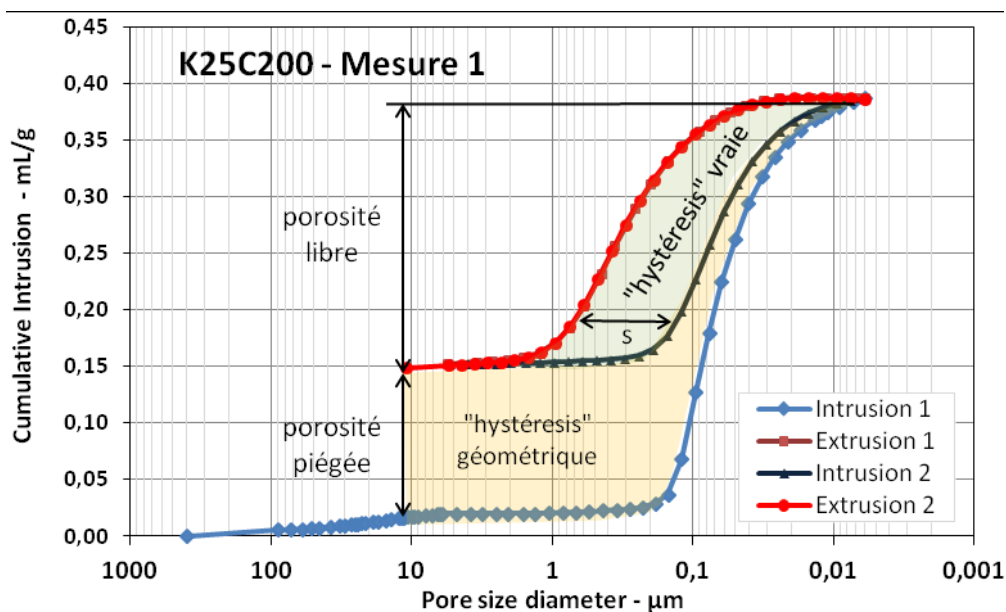


Figure III-11 Informations données par les courbes d'intrusion et d'extrusion du mercure.

Les mesures de porosité au mercure sont souvent légèrement faussées par l'effet "bouteille d'encre" (**Malvault 2013**). La réalisation d'un deuxième cycle d'intrusion et d'extrusion du mercure permet cependant d'obtenir de plus amples informations sur la structure poreuse du matériau (**Figure III-11**). Il est notamment possible de faire la distinction entre l'hystérésis vraie (variation de θ entre la phase d'injection et d'extrusion) et l'hystérésis géométrique (mercure piégé). Le paramètre θ correspond à l'angle de contact entre la surface solide et le mercure. Le paramètre "s" donne lui une indication sur la forme des pores (**Pellerin, 1980**).

La **Figure III-12** présente les courbes de la seconde phase d'intrusion et d'extrusion afin de mieux caractériser la distribution porale des différents bétons de sol. Les résultats montrent que le paramètre "s" varie de manière plus importante durant l'essai pour les mélanges sable-ciment (K0C200 et K0C300) ce qui témoigne d'un réseau poreux avec de nombreuses variations de section (pores libres). Ensuite, plus le sable est substitué par de l'argile, plus la distribution porale devient uniforme et moins "s" varie. Pour les mélanges (K25C200 et K25C300) les transferts de fluides sont donc probablement facilités par la plus faible porosité piégée et le diamètre uniforme des pores.

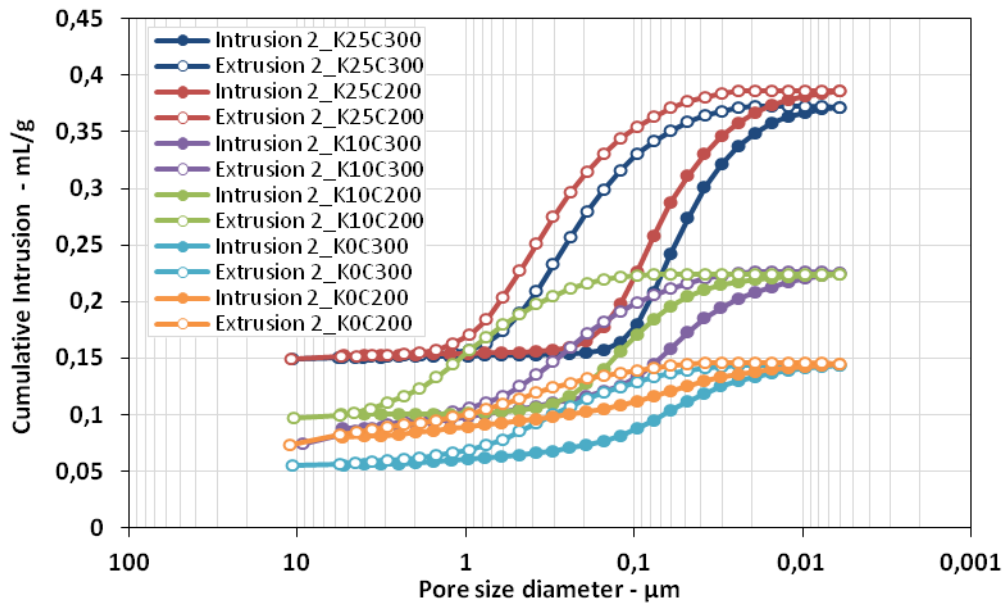


Figure III-12 Courbes d'intrusion et d'extrusion du mercure (seconde injection).

III.2.6 Conductivité hydraulique

La Figure III-13 présente l'évolution de la conductivité hydraulique (k) en fonction du temps de conservation endogène (7, 28, 180, 365 jours de cure) pour six formulations. Les valeurs de conductivité hydraulique varient entre $2 \cdot 10^{-7}$ et $3 \cdot 10^{-11}$ m/s. Cet ordre de grandeur est cohérent par rapport aux valeurs obtenues dans le cadre de travaux de recherche effectués en Belgique sur le matériau issu de Deep Soil Mixing (DSM), où la valeur de k était comprise entre 10^{-8} et 10^{-12} m/s (Denies et Huybrechts 2012b). À partir de 28 jours de cure, les bétons de sol élaborés ont une conductivité hydraulique suffisamment faible pour être utilisés en barrières étanches. Pour ce type d'application, une conductivité hydraulique inférieure à 10^{-9} m/s (Grisolia et al. 2012) voire seulement de 10^{-8} m/s (Le Kouby et al. 2016) est généralement exigée.

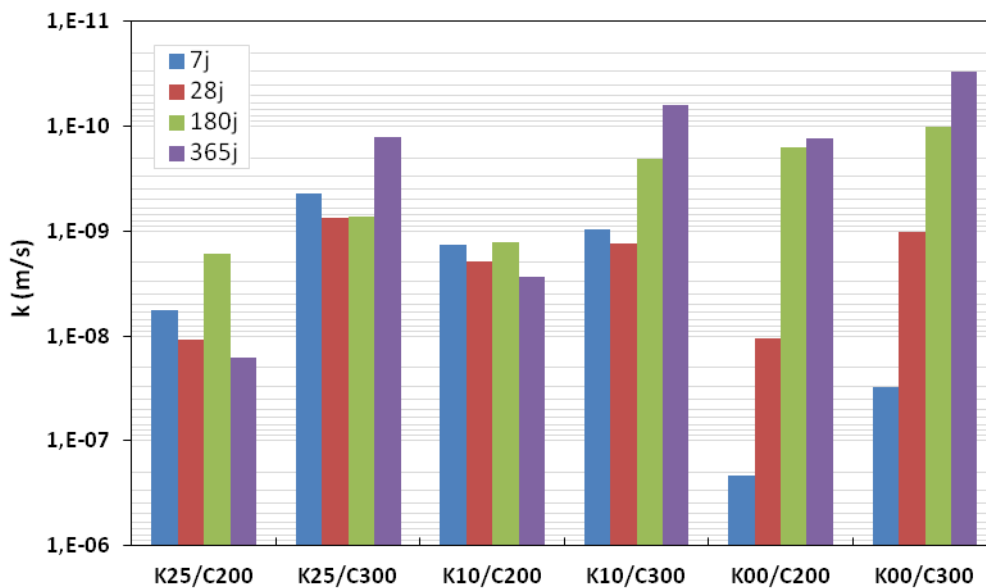


Figure III-13 Evolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps.

Les résultats montrent que la conductivité hydraulique augmente en fonction de la teneur en argile du sol mais diminue lorsque le dosage en ciment augmente. De plus, une diminution plutôt légère de la valeur de k est observée en fonction du temps de cure pour les bétons de sol contenant de l'argile. Cela confirme les résultats d'une récente étude portant sur des mélanges de limon et de CEM III/C, qui montrent une diminution relativement faible de la conductivité hydraulique entre 28 et 90 jours (**Guimond-Barrett, 2013**). La **Figure III-13** montre en revanche une diminution nettement plus importante de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure pour les mélanges K0, qui coïncide avec l'augmentation de résistance plus importante, mais à "retardement" des mélanges sable-ciment.

III.3 Etude microstructurale

L'analyse de la microstructure du matériau par microscopie électronique à balayage (MEB) est essentielle afin de mieux comprendre le rôle de l'argile au sein de la matrice cimentaire des bétons de sol. Les analyses de diffraction des rayons X (DRX) permettent également d'identifier les produits issus de l'hydratation du ciment voire ceux provenant d'une interaction chimique avec la kaolinite. La combinaison des DRX aux clichés MEB est finalement un moyen de conforter la pertinence des interprétations résultant de ces deux méthodes d'analyses.

III.3.1 Microscopie électronique à balayage

III.3.1.1 Faibles dosages en ciment : 200 kg/m³.

La **Figure III-14** présente des observations réalisées par microscopie électronique à balayage (MEB) pour les formulations K0C200, K10C200 et K25C200 après 180 jours de cure endogène. Un détail de l'interface pâte-granulat est proposé. Ces analyses montrent que la phase liante est plus dense pour les mélanges sans argile. En revanche, la couche d'hydrates recouvrant la surface des grains de sable semble visuellement plus fragile et moins adhérente. En témoignent notamment les microfissures observées et les différentes zones où la pâte de ciment se décolle de la surface des grains de sable (**Figure III-14.a et b**). Pour les mélanges K10C200, l'intégralité des grains de sable est recouvert par la phase liante ce qui démontre une meilleure adhérence entre la matrice ciment-argile et le sable. Des cristaux sous forme d'aiguilles (3 μm de longueur) sont observés dans le réseau poreux et à l'interface entre la phase liante et le sable. Cela suggère que les réactions d'hydratation du ciment conduisent à la formation d'ettringite secondaire (**Figure III-14.c et d**). Ce type de produit d'hydratation tend à remplir les pores, ce qui pourrait expliquer les meilleures résistances mécaniques obtenues à ce pourcentage d'argile. Il semble également que les amas d'argiles soient de moins grandes tailles et distribués plus uniformément que dans les mélanges avec 25 % d'argile. Les bétons de sol avec 25 % de kaolinite révèlent en effet une structure clairement plus poreuse de type alvéolaire. De plus, la **Figure III-14.f** souligne à travers la phase liante, la présence de plaquettes d'argile agglomérées entre-elles. Selon Mitchell (1993), la dimension latérale des plaquettes de kaolinite est de l'ordre de 0,1 à 4 μm et leur épaisseur peut être comprise entre 0,05 et 2 μm (**Mitchell, 1993**). La concentration de plaquettes d'argile à certains endroits tend à perturber le réseau de C-S-H et diminue l'adhérence entre le sable et la phase liante. Pour les mélanges K25, on distingue assez bien une zone où la pâte de ciment adhère au grain de sable et une autre où la pâte est décollée (**Figure III-14.f**).

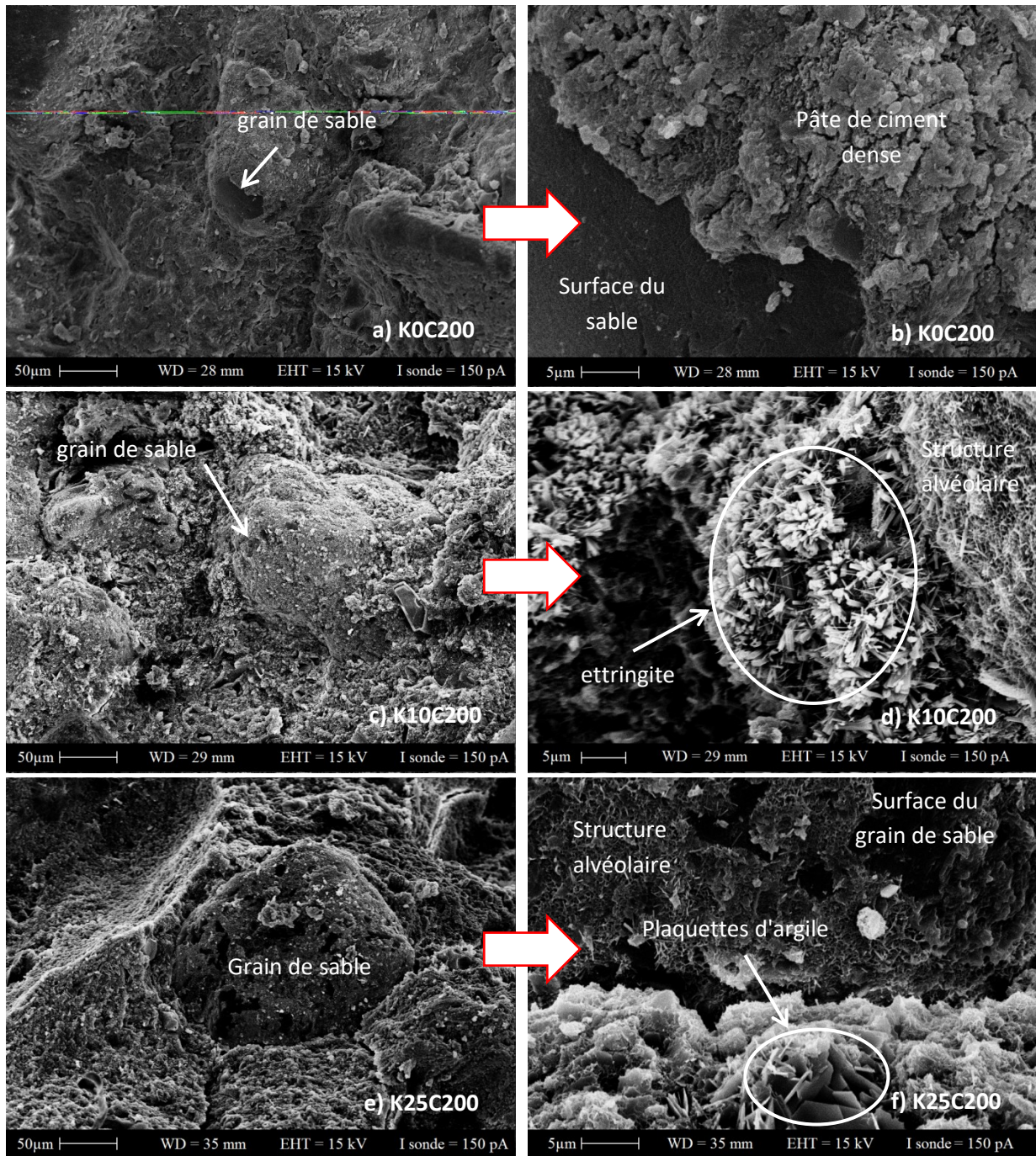


Figure III-14 Micrographies réalisées par MEB en mode électrons secondaires après 180 jours de cure endogène pour les mélanges : K0C200 a) et b), K10C200 c) et d), K25C200 e) et f).

III.3.1.2 Forts dosages en ciment : 300 kg/m³.

La **Figure III-15** présente des observations réalisées par microscope électronique à balayage (MEB) pour les formulations K0C300, K10C300 et K25C300 après 180 jours de cure endogène. Un détail de l'interface pâte-granulat est proposé, et comme précédemment la morphologie de certains hydrates permet leur identification. Ces analyses soulignent la présence de calcite pour l'ensemble de ces formulations grâce à sa forme rhomboédrique très caractéristique. La présence carbonates de calcium est probablement signe d'une carbonatation superficielle des échantillons pendant leur préparation (Younsi, 2012). La comparaison avec les observations faites pour les plus faibles dosages

en ciment (**Figure III-14**) montre que la pâte de ciment est plus dense avec 300 kg/m^3 de ciment (**Figure III-15**) ce qui explique en partie la meilleure résistance mécanique des bétons de sol C300. Une meilleure adhérence entre les grains de sable et la matrice cimentaire est également assez nette par rapport aux bétons de sol avec les plus faibles dosages en ciment, excepté pour les formulations K25C300 qui présentent souvent une fissuration à l'interface entre le grain de sable et la phase liante. Ce type de fissuration révèle une certaine incompatibilité de déformation entre le sable et la matrice cimentaire, et ce notamment pour les plus fortes teneurs en argile.

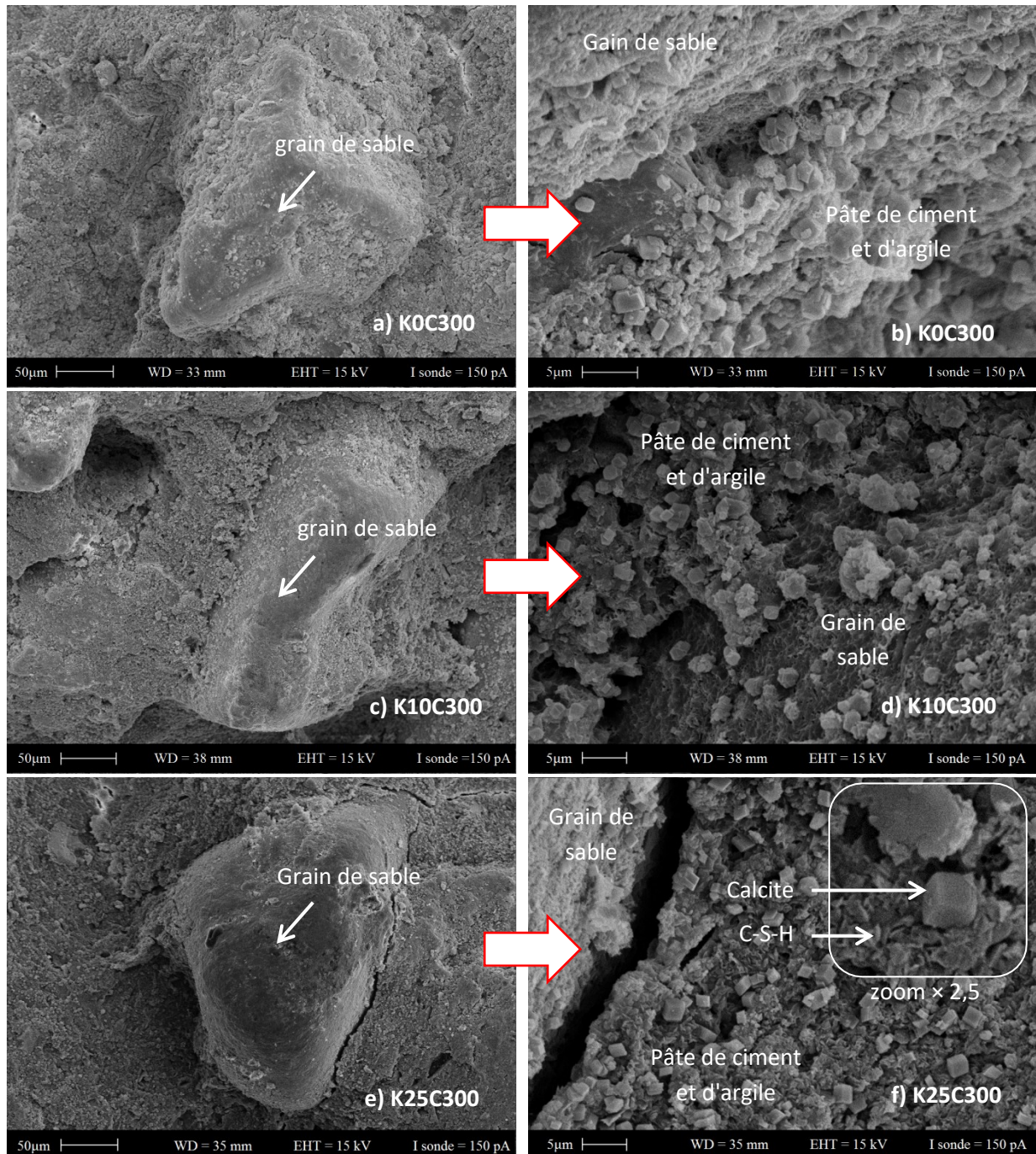


Figure III-15 Micrographies réalisés par MEB en mode électrons secondaires après 180 jours de cure endogène pour les mélanges : K0C300 a) et b), K10C300 c) et d), K25C300 e) et f).

Des C-S-H probablement de type tobermorite et jennite sont également observés (**Figure III-15.f**), pour les formulations K25C300. La tobermorite entre autre, est reconnaissable par la structure

lamellaire de ses cristaux qui ont une dimension de l'ordre de 500 nm à 1 µm (Richardson 2004). Contrairement aux granulats ordinaires, l'argile peut potentiellement jouer un certain rôle dans l'hydratation. Cet aspect est néanmoins très controversé dans la littérature et dépend beaucoup du type de liant utilisé. L'augmentation de résistance au-delà de 180 jours de conservation est *a priori* due au caractère latent du ciment utilisé. Cependant, la kaolinite est aussi responsable de plusieurs phénomènes pouvant affecter la résistance. Il est possible qu'au-delà d'un certain seuil, l'argile crée un "effet d'écran". En venant se coller à la surface des grains de sable, l'argile pourrait de la sorte réduire théoriquement la surface de contact disponible et donc affecter la liaison pâte-granulat. Cette hypothèse pourrait expliquer les plus faibles résistances mécaniques obtenues à long terme pour les formulations contenant de l'argile, tandis qu'au jeune âge, l'argile semble procurer un gain artificiel de résistance (Szymkiewicz et al. 2013), en créant un phénomène de dépression capillaire pendant le processus d'hydratation. Ces tensions sont probablement à l'origine d'une compression de la phase solide qui apporte une cohésion supplémentaire au matériau.

Selon certains auteurs, la kaolinite peut être attaquée chimiquement par l'environnement alcalin du ciment (Newman, 1967). Ce type d'argile peut donc théoriquement contribuer à la formation de nouveaux hydrates (CSH, CAH, et CASH) en réagissant avec la Portlandite issue de l'hydratation du ciment. Cependant, au-delà de 65 % de laitiers dans le ciment, la Portlandite ne fait plus partie des produits d'hydratation finaux (hydratation totale). Les ions S et A issus de la dissolution de la silice et de l'alumine de l'argile par la forte basicité du mélange, ne peuvent donc pas réagir avec la chaux hydratée.

III.3.2 Analyse par diffraction de Rayons X

Des analyses par DRX ont été effectuées pour tenter d'identifier la nature des produits d'hydratation (Figure III-16). Pour l'ensemble des formulations, les poudres analysées ont été tamisées à 80 µm de manière à réduire l'intensité du signal du quartz.

Les analyses par DRX montrent que les échantillons K0 contiennent du quartz, de l'ettringite, de la calcite, des silicates de calcium hydratés et du gypse. Les échantillons contenant de l'argile sont également composés de quartz, d'ettringite, de calcite, de C-S-H et de gypse. Cependant, ils présentent en plus de la kaolinite. La faible cristallinité des C-S-H (structure amorphe ou nanocristaux) complique leur identification par DRX. Certaines raies sont toutefois assez caractéristiques des C-S-H (Klur 1998), et de nombreux auteurs passent par des C-S-H de synthèse pour améliorer l'identification de ces produits hydratés.

La Figure III-17 regroupe l'ensemble des signaux présentés sur la Figure III-16 sur un même graphique. Les résultats sont convertis en degrés afin d'être analysés. Il est d'ailleurs intéressant de rappeler la relation permettant de passer d'un ångström à l'angle θ , car dans la littérature les deux notations sont utilisées (avec $\lambda = 1,5418$ pour le cuivre) :

$$d(\text{Å}) = \frac{\lambda}{2 \sin \theta} \quad (24)$$

Le massif en cloche autour de 29°, ainsi que les pics à 6,88°, 29,18°, 31,85° et 49,83° sont caractéristiques de la présence de C-S-H (Minet, 2003). Selon Grangeon (2013), la tobermorite et la jennite plus communément appelées C-(A-)S-H, sont également identifiables par DRX grâce à leur pic entre 28,7° et 33,18°, et à 50,72° (Grangeon et al. 2013). Sur la Figure III-17, des pics à 29,4°, 32,3°, 50,15° sont observés. Ces différents angles de diffraction suggèrent donc la présence de C-S-H (structure alvéolaire observée au MEB), de tobermorite et de jennite (morphologie aciculaire et

lamellaires) dans la phase liante des bétons de sol. Ces pics sont en revanche confondus avec ceux de la calcite (29,5°), de l'ettringite (32,3°), et du quartz (50,15°) ce qui complexifie l'interprétation des résultats, et empêche de proposer une analyse plus quantitative. Entre 4 et 8° en revanche, les diffractogrammes donnent des informations sur l'empilement des C-S-H (Auroy, 2014). Ces angles de diffraction présentent l'avantage de ne pas interférer avec ceux des autres phases cristallisées.

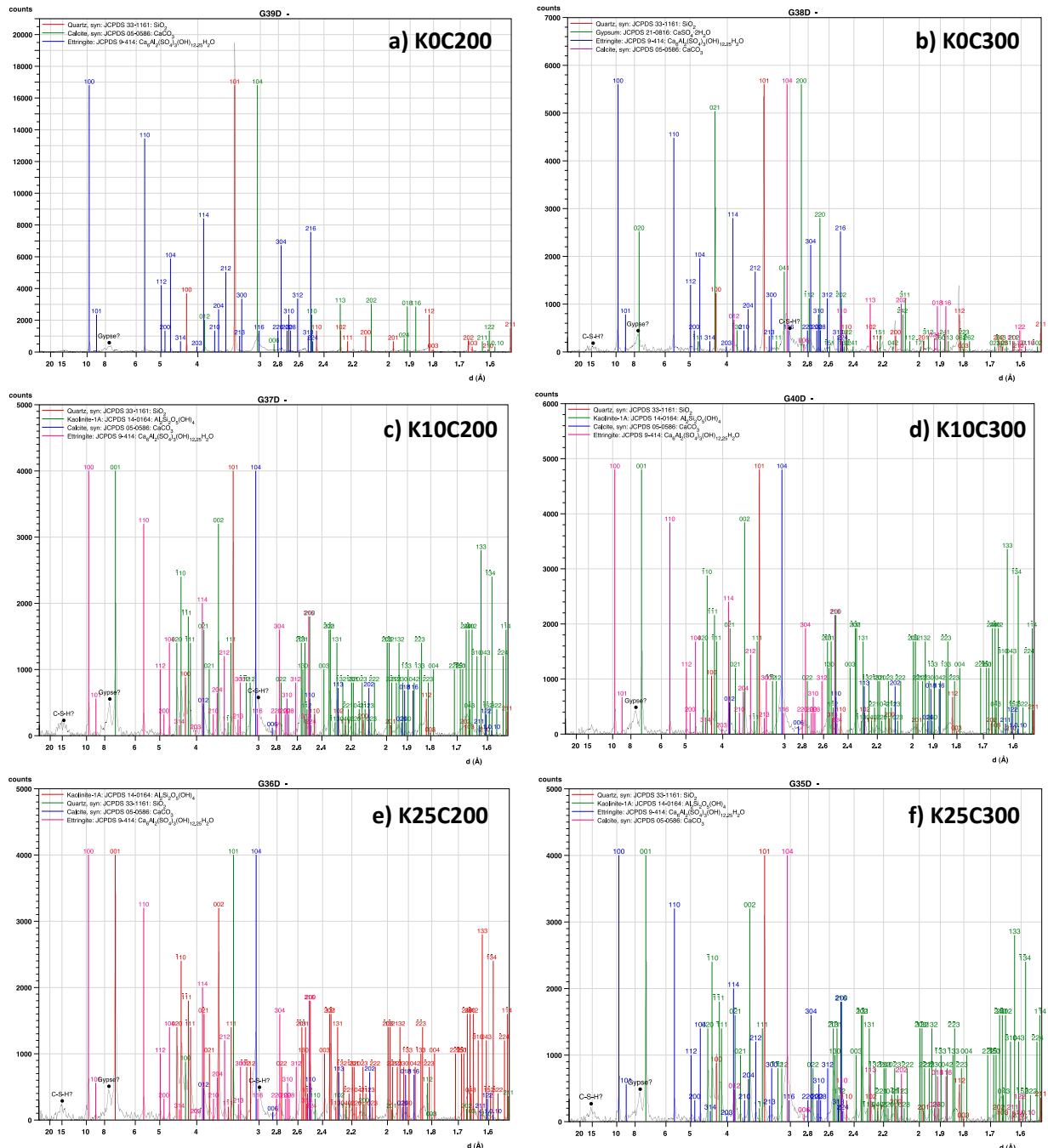


Figure III-16 Analyse par DRX pour l'ensemble des formulations après 180 jours de cure endogène.

Une plus grande quantité de C-S-H est ainsi détectée pour les mélanges contenant de l'argile. Cela confirme que la kaolinite participe à la création de nouveaux C-S-H en réagissant avec la faible quantité de Portlandite issue de l'hydratation du CEM III/C. Le CH n'est d'ailleurs logiquement pas détecté par DRX (aucun pic à 18°). Les pics à 11,63°, 23,07° et 34,99° sont par ailleurs, d'après la

littérature, assez caractéristiques de la présence d'hydrotalcite (Wiyantoko et al. 2015). Ces précipités lamellaires ont également été identifiés par MEB (Figure III-18.a).

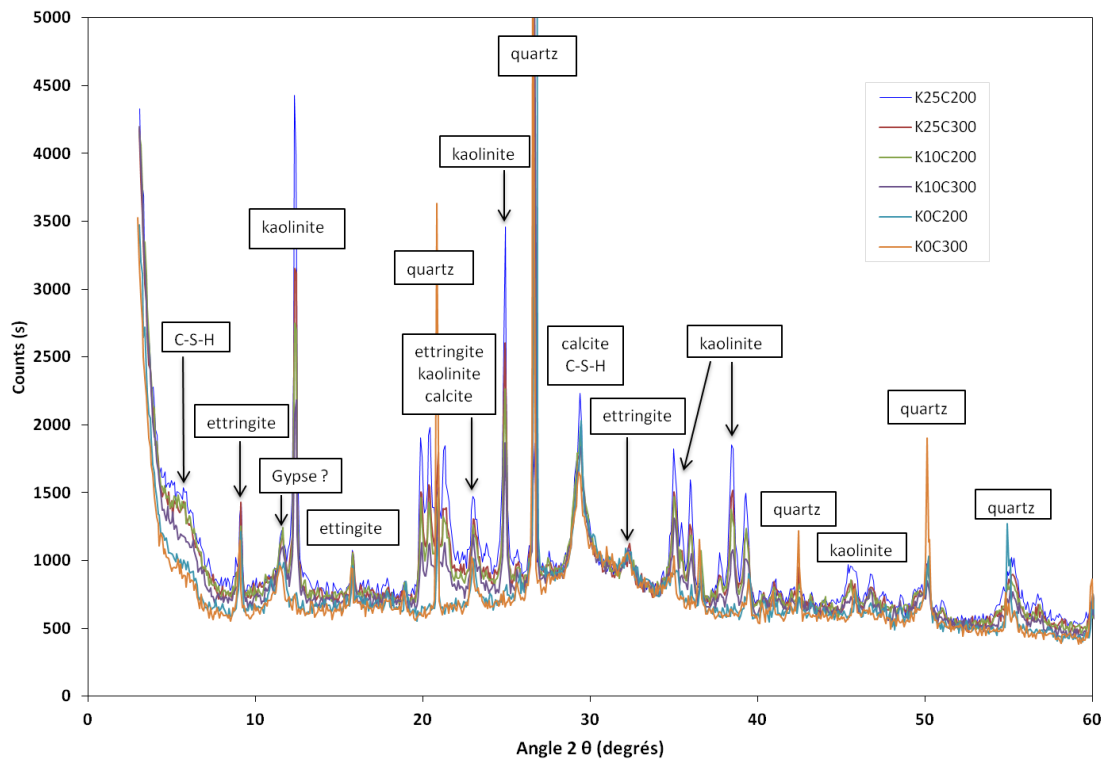


Figure III-17 Analyse par DRX pour l'ensemble des formulations avec identification des principaux pics.

De plus, sur la **Figure III-17** de nombreux pics confirment la présence d'ettringite qui a également été observée au microscope électronique à balayage. Enfin, il est également intéressant de noter que l'analyse par DRX révèle la présence d'une certaine quantité de kaolinite après 180 jours de cure. *A priori*, cela confirme que seulement une faible quantité d'argile entre en jeu dans les réactions pouzzolaniques. Une analyse par EDX a permis en complément des analyses DRX de montrer qu'une certaine quantité de ciment n'était toujours pas hydratée après 56 jours de cure endogène (formulation K10C250), ce qui est assez caractéristique des ciments aux laitiers (**Figure III-18**).

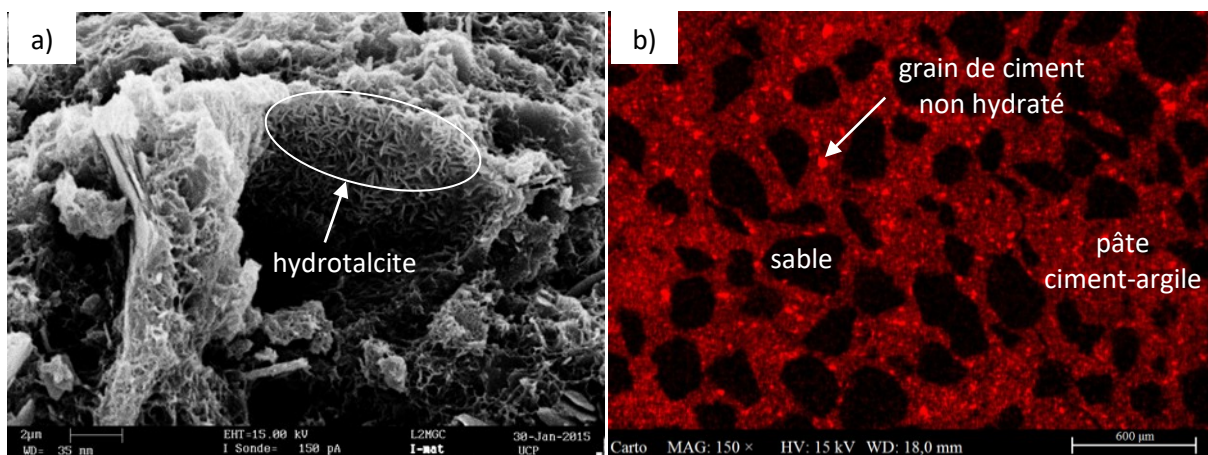


Figure III-18 a) Micrographie réalisé par MEB en mode électrons secondaires : hydrotalcite (K25C200). b) Analyse par EDX : cartographie de l'élément calcium (rouge) pour la formulation K10C250 après 56 jours de cure endogène.

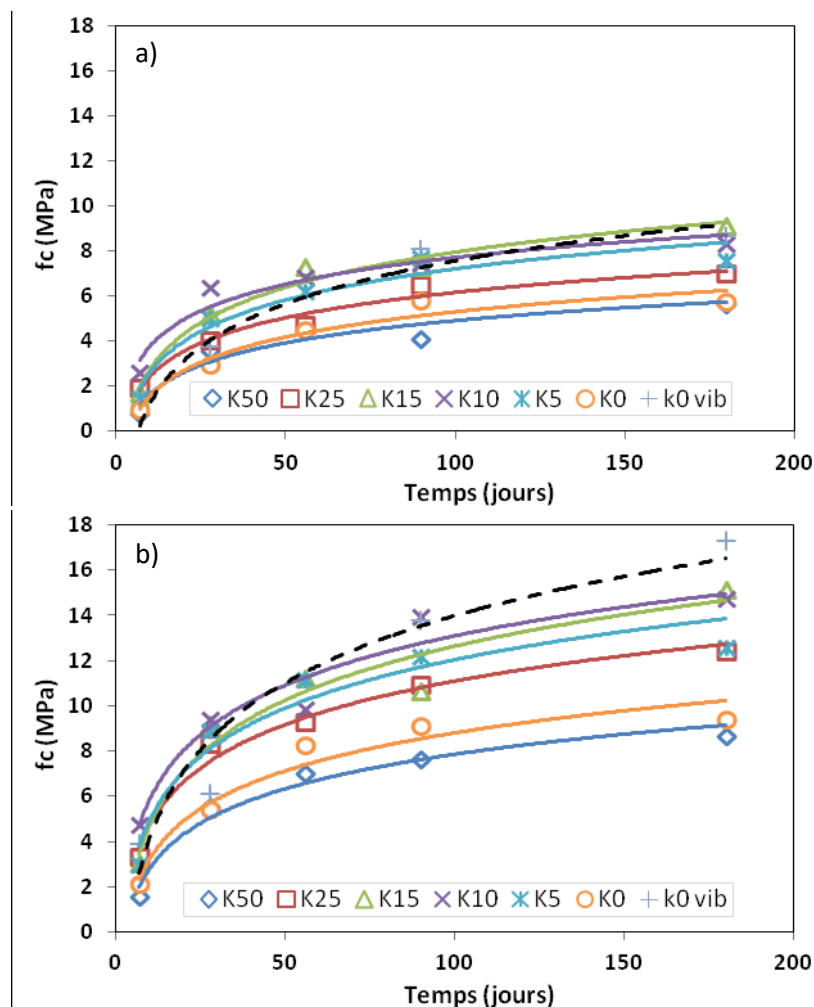
III.4 Caractérisation mécanique

La résistance en flexion, en compression, et les modules d'élasticité statiques et dynamiques ont été déterminés pour différents bétons de sol dont la cure est endogène. L'influence des paramètres de formulation et des méthodes de mesure sur les résultats est analysée.

III.4.1 Résistance en compression

III.4.1.1 Evolution en fonction du temps

L'évolution des propriétés mécaniques en fonction du temps de cure a largement été étudiée dans la littérature (Ikegami et al., 2002), (Szymkiewicz, 2011), (Guimond-Barrett, 2013). Cependant, peu d'études sur le sujet ont déjà montré l'influence du couple type de sol-dosage en ciment sur cette évolution. L'objectif de cette partie était donc d'apporter des éléments de réponses en faisant varier entre autre la proportion d'argile du sol.



L'évolution de la résistance en compression des bétons de sol en fonction du temps est présentée sur la **Figure III-19**. Les résistances en compression sont déterminées après 7, 28, 56, 90 et 180 jours de cure et chaque point représente une moyenne de 3 éprouvettes testées. Comme mentionné dans le chapitre II, le ciment utilisé dans cette étude est un CEM III/C. Ce ciment présente une augmentation

lente de la résistance et une faible chaleur d'hydratation à cause de sa forte teneur en laitiers de hauts-fourneaux. Par conséquent, l'augmentation prolongée de la résistance s'explique en grande partie par le type de ciment utilisé. La résistance en compression varie entre 5,5 et 17,7 MPa après 180 jours de cure. Cette plage de valeurs correspond à celle obtenue à long terme par Lunardi (1997) pour des limons et des sables traités par jet-grouting (Lunardi 1997). La résistance en compression augmente progressivement jusqu'à 180 jours, et au regard de l'évolution de f_c en fonction du temps ne semble pas encore s'être stabilisé, surtout pour les forts dosages en ciment (300 kg/m^3). La résistance en compression est principalement acquise durant les 28 premiers jours de cure. Le rapport entre la résistance en compression à 180 jours et celle à 28 jours est de l'ordre de 1,4 à 2,3 pour l'ensemble des mélanges, excepté pour les mélanges sable-ciment vibrés (K0 vib) dont ce ratio varie entre 2,3 et 2,8 avec respectivement 200 et 300 kg/m^3 de ciment (courbes en pointillé). Dans le cas des mélanges sans argile, la méthode de serrage par table vibrante améliore les résistances mécaniques et change clairement la cinétique d'augmentation de résistance. Cette différence s'explique probablement par la plus faible teneur en air occlus des mélanges K0 vibrés que celle des mélanges K0 non vibrés.

III.4.1.2 Influence de la teneur en argile

Des essais de résistance en compression ont été réalisés pour certaines formulations au-delà 180 jours de cure endogène (1 et 2 ans). Comme pour des travaux effectués au Japon (Hayashi et al. 2003), l'évolution logarithmique de f_c en fonction du temps, observée jusqu'à 180 jours de cure, semble se poursuivre à plus long terme. Par extrapolation, une augmentation de 2,5 à 3,5 fois la résistance initiale (f_{c28}) est attendue 10 à 20 ans après traitement. Les résultats présentés sur la Figure III-20.a. montrent que le rapport f_{c730}/f_{c28} est compris entre 2 et 3,3 pour les formulations avec entre 0 et 25 % d'argile, et 200 à 300 kg/m^3 de ciment (Figure III-20.b). L'augmentation de la résistance en compression paraît à long terme contrariée par la présence d'argile, en revanche une augmentation du dosage en ciment prolonge le gain de résistance mécanique. Les valeurs de f_{c730}/f_{c28} sont d'ailleurs encadrées par les formulations les plus extrêmes, avec les bétons de sol K25C200 comme limite inférieure et les bétons de sol K0C300 comme limite supérieure (Figure III-20.b).

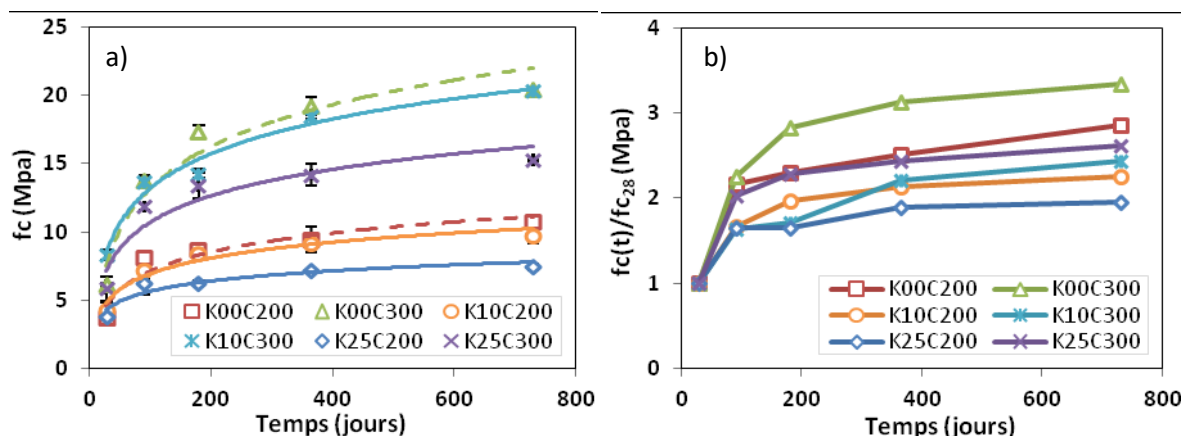


Figure III-20 Evolution de la résistance en compression à long terme (ans de cure endogène).

La **Figure III-21** présente l'évolution de la résistance en compression après 180 jours de cure en fonction de la teneur en argile du sol et pour deux dosages en ciment. À ouvrabilité constante et en faisant abstraction des bétons de sol KO vibrés, un optimum de résistance est obtenu avec 15 % d'argile dans le sol indépendamment du dosage en ciment. Contrairement à ce à quoi on pourrait s'attendre, cet optimum ne se corrèle pas avec les valeurs de porosité et de masse volumique.

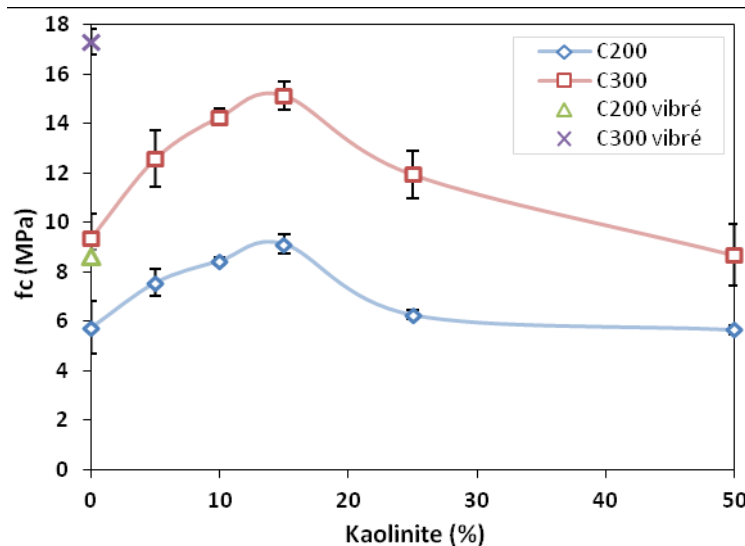


Figure III-21 Evolution de la résistance en compression en fonction de la teneur en argile du sol (après 180 jours de cure endogène).

Les courbes granulométriques des différents mélanges sont tracées sur la **Figure III-22** pour tenter d'expliquer cet optimum. Ces courbes sont déduites des granulométries du sable, de la kaolinite et du ciment présentées dans le chapitre "démarche expérimentale". L'ajout du ciment permet combler la discontinuité granulométrique des sols artificiels (entre 10 et 100 μm). Cependant, la comparaison avec la courbe de Füller souligne un manque de grains grossiers (entre 200 et 1000 μm) pour l'ensemble des mélanges. Cette carence semble peu à peu atténuée lorsque le sable est substitué par de l'argile jusqu'à atteindre un seuil à 15 % d'argile volumique dans le sol.

Cet optimum s'explique par un meilleur arrangement granulaire à cette proportion d'argile, théoriquement obtenu avec 30 % d'éléments fins (EF) (ici le ciment et l'argile), et 70 % de particules plus grossières (ici le sable de Fontainebleau) (Reiffsteck et al. 2011). De plus, à l'optimum granulaire, une moins grande quantité de ciment est nécessaire pour combler les "vides", ce qui permet d'avoir davantage de ciment disponible pour l'enrobage des granulats. La substitution du sable par de l'argile exige par ailleurs une plus grande quantité d'eau, ce qui finalement augmente la quantité de pâte dans 1 m^3 de béton de sol frais et donc l'épaisseur de pâte entre les granulats. L'augmentation de l'épaisseur maximale de pâte fait donc chuter la résistance mécanique des bétons de sol notamment au-delà d'un pourcentage d'argile dans le sol de 25 % (De Larrard 2009), (De Larrard et Sedran 1999). Ces résultats montrent finalement que la résistance en compression n'est pas seulement liée à la porosité et à la masse volumique des bétons de sol. D'autres paramètres comme l'épaisseur maximale de pâte et la granulométrie du sol interfèrent, en influençant la topologie du squelette granulaire et en conditionnant l'hydratation du ciment, respectivement.

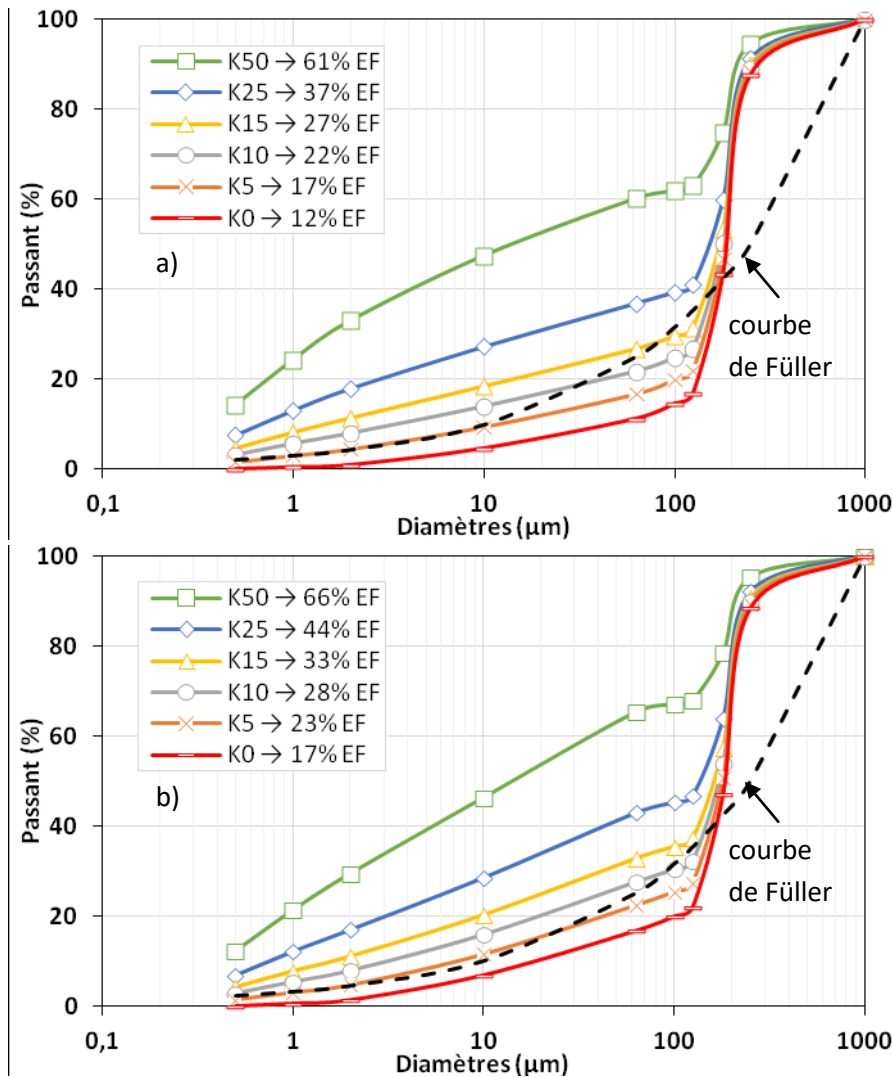


Figure III-22 Distribution granulométrique théorique : a) 200 kg/m³ et b) 300 kg/m³ de ciment.

La variation de résistance en compression en fonction de la teneur en argile du sol est également cohérente vis-à-vis des résultats de l'étude portant sur la microstructure du matériau. En effet, les analyses MEB révèlent qu'une substitution du sable par de l'argile contribue à améliorer l'interface entre la phase liante et les grains de sables ce qui se traduit par une augmentation des résistances mécaniques entre 0 et 15 % d'argile. Cependant, au-delà de 15 % d'argile dans le sol, le réseau de CSH est perturbé par l'agglomération de plaquettes d'argile. De plus, en recouvrant en partie les grains de sable, l'argile affecte la cohésion de la phase liante à l'interface. La teneur en argile du sol a aussi une influence sur la cinétique d'augmentation de la résistance. Comme dans la littérature, une fonction logarithmique est utilisée pour modéliser l'évolution de la résistance en compression simple :

$$f_c(\text{MPa}) = a \ln(t) + b \quad (25)$$

avec "a" qui représente la cinétique d'augmentation de résistance. Ces paramètres sont déterminés par régression linéaire pour l'ensemble des formulations entre 7 et 180 jours (Figure III-19). La Figure III-23 montre comme l'on pouvait s'y attendre une augmentation du coefficient "a" en fonction de la teneur en ciment. En revanche, un résultat moins attendu révèle une cinétique d'augmentation de résistance en compression optimale à 15 % d'argile.

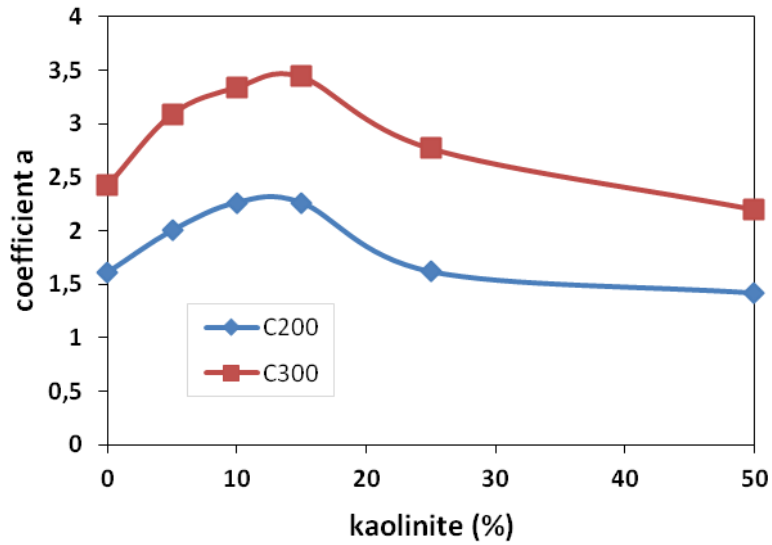


Figure III-23 Evolution de la cinétique d'augmentation de résistance en fonction de l'argilosité du sol.

III.4.1.3 Influence du dosage en ciment

L'augmentation du dosage en ciment a comme nous l'avons vu précédemment une influence sur la porosité et la microstructure des bétons de sol. Ces variations se traduisent à l'échelle macro par des variations importantes de résistance et de rigidité. Sur la **Figure III-24**, chaque point représente la résistance en compression obtenue avec 300 kg/m³ de ciment en fonction de celle obtenue avec 200 kg/m³ de ciment, pour une teneur en argile et un temps de cure donné. Le graphique inclut donc les valeurs de résistance en compression simple pour les différents types de sol étudiés (autrement dit les différents teneurs en argile) à différents temps de cure (7, 28, 56, 90 et 180 jours). Cette représentation fait clairement ressortir le gain de résistance lié à l'augmentation du dosage en ciment. Une régression linéaire montre que la résistance est multipliée par 1,68 lorsque le dosage en ciment passe de 200 à 300 kg/m³, quelle que soit la teneur en argile du sol.

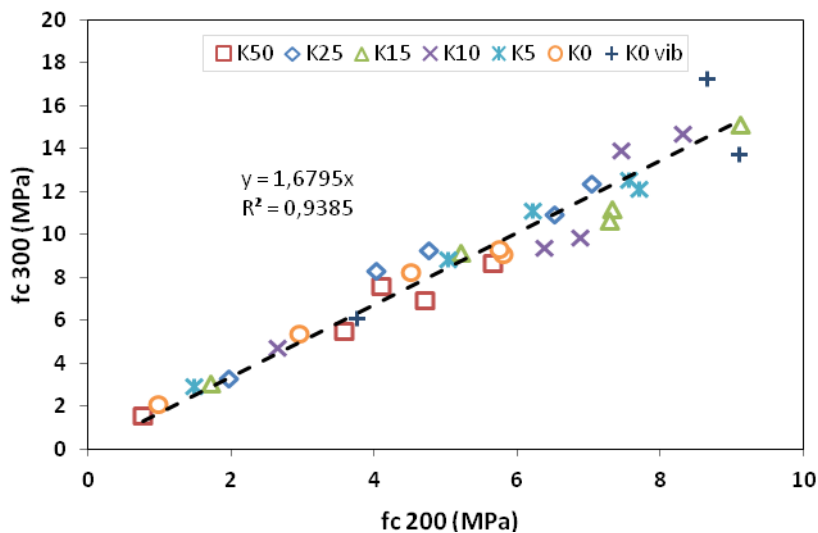


Figure III-24 Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression (180 jours de cure).

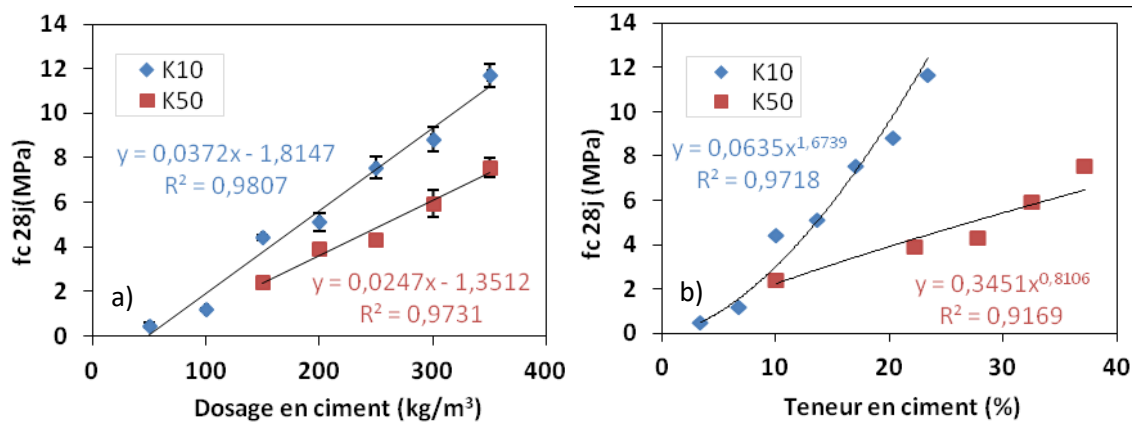


Figure III-25 Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression selon le type de sol après 28 jours de cure endogène : a) dosage en ciment en kg/m^3 de béton frais et b) teneur en ciment en %.

Ce facteur étant seulement valable entre 200 et 300 kg/m^3 de ciment, des essais ont été réalisés pour une plus large gamme de dosages en ciment, toujours à ouvrabilité constante. La **Figure III-25.a** présente l'évolution de la résistance à 28 jours en fonction du dosage en ciment (sols K10 et K50). Les résultats montrent que la résistance en compression augmente linéairement en fonction du dosage en ciment :

$$fc_{28j} = 0,0372 \times C (\text{kg/m}^3) - 1,8147 \quad r^2 = 0,98 \quad \text{pour le sol K10} \quad (26)$$

$$fc_{28j} = 0,0247 \times C (\text{kg/m}^3) - 1,3512 \quad r^2 = 0,97 \quad \text{pour le sol K50} \quad (27)$$

La **Figure III-24** n'est par conséquent pas généralisable à d'autres dosages en ciment, puisque l'influence du dosage en ciment est plus marquée pour les faibles dosages en ciment (**Tableau III-2**). À l'inverse, plus le dosage en ciment est élevé, moins l'augmentation du dosage en ciment aura d'effet sur la valeur de la résistance en compression.

	fc_{150}/fc_{100}	fc_{200}/fc_{150}	fc_{250}/fc_{200}	fc_{300}/fc_{250}	fc_{350}/fc_{300}
K10	1,98	1,49	1,33	1,25	1,20
K50	2,10	1,53	1,34	1,26	1,20

Tableau III-2 Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression (**équations 26 et 27**).

Il est par ailleurs intéressant de noter que les résistances mécaniques sont 54 % plus élevées pour les mélanges dont le sol contient 10 % d'argile, que pour ceux dont le sol contient 50 % d'argile. L'intersection avec l'axe des abscisses des deux modèles linéaires proposés sur la **Figure III-25.a**, souligne aussi que c'est pour un dosage en ciment de l'ordre de 50 à 55 kg/m^3 (sols K10 et K50 respectivement) que le ciment joue son rôle de liant et que l'on passe d'un comportement de type sol à un comportement de type béton de sol.

La **Figure III-25.b** présente les mêmes résultats, mais cette fois-ci en fonction de la teneur en ciment, définie comme le rapport entre la masse de ciment sur celle du sol sec. L'évolution de la résistance en compression semble suivre une loi puissance en fonction de la teneur en ciment. Cette autre façon d'exprimer les résultats met en évidence qu'à partir d'une teneur en ciment de 10 %, l'écart de résistance entre les deux types de bétons de sol (K10 ou K50) croît de manière importante en fonction du dosage en ciment.

III.4.2 Résistance en flexion

La **Figure III-26** présente les résultats de flexion trois points obtenus après 180 jours de cure endogène, pour différentes formulations. Les contraintes de flexion obtenues sont comprises entre 1,7 MPa et 5,3 MPa, ce qui théoriquement, d'après l'Eurocode 2, correspond à une résistance en traction de 1 à 3,2 MPa. Dans la littérature, la résistance en traction est souvent comparée à la résistance en compression. Les résultats montrent ici que le rapport entre la résistance en traction et la résistance en compression est compris entre 1/4 et 1/8. De manière générale, on remarque que la présence d'argile dans le sol fait chuter la résistance en flexion des bétons de sol. La différence entre les mélanges K0 et K10 est cependant réduite pour la résistance en traction par rapport à la résistance en compression. Les bétons de sol K10C200 semblent même présenter une résistance mécanique supérieure à celle des bétons de sol K0C200. La résistance en traction étant très liée à la qualité de l'interface pâte-granulat, cela confirme l'effet bénéfique d'une quantité d'argile modérée sur les résistances mécaniques. Il est également possible d'augmenter la résistance en flexion d'environ 63 % en augmentant le dosage en ciment de 100 kg/m³.

La différence entre la **Figure III-26.a** et la **Figure III-26.b** souligne l'influence de la vitesse de chargement sur la résistance en flexion. Une diminution de 30 à 40 % est constatée lorsque la vitesse de chargement est revue à la baisse par rapport à la norme EN 196-1, c'est-à-dire lorsque l'on charge les éprouvettes 4×4×16 à 1,33 N/s au lieu de 50 N/s. La réduction de la vitesse de chargement permet en revanche de diminuer la dispersion des résultats (écart type plus faible).

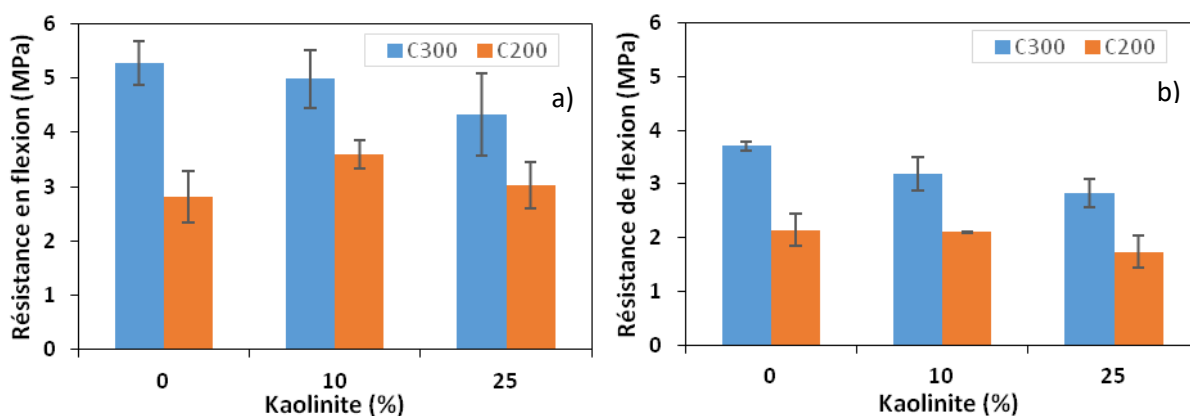


Figure III-26 Résistance en flexion pour différentes formulations (K0 vibré) après 180 jours de cure endogène: a) chargement selon la norme EN 196-1 et b) chargement à 1,33 N/s.

III.4.3 Propriétés élastiques statiques (Module d'Young et coefficient de Poisson)

III.4.3.1 Courbes contrainte-déformation

La **Figure III-27**, présente l'ensemble des enveloppes des courbes contrainte-déformation obtenues lors des différents essais de compression simple. La déformabilité du matériau augmente en fonction de la quantité d'argile dans le mélange et lorsque le dosage en ciment diminue. Cela se traduit par un comportement plutôt non-linéaire, à faible niveau de contrainte, pour les plus faibles dosages en ciment (200 kg/m³). À l'inverse, les courbes contrainte-déformation révèlent un comportement davantage linéaire pour les plus forts dosages en ciment (300 kg/m³). Cela semble indiquer que les formulations C200 sont plus sensibles à l'endommagement engendré par le chargement mécanique et que leur perte de linéarité se manifeste pour un niveau de charge plus faible. Ces résultats ne permettent pas d'estimer le comportement post-pic du matériau car les jauges de déformation ne

fonctionnent pas jusqu'à la rupture. En revanche, il a déjà été montré que l'augmentation du dosage en ciment induisait un comportement fragile, et qu'à l'inverse une diminution de ce dernier conduisait à un comportement plus ductile (Farouk, 2013). De plus, le type de sol influence également le comportement post-pic du matériau. À dosage en ciment équivalent, un sable de Fontainebleau traité est par exemple plus ductile qu'un limon traité (Guimond-Barrett 2013).

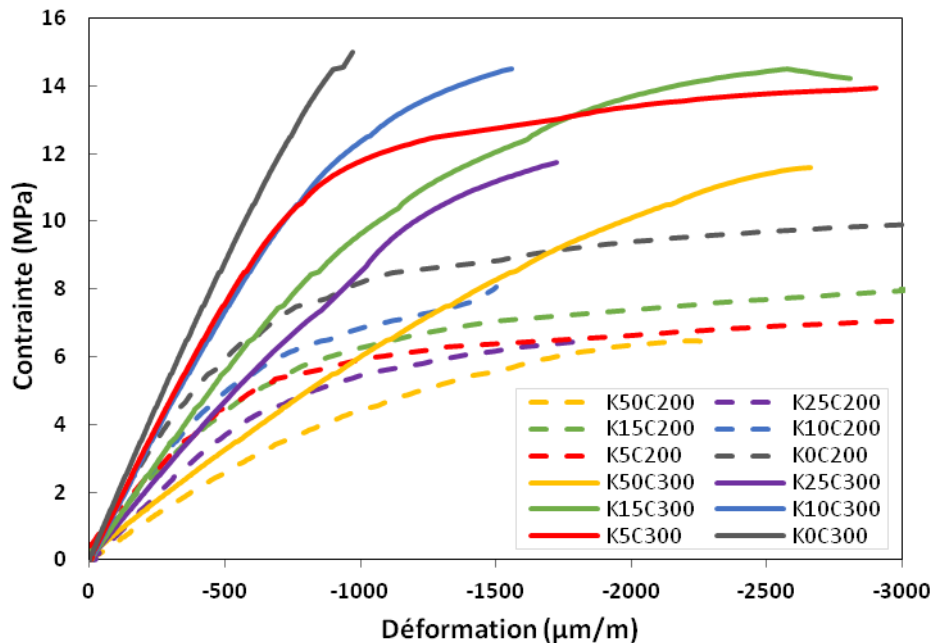


Figure III-27 Courbes contrainte-déformation axiale obtenues par instrumentation des éprouvettes de béton de sol avec des jauges de déformation, après 180 jours de cure.

III.4.3.2 Influence de la teneur en argile

Dans la partie suivante, l'objectif est de montrer l'influence des caractéristiques du sol et de la quantité de ciment sur les propriétés élastiques statiques du matériau. La **Figure III-28** présente l'évolution du coefficient de Poisson (ν) et du module d'élasticité statique (E) en fonction de l'argilosité du sol et du dosage en ciment, après 180 jours de cure endogène. Chacun des points correspond à une valeur moyenne de 2 éprouvettes. Le coefficient de Poisson varie entre 0,23 et 0,37, sa valeur augmentant avec la teneur en kaolinite du sol, et de manière plus importante pour les faibles dosages en ciment (200 kg/m^3). Les bétons de sol formulés prennent donc en compte la plupart des cas de figure rencontrés, puisque généralement la valeur du coefficient de Poisson varie au plus entre 0,2 et 0,45 (Terashi et Kitazume 2015).

Sans argile, le module d'Young statique varie entre 17,7 et 22,7 GPa selon le dosage en ciment et diminue régulièrement lorsque la quantité d'argile augmente (**Figure III-28**). Pour les mélanges dont le sol contient 50 % d'argile, les modules sont relativement faibles et varient entre 5,1 et 6,7 GPa selon le dosage en ciment. Une augmentation du dosage en ciment de 200 à 300 kg/m^3 permet *a priori* de maintenir les modules au-delà de 15 GPa pour des teneurs en argile qui n'excèdent pas 15 %. Les faibles modules d'élasticité rencontrés en fondations spéciales (10 à 15 GPa) sont néanmoins adaptés aux inclusions rigides puisqu'une faible raideur de colonne limite la génération d'efforts internes sous sollicitation horizontale (Blanc et al. 2015).

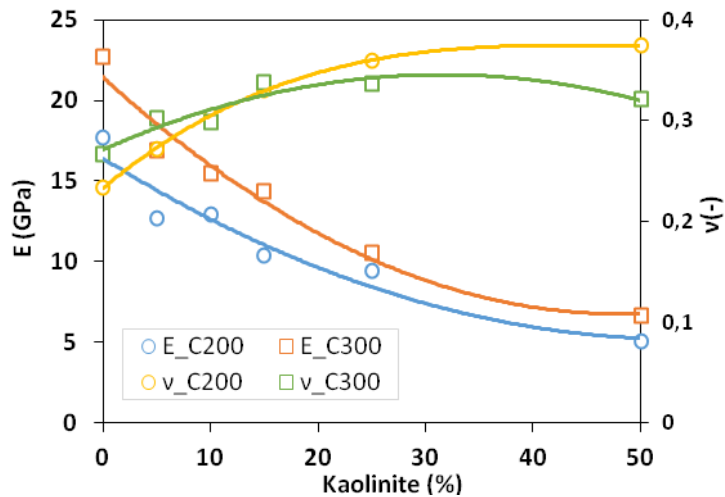


Figure III-28 Evolution des propriétés élastiques en fonction de la teneur en argile du sol pour les deux dosages en ciment (180 jours de cure).

La **Figure III-29** présente l'évolution du rapport entre le module d'élasticité (statique et dynamique) et la résistance en compression (E/f_c) en fonction du pourcentage d'argile dans le sol. L'inverse de ce rapport correspondant à la déformation élastique (ϵ_{el}) du matériau : $\epsilon_{el} = f_c/E$. Les résultats montrent que le rapport E_{stat}/f_c est compris entre 900 et 2050 pour les formulations avec 200 kg/m^3 de ciment et entre 770 et 1310 pour les formulations avec 300 kg/m^3 de ciment. Ces valeurs sont encadrées par celles d'une autre étude sur les bétons de sol, dont le rapport E_{50}/f_c varie entre 720 et 2050 selon le type de sol (**Guimond-Barrett, 2013**). Sur la **Figure III-29** le rapport E/f_c diminue en fonction de l'argilosité du sol, et ce, surtout entre 0 et 15 % d'argile. La diminution du rapport E/f_c semble également plus importante pour les formulations avec le plus faible des dosages en ciment (200 kg/m^3). Autrement dit, la rigidité du matériau est plus influencée par la teneur en argile que la résistance en compression, surtout pour les faibles dosages en ciment. Le module d'élasticité diminue d'ailleurs progressivement avec le pourcentage de kaolinite, tandis que la résistance en compression augmente jusqu'à une teneur en argile de 15% avant de chuter pour les plus forts taux de substitution du sable par de l'argile.

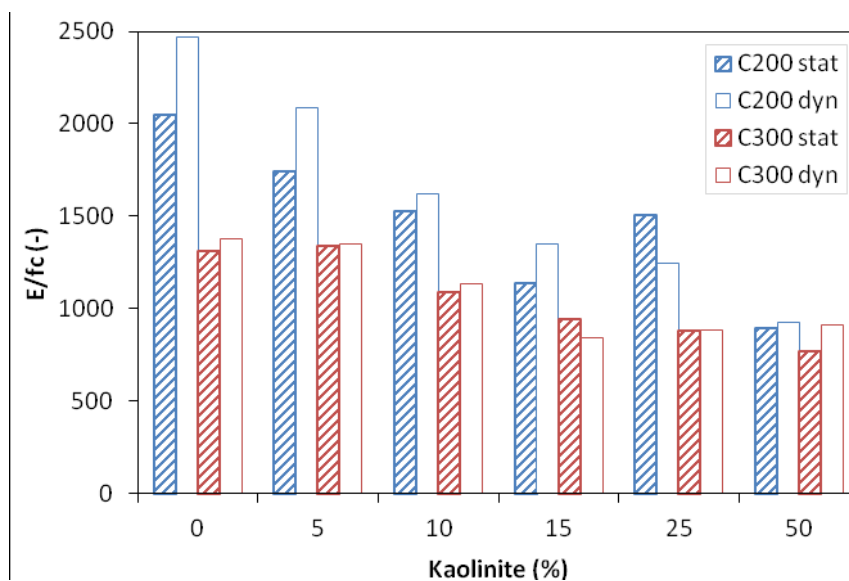


Figure III-29 Rapport entre le module d'élasticité et la résistance en compression.

III.4.3.3 Influence du dosage en ciment

Chaque point de la **Figure III-30.a** représente la valeur du module d'élasticité (statique ou dynamique) obtenu avec 300 kg/m³ de ciment en fonction de celui obtenu avec 200 kg/m³ de ciment pour une formulation donnée, après 180 jours de cure endogène. Une régression linéaire permet de proposer deux relations entre E_{200} et E_{300} selon la méthode de détermination du module :

$$E_{\text{stat}300} = 1,26 \times E_{\text{stat}200} \quad (28)$$

$$E_{\text{dyn}300} = E_{\text{dyn}200} + 2,04 \quad (29)$$

Les mesures statiques montrent qu'une augmentation de 100 kg/m³ du dosage en ciment augmente de 26 % environ la valeur du module d'élasticité (**équation 28**). En revanche, pour les mesures dynamiques le rapport E_{300}/E_{200} ne semble pas constant. Une augmentation de 100 kg/m³ du dosage en ciment augmente en effet de 2,04 GPa le module d'élasticité quel que soit le type de sol (**équation 29**). Les mesures non-destructives surestiment donc la valeur de E_{200} par rapport à E_{300} pour les plus faibles teneurs en argile. La droite associée à l'**équation 29** ne passe pas par l'origine à cause du coefficient de Poisson. La vitesse des ondes P et la masse volumique sont en effet proportionnelles au dosage en ciment, mais ce n'est pas le cas du terme " $(1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu)$ " dans l'expression du module d'élasticité dynamique. Ainsi, lorsque le module dynamique est calculé en omettant le coefficient de Poisson ($\nu = 0$), une augmentation de 100 kg/m³ du dosage en ciment augmente de 18 % environ la valeur du module d'élasticité (**Figure III-30.b**).

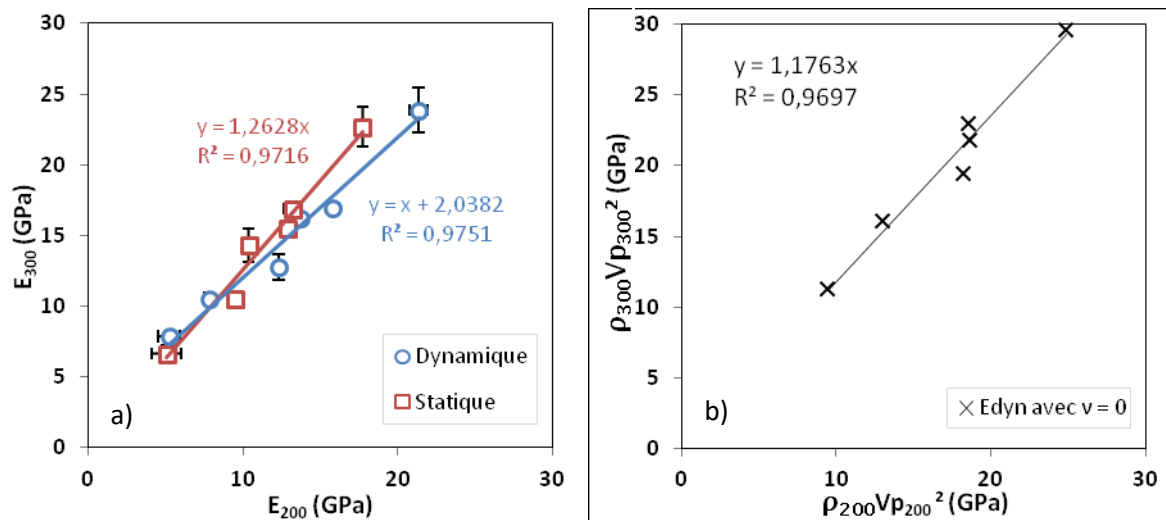


Figure III-30 Influence du dosage en ciment sur le module d'élasticité statique et dynamique (après 180 jours de cure endogène).

III.4.3.4 Comparaison entre le module dynamique et statique

La **Figure III-31.a** propose une comparaison entre la méthode de détermination statique et dynamique du module d'élasticité, après 180 jours de cure endogène. Indépendamment des dosages en ciment et en argile, la valeur du module dynamique calculée à partir de $\nu_{\text{mesuré}}$ est environ 6 % plus élevée que celle du module statique. La valeur de $\nu_{\text{mesuré}}$ étant la valeur du coefficient de Poisson déterminée à partir des jauges de déformation. Cette valeur légèrement supérieure du module dynamique s'explique par la réponse essentiellement élastique de l'échantillon sur une très courte durée en un très faible niveau de contrainte (condition de détermination des modules dynamiques). Les résultats montrent que finalement, il est tout à fait possible d'estimer le module

statique à partir du module dynamique. *In situ*, les résultats obtenus en fixant la valeur du coefficient de Poisson ($\nu = 0,35$) ne sont cependant pas suffisamment satisfaisants à cause de la forte hétérogénéité des bétons de sol (Denies et Huybrechts 2012b). En laboratoire, il est pourtant possible d'estimer avec précision la valeur du module statique ($r^2 = 0,97$) à partir de la vitesse des ondes P et de la masse volumique, en fixant la valeur du coefficient de Poisson (Figure III-31.a).

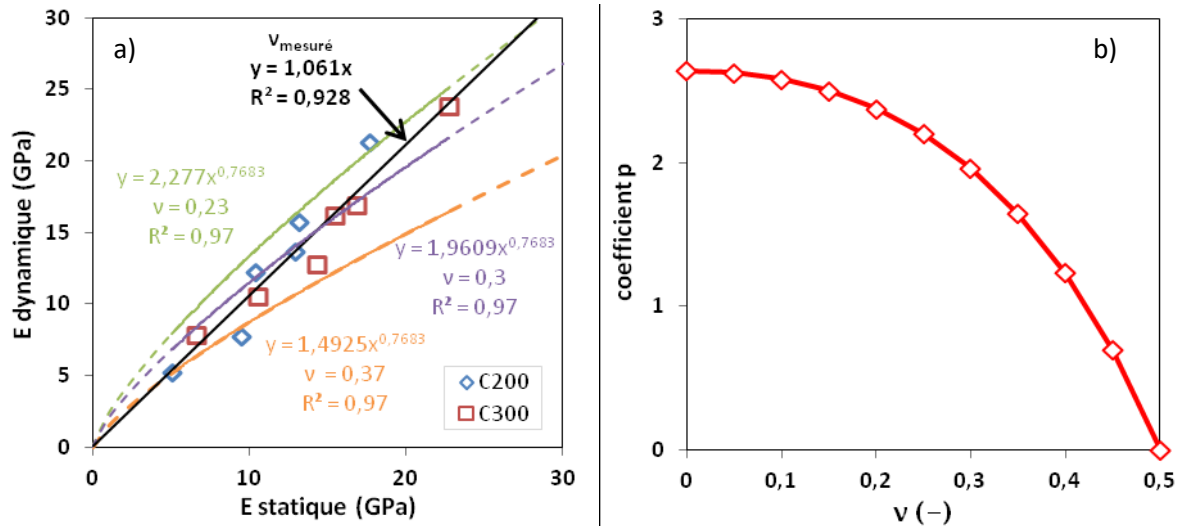


Figure III-31 Corrélation entre le module dynamique et statique (180 jours de cure): a) influence du coefficient de Poisson, b) coefficient p.

Les points de la Figure III-31.a correspondent aux valeurs du module dynamique calculées à partir du coefficient de Poisson mesuré pour chacun des bétons de sol. Celui-ci variant entre 0,23 et 0,37, les courbes de tendance calculées à partir des valeurs du module dynamique correspondant aux deux valeurs enveloppes du coefficient de Poisson sont aussi représentées. La relation entre E_{dyn} et E_{stat} vérifie une fonction puissance (équation 30). Par ailleurs, selon Guimond-Barrett (2013), la différence entre les deux méthodes de mesure fait que pour les faibles modules d'élasticité statiques (200 MPa), la valeur du module d'élasticité dynamique correspondante est déjà très élevée (3 GPa).

$$E_{dyn} = p E_{stat}^{0,7683} \quad (30)$$

La relation mathématique entre E_{dyn} et E_{stat} dépend du coefficient de Poisson (Figure III-31.a). Le coefficient p est obtenu expérimentalement en faisant varier la valeur du coefficient de Poisson et en exprimant E_{stat} en fonction d' E_{dyn} (Figure III-31.b). L'estimation du module statique semble meilleure en fixant la valeur du coefficient de Poisson (ν). Cependant le paramètre p varie en fonction de la valeur de ν choisie. La prédiction du module statique à partir de $\nu_{mesuré}$ rajoute finalement une incertitude en lien avec la mesure de ce coefficient. Cette dernière entraîne au final une moins bonne estimation du module statique ($r^2 = 0,93$) bien que l'estimation du module dynamique soit plus réaliste qu'en fixant la valeur du coefficient de Poisson.

III.4.3.5 Endommagement en fonction du chargement mécanique

Le chargement mécanique des bétons de sol entraîne un endommagement du matériau qui se traduit par une augmentation du volume de fissures et donc de la perméabilité (Massimo Grisolia 2012a).

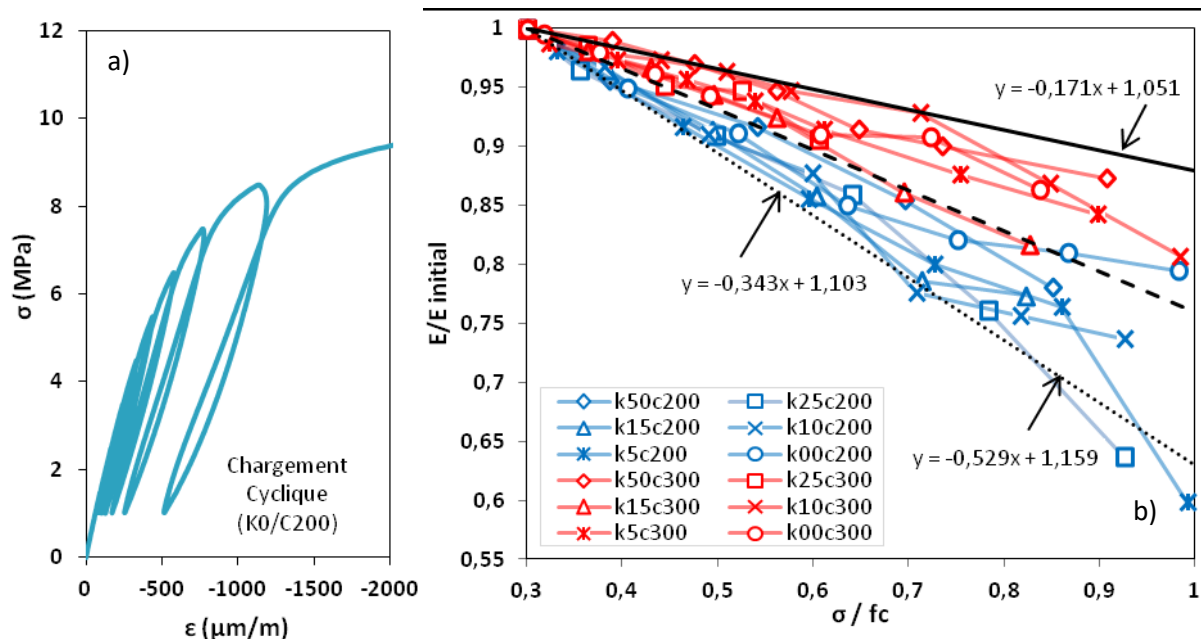


Figure III-32 Endommagement mécanique : a) exemple de courbe contrainte-déformation pour une éprouvette de béton de sol (K0/C200) soumise à un chargement cyclique, b) rapport $E/E_{initial}$ en fonction du niveau de chargement mécanique (180 jours).

Une courbe contrainte-déformation illustre le résultat d'un essai cyclique de compression permettant la détermination du module d'Young à différents stades de chargement mécanique (**Figure III-32.a**), c'est-à-dire pour chaque cycle de charge/décharge (jusqu'à 12 cycles ont été effectués). Dans ce travail de recherche, l'endommagement mécanique est en effet évalué en mesurant l'évolution du module d'élasticité en fonction du niveau de chargement mécanique après 180 jours de cure endogène (**Figure III-32.b**). Les résultats sont normalisés par rapport aux valeurs du module d'élasticité initial, déterminé à un niveau de contrainte de $0,3f_c$. Le paramètre f_c étant la résistance en compression simple du matériau après 180 jours de cure endogène. Pour l'ensemble des formulations, une diminution importante du module d'élasticité (E) en fonction de la contrainte est observée. Cette diminution traduit un endommagement en fonction du chargement mécanique qui résulte d'une microfissuration. L'endommagement est par ailleurs couplé à la plasticité, puisque le chargement mécanique engendre une déformation résiduelle qui augmente en fonction du niveau de contrainte (**Figure III-32.a**). La diminution de E semble linéaire et clairement plus importante pour les plus faibles dosages en ciment (200 kg/m^3). L'évolution du rapport $E/E_{initial}$ en fonction du niveau de contrainte (σ/f_c) fait en effet ressortir deux fuseaux qui dépendent principalement du dosage en ciment (**Figure III-32.b**). Lorsque le matériau est chargé à 80 % de sa résistance ultime, le module d'élasticité chute respectivement de 13 à 25 % et de 25 à 37 % pour un dosage en ciment de 200 et 300 kg/m^3 . La diminution du module d'élasticité est plus importante que celle d'un béton ordinaire C25/30, dont l'endommagement est compris entre 0,1 et 0,15 au niveau du pic de contrainte (**Nguyen et al. 2015**). Pour un béton ordinaire, l'endommagement apparaît à 30 % environ de la résistance en compression ($f_c = 36 \text{ MPa}$), et sa valeur augmente essentiellement au-delà du pic de contrainte (**Breccolotti et al. 2015**).

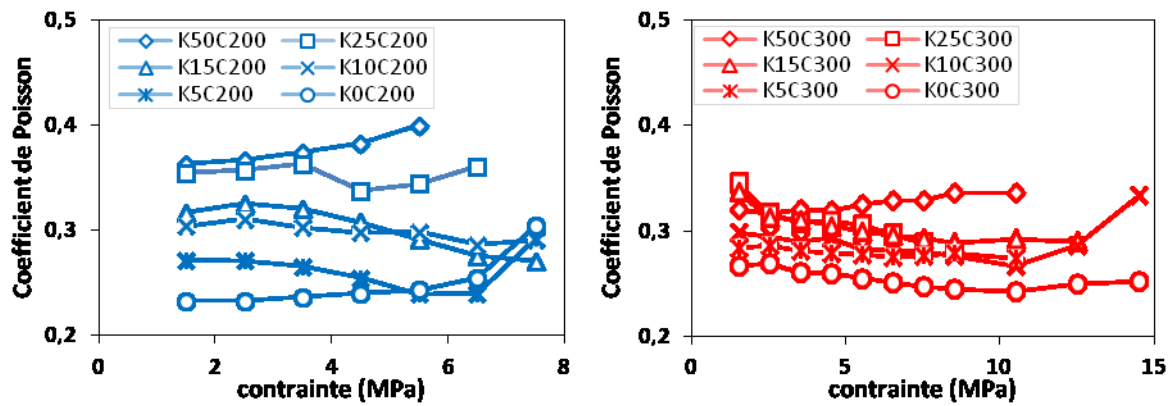


Figure III-33 Évolution du coefficient de Poisson en fonction chargement mécanique (180 jours).

La **Figure III-33** présente l'évolution du coefficient de Poisson (ν) en fonction du niveau de contrainte. Les résultats montrent que ν est relativement constant pour l'ensemble des formulations (légère baisse), cela indique un endommagement isotrope. La variation du coefficient de Poisson en fonction de la teneur en argile du sol est aussi nettement plus importante pour les plus faibles dosages en ciment (C200). L'augmentation soudaine du coefficient de Poisson lorsque l'on se rapproche de la résistance à la rupture du matériau traduit l'apparition d'un plan de rupture par cisaillement (fissuration verticale) dans le sens de la charge appliquée.

III.4.4 Propriétés élastiques dynamiques

Dans cette partie, les propriétés élastiques dynamiques du matériau sont déterminées à partir des mesures de vitesses d'ondes P, de la masse volumique, et du coefficient de Poisson. Les essais non destructifs permettent un suivi dans le temps à intervalles rapprochés et sont plus précis car les mêmes éprouvettes sont utilisées pendant l'auscultation en fonction du temps. Ces essais sont rapides à effectuer, peu coûteux et facilement réalisables sur chantier, d'où l'intérêt de corrélérer le module d'élasticité statique au module d'élasticité dynamique.

III.4.4.1 Evolution en fonction du temps

La **Figure III-34** montre l'augmentation de la vitesse des ondes P (V_p) et du module dynamique E_{dyn} en fonction du temps. Les vitesses d'onde P sont comprises entre 1766 et 3632 m/s, et les modules dynamiques entre 3,3 et 23,8 GPa. Deux phases peuvent être distinguées. La première entre 7 jours et 2 mois pour laquelle V_p augmente considérablement, et la seconde au-delà de 2 mois de cure pour laquelle V_p augmente encore mais très légèrement.

Les résultats montrent que les valeurs de V_p et E_{dyn} augmentent en fonction de la teneur en ciment, mais diminuent lorsque la teneur en argile du sol augmente. Il est également intéressant de noter l'importance du coefficient de Poisson dans l'estimation du module dynamique, car la position respective des courbes des bétons k0C200 et k10C300 s'inverse entre la vitesse d'onde P et le module d'Young (**Figure III-34**). La masse volumique diminuant en fonction de la teneur en argile du sol, les valeurs d' E_{dyn} sont aussi plus espacées d'une teneur en argile à l'autre.

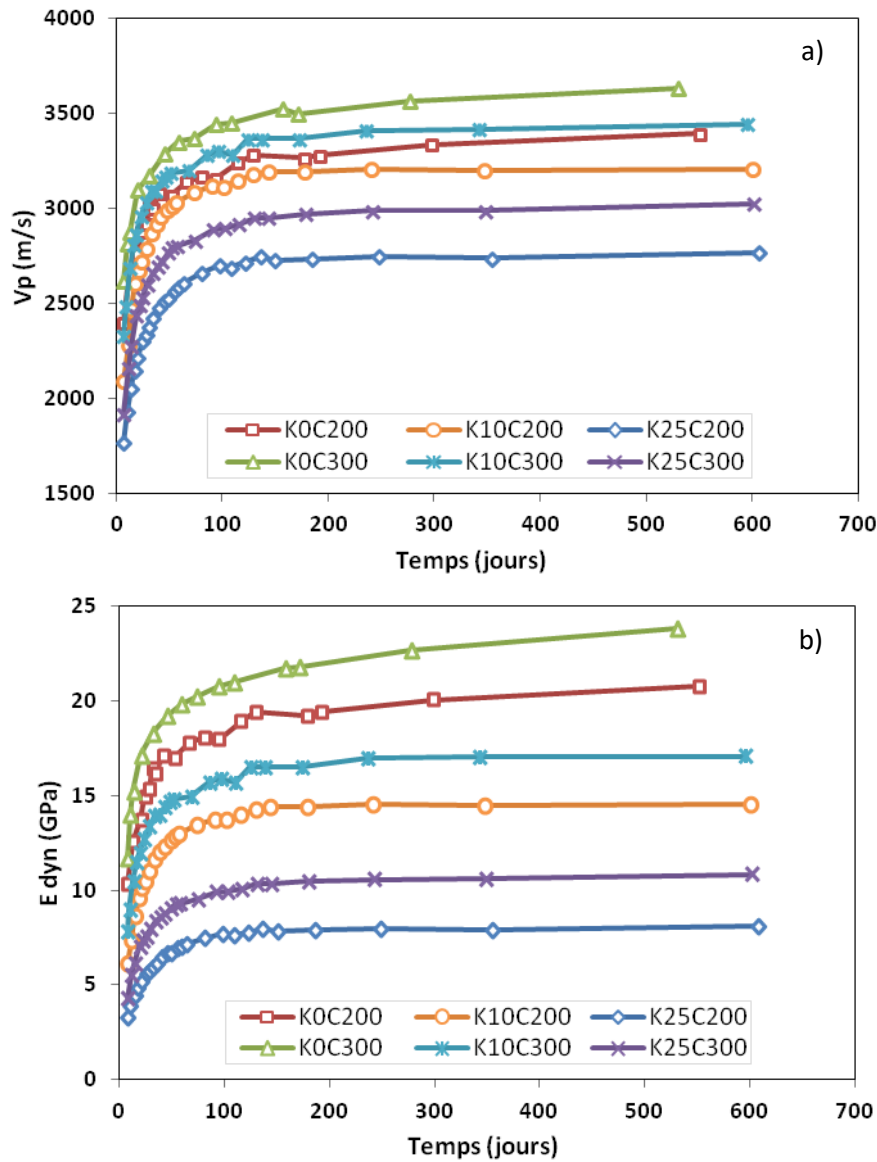


Figure III-34 Evolution de la vitesse des ondes P a) et du module dynamique b) en fonction du temps.

III.4.4.2 Evolution en fonction de la teneur en argile du sol

La **Figure III-35** présente l'évolution du module dynamique après 180 jours de cure en fonction de la teneur en argile du sol pour deux dosages en ciment. Les valeurs de module dynamique les plus importantes sont obtenues pour les formulations sans argile et varient entre 21,3 et 23,9 GPa selon le dosage en ciment. Une diminution régulière d' E_{dyn} est observée lorsque la teneur en argile du sol augmente. L'évolution en fonction de la teneur en argile du sol peut être modélisée par une fonction puissance (**équations 31 et 32**). Pour les mélanges contenant 50 % de kaolinite, le module E_{dyn} est vraiment faible et compris entre 5,2 et 7,9 GPa selon le dosage en ciment.

$$E_{dyn200} = 21,542 - 3,212 K^{0,413} \quad r^2 = 0,98 \quad (31)$$

$$E_{dyn300} = 23,929 - 3,707 K^{0,381} \quad r^2 = 0,98 \quad (32)$$

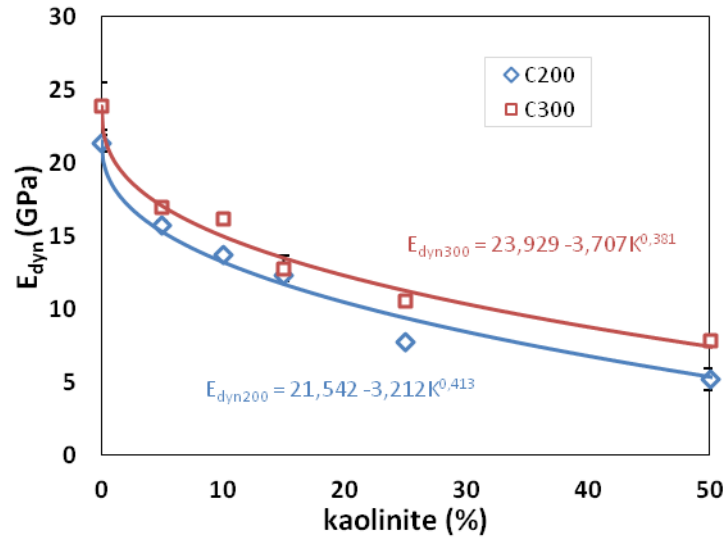


Figure III-35 Evolution du module dynamique en fonction de la teneur en argile du sol.

III.4.4.3 Evolution en fonction du dosage en ciment

L'analyse des produits d'hydratation (DRX) et celle de la microstructure (MEB) ont mis en évidence l'influence du dosage en ciment sur la structure poreuse des bétons de sol à l'échelle microscopique. Une analyse plus quantitative est cependant possible par mesures ultrasonores, porosimétrie au mercure, et à partir des essais de caractérisation mécanique (E et f_c).

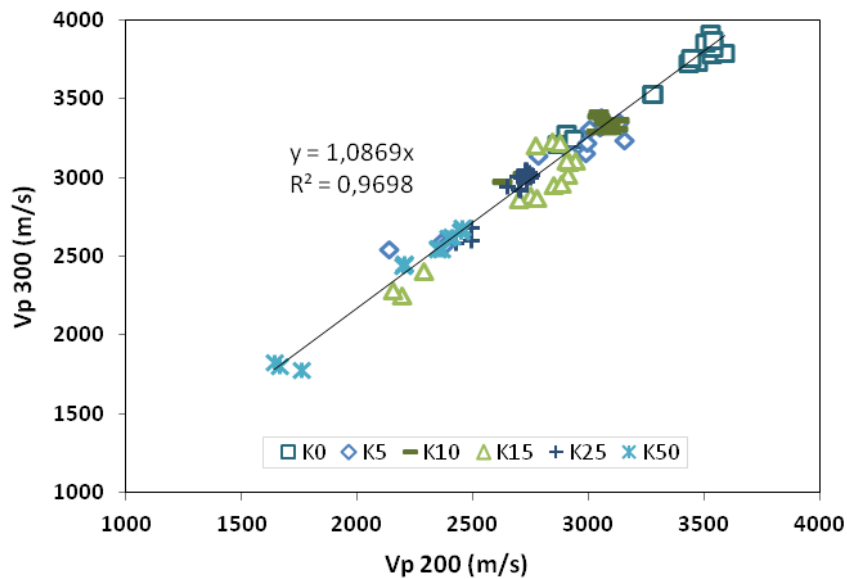


Figure III-36 Influence du dosage en ciment sur la vitesse des ondes P.

Des mesures non destructives réalisées entre 7 et 730 jours de cure pour l'ensemble des formulations ont permis de mesurer à l'échelle de la microstructure, l'influence du ciment sur la vitesse des ondes de compression (V_p). Sur la **Figure III-36**, chaque point représente la vitesse de propagation des ondes P obtenue pour les bétons de sol avec 300 kg/m^3 de ciment ($V_p 300$) en fonction de celle obtenue pour les bétons de sol avec 200 kg/m^3 de ciment ($V_p 200$), pour une teneur en argile et un temps de cure donné. Les vitesses d'ondes P mesurées sont comprises entre 1640 et 3910 m/s. Les résultats montrent que la vitesse des ondes P augmente d'environ 8,7 % lorsque le dosage en ciment augmente de 100 kg/m^3 , et ce quel que soit le type de sol et le temps de cure.

Cette augmentation confirme indirectement qu'une plus grande quantité d'hydrates est formée pour les bétons de sol avec 300 kg/m³ de ciment par rapport à ceux avec 200 kg/m³ de ciment.

III.4.5 Etat d'Humidité et température

Cette partie s'intéresse à l'influence des conditions de conservation sur les propriétés mécaniques des bétons de sol. Les éprouvettes de béton de sol sont soumises à différents types de cure (endogène, immersion dans l'eau, et air). Des éprouvettes K10C200 ont également été confectionnées et conservées en condition endogène à température contrôlée (10 et 20 °C). La résistance en compression du matériau est déterminée après différents temps de maturation.

III.4.5.1 Impact sur les résistances en compression

La **Figure III-37** présente l'évolution de la résistance en compression simple de différents bétons de sol en fonction du temps pour différentes conditions de cure (eau, air à 20 °C et 55% HR, endogène). Les échantillons sont exposés à différentes conditions de cure après 7 jours de conservation endogène dans les moules.

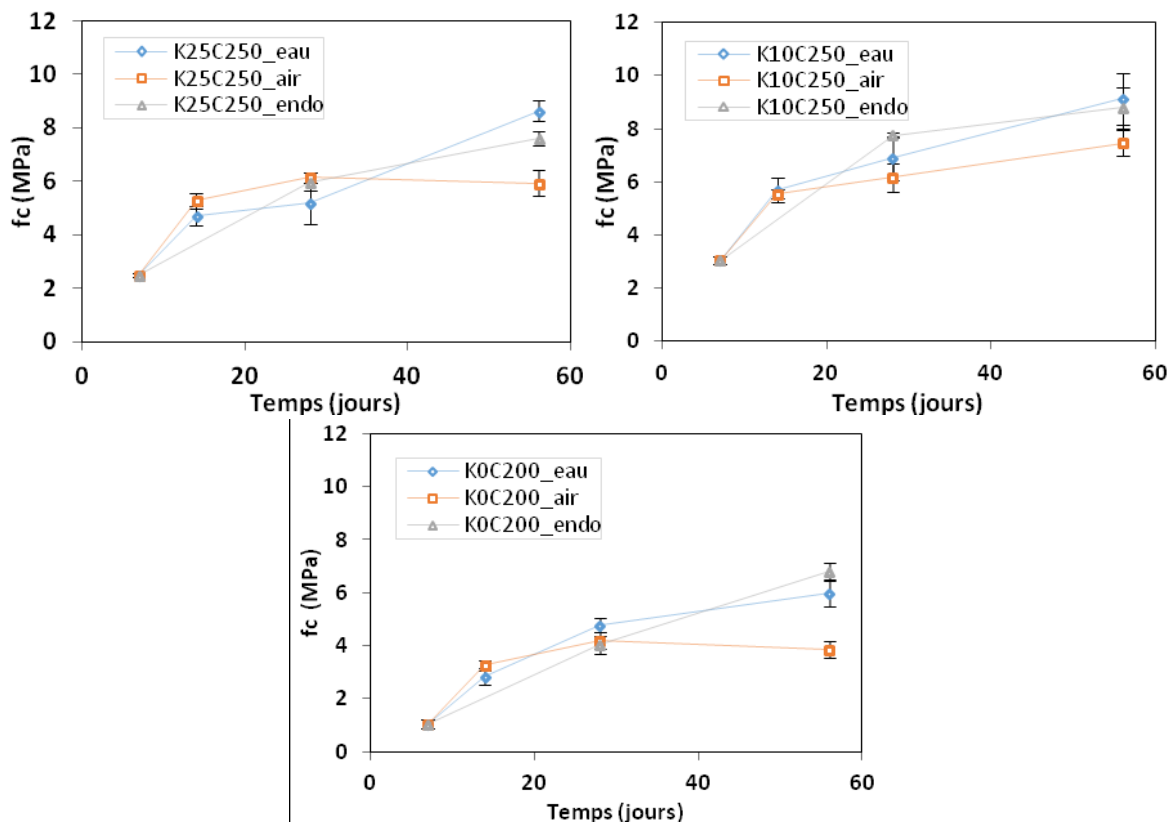


Figure III-37 Influence du type de cure sur l'évolution de la résistance en compression.

Pour l'ensemble des éprouvettes immergées dans l'eau ou dont la conservation est endogène, une augmentation de résistance en compression est observée en fonction du temps de cure. Comme l'on peut voir sur la **Figure III-37**, pour une formulation donnée, les courbes de résistances en compression en fonction du temps sont quasiment superposées pour ces deux conditions de cure. Dans le cas d'une conservation à l'air, les résistances en compression augmentent jusqu'à 28 jours de cure, puis se stabilisent. Cela suggère que suffisamment d'eau demeure dans les éprouvettes de béton de sol pour permettre à l'hydratation de se poursuivre jusqu'à 28 jours malgré l'exposition au

séchage à une humidité relative de 55 %. Cela peut s'expliquer par l'importante quantité d'eau initiale des éprouvettes en comparaison avec des bétons ordinaires. Généralement, l'hydratation est stoppée lorsque l'humidité relative des éprouvettes passe en dessous de 80 %, ce seuil d'hydrométrie variant toutefois en fonction de la porosité et de la distribution porale du matériau (Bordy et al. 2016). Au-delà de 28 jours, l'humidité interne semble ainsi insuffisante pour permettre la poursuite des réactions d'hydratation.

III.4.5.2 Influence du séchage sur la ductilité

Le séchage entraîne également un phénomène de retrait et de microfissuration, qui font chuter les propriétés mécaniques des bétons de sol. Ce phénomène est particulièrement important pour les bétons de sol à cause de la sensibilité de l'argile au retrait et les fortes quantités d'eau utilisées en Deep Soil Mixing. La Figure III-38 présente des résultats d'essais de résistance en compression réalisés sur des éprouvettes de béton de sol conservées après démoulage soit en condition endogène "endo", soit à l'air "air". Le chargement est piloté en déplacement afin d'analyser la ductilité du matériau au-delà du pic de contrainte et le déplacement est mesuré à partir des capteurs de déplacement de la presse.

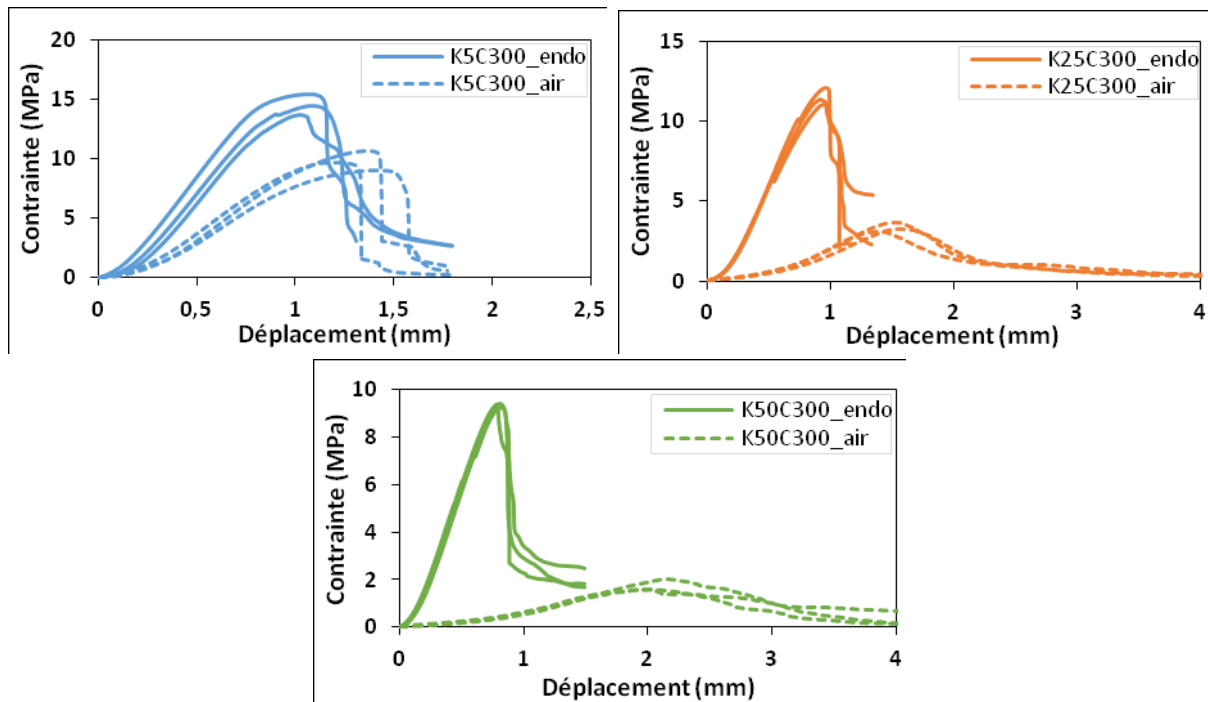


Figure III-38 Courbes contrainte-déplacement de différentes formulations obtenues après 90 jours de cure (endogène et à l'air).

Les résultats montrent que la différence de résistance en compression d'un type de cure à l'autre est d'autant plus importante que le sol contient de l'argile. Les résistances en compression des éprouvettes de béton de sol K50C300, K25C300 et K5C300 conservées à l'air (50 % HR et 20 °C) sont respectivement 81, 71 et 33 % inférieures à celles dont la cure est endogène. Après une exposition à l'air, la phase de propagation de la rupture des bétons de sol est moins brutale, excepté pour la formulation K5C300 dont le comportement post-pic est encore similaire pour les deux types de cure malgré la diminution de résistance observée. Ces plus grands déplacements observés dans la phase post-pic peuvent témoigner d'une décohésion de l'interface pâte-granulats. En effet, lors du séchage, des incompatibilités de déformation, entre d'une part les grains de quartz et d'autre part le ciment et

l'argile soumis eux au phénomène de retrait, génèrent des concentrations de contraintes à l'interface pouvant être à l'origine de microfissures.

III.4.5.3 Température

Il est communément admis que la température influence le processus d'hydratation du ciment, et notamment qu'une température de cure plus élevée améliore les résistances mécaniques. Dans cette partie, l'influence de la température de cure est étudiée pour la formulation K10C200 (**Figure III-39**). Deux températures de conservation sont testées (10 et 20 °C). L'une correspond à la température du sol (10 °C) et l'autre à la température de conservation de référence (20 °C). Les résultats montrent encore une fois que l'évolution de la résistance en compression est logarithmique en fonction du temps. De plus faibles résistances mécaniques sont obtenues pour les échantillons conservés à 10 °C par rapport à ceux qui sont conservés à 20 °C. La différence est particulièrement importante à court terme puisqu'après 7 jours de conservation endogène les résistances en compression obtenues à 10 °C correspondent à seulement un tiers des résistances en compression obtenues à 20 °C. Cet écart s'atténue toutefois considérablement à partir de 28 jours de cure. Cette étude montre finalement qu'il est primordial de prendre en considération l'effet de la température lors du dimensionnement d'un ouvrage réalisé par Deep Soil Mixing. Notamment à court terme (entre 7 et 28 jours) pour les ciments aux laitiers dont la cinétique d'hydratation du ciment est plus lente lorsque la température diminue (faible température du sol).

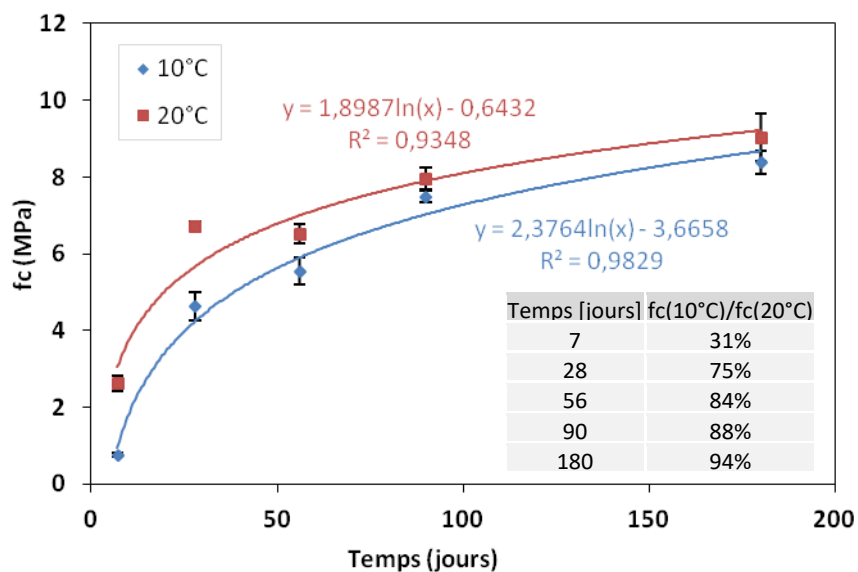


Figure III-39 Influence de la température de cure sur le développement des résistances mécaniques.

III.5 Conclusion

Dans cette partie des travaux de thèse, l'objectif était de montrer l'influence de la teneur en argile du sol et du dosage en ciment sur la microstructure, et les propriétés physiques et mécaniques des bétons de sol. L'évolution des propriétés physico-mécaniques en fonction du temps a également fait l'objet de nombreuses investigations dans des conditions de cure favorables, mais aussi afin de voir l'influence de la température et des conditions de cure sur les propriétés mécaniques des bétons de sol. Les résultats permettent d'établir les conclusions suivantes :

- La teneur en air occlus est essentiellement liée à la consistance des bétons de sol. En effet, les mélanges fermes (sans kaolinite) possèdent des teneurs en air occlus supérieures aux mélanges autoplaçants (avec kaolinite). En remplaçant le sable de Fontainebleau par un sable à béton dont la granulométrie est plus étalée (sable d'Achères), il est possible d'obtenir une consistance autoplaçante sans ségrégation.
- Le séchage naturel des bétons de sol est particulièrement rapide par rapport à celui des bétons ordinaires, à cause de leur forte porosité. Lorsqu'ils sont exposés à l'air (20 °C et 50 % HR), les bétons de sol subissent un retrait considérable dont l'ampleur dépend surtout de la teneur en argile du sol, mais finalement assez peu du dosage en ciment. La cinétique de retrait semble par ailleurs grandement liée à la perte de masse par séchage des éprouvettes, mais aussi à la formulation.
- En conditions de cure endogène, la masse volumique augmente légèrement en fonction du temps, mais diminue significativement en fonction de l'argilosité du sol. Pour des applications structurales, il est préférable que la masse volumique apparente sèche soit supérieure à 1500 kg/m³. La différence entre la masse volumique du béton à l'état frais et celle à l'état durci montre par ailleurs que l'effet stabilisateur de l'argile limite le ressuage et donc le tassement du squelette granulaire.
- La porosité accessible à l'eau (η) des bétons de sol est 2 à 4 fois plus élevée que celles des bétons ordinaires. Le principal facteur influençant η est l'argilosité du sol, car la capacité de rétention et la forte surface spécifique de l'argile augmentent la quantité d'eau de malaxage nécessaire à l'obtention d'une consistance autoplaçante. Les essais de porosité au mercure révèlent aussi une distribution bimodale de la taille des pores pour les éprouvettes sans argile mais plutôt uni-modale pour les éprouvettes contenant de l'argile. Ces expérimentations démontrent que l'augmentation du dosage en ciment résulte en un affinement de la structure poreuse et en une diminution de la porosité piégée des bétons de sol. De plus, la quantité de pores de diamètres inférieurs à 10 nm (pores des hydrates) est légèrement plus importante dans le cas des dosages élevés en ciment, ce qui témoigne d'une plus grande quantité de C-S-H formée.
- Dans des conditions de cure favorables la conductivité hydraulique des bétons de sol est de l'ordre de 10⁻⁸ à 10⁻¹⁰ m/s, pour des teneurs en argile de 0 à 25 % et des dosages en ciment de 200 à 300 kg/m³ de béton de sol. Les résultats montrent que la conductivité hydraulique augmente en fonction de la teneur en argile du sol, mais diminue en fonction du dosage en ciment. De plus, la conductivité hydraulique semble diminuer fortement en fonction du temps de cure pour les mélanges sans argile, ce qui est nettement moins le cas en présence d'argile.
- Les analyses au MEB révèlent dans le cas des plus faibles dosages en ciment (200 kg/m³) une meilleure adhérence pâte-granulat pour les bétons de sol avec 10 % d'argile. Cette amélioration va de pair avec la formation d'ettringite secondaire dans la porosité située autour des grains de sable. Pour l'ensemble des formulations avec 300 kg/m³ de ciment, la phase liante paraît plus dense. Les analyses par DRX confirment, en détectant la présence d'ettringite, de calcite, de C-S-H et de gypse, le résultat des observations au MEB. Une certaine quantité de kaolinite est encore présente après 180 jours de cure endogène, et donc seule une faible quantité de kaolinite semble interagir chimiquement avec le ciment pour former des C-S-H. Toutefois, les diffractogrammes révèlent pour les pics de diffraction compris entre 4 et 8° qu'une plus grande quantité de C-S-H est formée pour les bétons de sol contenant de l'argile.

- Le rapport entre la résistance en traction et celle en compression est plutôt élevé, et compris entre 1/4 et 1/8 pour les bétons de sol testés. Une quantité d'argile modérée a d'ailleurs un effet bénéfique sur la résistance en traction du matériau. Les résultats montrent également que l'évolution de la résistance en compression est logarithmique en fonction du temps, et que la cinétique d'augmentation de résistance est optimale avec 15 % de kaolinite. Après 180 jours de cure endogène, l'optimum de résistance en compression obtenu avec 15 % de kaolinite s'explique par un meilleur arrangement granulaire et une meilleure interface pâte-granulat. Concernant l'effet du CEM III/C, nous remarquons qu'en passant de 200 à 300 kg/m³ de ciment la résistance en compression augmente de 68 %, quels que soit le type de sol et le temps de cure. À un temps de cure donné, la valeur de la résistance en compression (f_c) augmente cependant linéairement en fonction de la quantité de ciment pour des dosages compris entre 50 et 350 kg/m³ (fonction affine). L'augmentation du dosage en ciment n'a donc pas le même effet sur la résistance en compression, si le dosage en ciment initial est faible ou déjà élevé.

- Les modules d'élasticité (dynamiques et statiques) les plus élevés sont obtenus pour les bétons de sol sans argile. Une substitution progressive du sable par de l'argile fait régulièrement chuter la valeur du module d'élasticité, avec notamment une diminution de 70 % lorsque le sable est remplacé à 50 % par de la kaolinite. Néanmoins, une augmentation de 100 kg/m³ du dosage en ciment se traduit par une augmentation de 26 % du module d'élasticité statique et entraîne une augmentation de 8,7 % de la vitesse des ondes P. L'instrumentation des éprouvettes avec des jauges de déformation (latérales et longitudinales), permet de déterminer le coefficient de Poisson qui varie selon les paramètres de formulation entre 0,23 et 0,37, et augmente avec la teneur en argile du sol surtout pour les plus faibles dosages en ciment testés (200 kg/m³). Les résultats montrent aussi un plus fort impact de la teneur en argile du sol sur les propriétés d'élasticité que sur les résistances à la rupture, surtout pour les mélanges C200.

- La valeur du module d'élasticité dynamique est d'environ 6 % supérieure à celle du module dynamique ($r^2 = 0,93$). La détermination du module dynamique semble donc suffire à estimer le module d'élasticité statique, toutefois la relation entre ces deux paramètres varie beaucoup en fonction du coefficient de Poisson. D'après les mesures par ultrasonores en fonction du temps, l'augmentation de rigidité du matériau a principalement lieu pendant les 2 premiers mois de cure. La valeur du module dynamique après 2 mois de cure vaut effectivement entre 80 et 90 % de celle déterminée après 500 jours. Après 180 jours de cure endogène, l'endommagement par chargement mécanique des bétons de sol entraîne cependant une diminution linéaire du module d'élasticité. Cette diminution est toutefois sensiblement limitée par l'augmentation du dosage en ciment.

- Une exposition à l'air sec des bétons de sol (55 % HR et 20 °C) interrompt l'augmentation de résistance en compression après 28 jours de cure. Autrement dit, l'hydratation est stoppée à partir d'un certain degré de séchage du matériau, lorsque l'humidité relative interne est trop faible pour entretenir l'hydratation. Le séchage des éprouvettes de béton de sol (50 % HR et 20 °C) limite considérablement leur résistance en compression par rapport à une cure endogène et augmente la ductilité du matériau. Il est aussi important de prendre en considération la température de cure, surtout au jeune âge, lorsque le ciment utilisé contient une forte teneur en laitiers de hauts-fourneaux. À basse température (10 °C), ce type de ciment peut en effet retarder l'augmentation de la résistance en compression et diviser environ par 3 sa valeur à 7 jours, par rapport à la résistance en compression obtenue pour une température de conservation de 20 °C à la même échéance.

IV. APPROCHE PREDICTIVE

Ce chapitre présente tout d'abord divers corrélations et modèles de prédiction permettant de passer aisément d'un paramètre physique à l'autre. L'objectif est aussi d'estimer la valeur des résistances mécaniques par différents moyens (mesures non-destructives, résistance au jeune âge, rapport E/C). De plus, des relations permettant d'évaluer le module d'élasticité statique à partir d'autres paramètres sont proposées afin de pouvoir réduire le nombre d'essais nécessaire au dimensionnement de l'ouvrage. L'ensemble de ces relations empiriques est en revanche valable seulement lorsque le matériau est homogène. L'influence d'une introduction d'inclusions de sol dans les éprouvettes sur les performances mécaniques a donc également fait l'objet d'une étude en laboratoire. Ces résultats expérimentaux sont comparés avec une étude numérique de la littérature pour bien comprendre l'influence de ces morceaux de sol non mélangés avec le ciment. Une étude numérique réalisée à partir du logiciel Salome-Meca confirme également la chute du module d'élasticité en fonction de la fraction volumique d'inclusions de sol et illustre l'apparition de concentration de contraintes. Dans ce chapitre, l'ensemble des modèles et corrélations obtenues sont par ailleurs autant que possible comparés à d'autres études sur les bétons de sol afin de confirmer leur pertinence.

IV.1 Solveur Excel

Dans ce travail de recherche, les paramètres des différents modèles proposés sont déterminés à partir du solveur disponible dans Excel (**Figure IV-1**). Ce module de calcul mathématique permet à la fois de résoudre des problèmes linéaires et non-linéaires. La méthode consiste à proposer intuitivement un modèle avec des paramètres initialement les plus proches possibles de la tendance de la courbe. Ensuite, le rôle du solveur est de déterminer par itération, les paramètres du modèle ("Cellules variables") de manière à être le plus proche possible d'un coefficient de détermination de 1 ("Cellule cible à définir"). Le coefficient de détermination (R^2) mesure la qualité de la prédiction de la régression linéaire entre les valeurs expérimentales et celles du modèle.

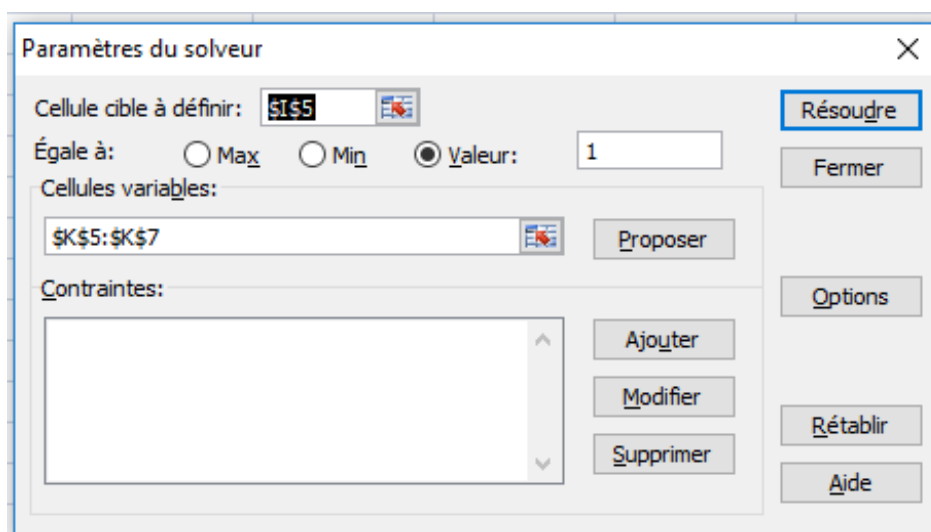


Figure IV-1 Interface de la boîte de dialogue du solveur Excel.

Ce coefficient est égal à 1 moins le rapport entre l'erreur du modèle et la variance :

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (33)$$

avec y_i les valeurs expérimentales, \hat{y}_i les valeurs prédites et \bar{y} la moyenne des mesures.

IV.2 Relations empiriques entre différentes propriétés physiques

IV.2.1 Corrélation entre les différentes caractéristiques (η , ρ , V_p)

La porosité accessible à l'eau (η) est exprimée en fonction de la masse volumique sèche (ρ_d) et de la masse humide (ρ_h) sur la **Figure IV-2**. Ces paramètres varient en fonction de la teneur en argile (entre 0 et 50 %) et donc de la teneur en eau de gâchage (entre 20,3 et 73,8 %). La variation de la porosité avec la variation de la masse volumique (ρ_d ou ρ_h) est clairement linéaire (fonction affine) et s'accorde avec des investigations menées en Belgique sur des échantillons provenant de 38 sites de construction différents de Deep Soil Mixing (**Denies et Huybrechts 2012**). La bonne correspondance de nos résultats avec cette étude de chantier tirée de la littérature confirme ainsi la représentativité des bétons de sols artificiels élaborés dans notre travail. Deux relations sont proposées à partir des résultats expérimentaux obtenus après 28 jours de cure endogène (**équations 34 et 35**). Il est intéressant de souligner que l'écart entre ρ_h et ρ_d ($\Delta\rho$) est plus important lorsque le matériau est poreux, car la masse volumique humide prend en compte l'eau contenue dans les pores (**équation 36**).

$$\eta = -0,0359 \rho_d + 95,68 \quad (34)$$

$$\eta = -0,053 \rho_h + 142,1 \quad (35)$$

$$\Delta\rho = 8,94 \eta + 21,38 \quad (36)$$

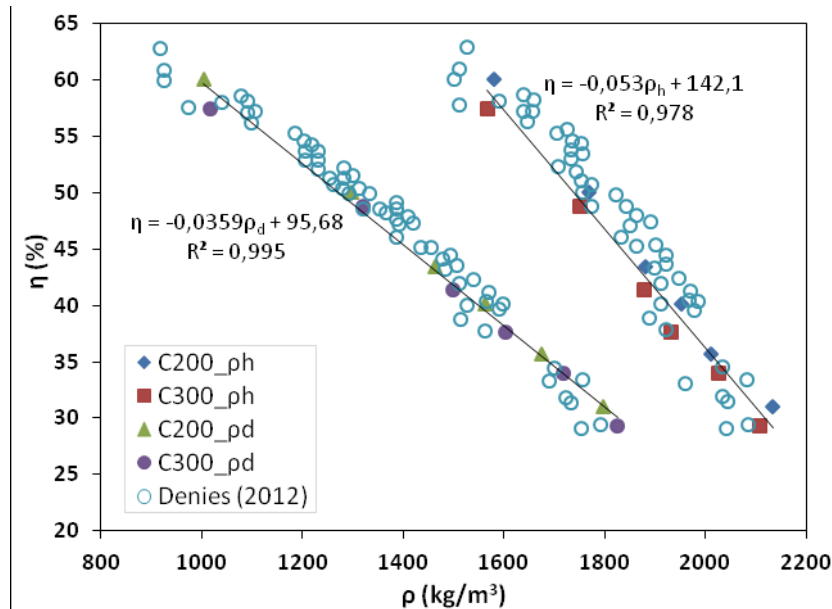


Figure IV-2 Corrélation entre porosité accessible à l'eau et masse volumique pour deux dosages en ciment (C200 et C300) : comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats de Denies (2012) après 28 jours de cure.

La porosité accessible à l'eau est reliée aux masses volumiques " ρ_d " et " ρ_h " à partir des définitions physiques universelles valables pour tout matériau poreux (**équations 37 et 38**). Ces modèles introduisent dans les calculs ρ_s la masse volumique spécifique (ou absolue) des bétons de sol et ρ_w la masse volumique de l'eau. La masse volumique ρ_s est déterminée théoriquement de manière à vérifier l'**équation 37**, puis introduite dans l'**équation 38** pour confirmation. Les résultats montrent que ρ_s varie en fonction des paramètres de formulation entre 2645 et 2335 kg/m³ (**Tableau IV-1**). Ces valeurs sont plus faibles que la masse volumique spécifique propre aux constituants des bétons de sol car les produits d'hydratation ont une faible masse volumique ($\rho_{CSH} = 2040$ kg/m³). Il est toutefois possible d'estimer la valeur de la porosité à partir des paramètres de formulation, simplement en déterminant la masse volumique humide des éprouvettes.

$$\eta = (\rho_s - \rho_h) / (\rho_s - \rho_w) \quad r^2 = 0,993 \quad (37)$$

$$\eta = 1 - \rho_d / \rho_s \quad r^2 = 0,989 \quad (38)$$

	Ciment [kg/m ³]	Kaolinite [%]					
		0	5	10	15	25	50
équation 37	300	2644	2572	2592	2559	2538	2454
	200	2567	2554	2492	2499	2468	2334

Tableau IV-1 Masse volumique spécifique des bétons de sol.

La **Figure IV-3** présente la relation entre la vitesse des ondes P et la masse volumique humide (ρ_h) pour l'ensemble des formulations, c'est-à-dire pour des bétons de sols avec 200 et 300 kg/m³ de ciment et dont le sol contient entre 0 et 50 % d'argile. La relation entre V_p et ρ_h est tracée pour trois temps de cure différents (7, 90, 180 jours). Les résultats montrent que la masse volumique augmente linéairement en fonction de la vitesse des ondes P (**Figure IV-3**). Le coefficient directeur des différentes droites est compris entre 0,52 et 0,59. Autrement dit, une augmentation de 1000 m/s de la vitesse des ondes P traduit une augmentation de masse volumique humide de 520 à 590 kg/m³.

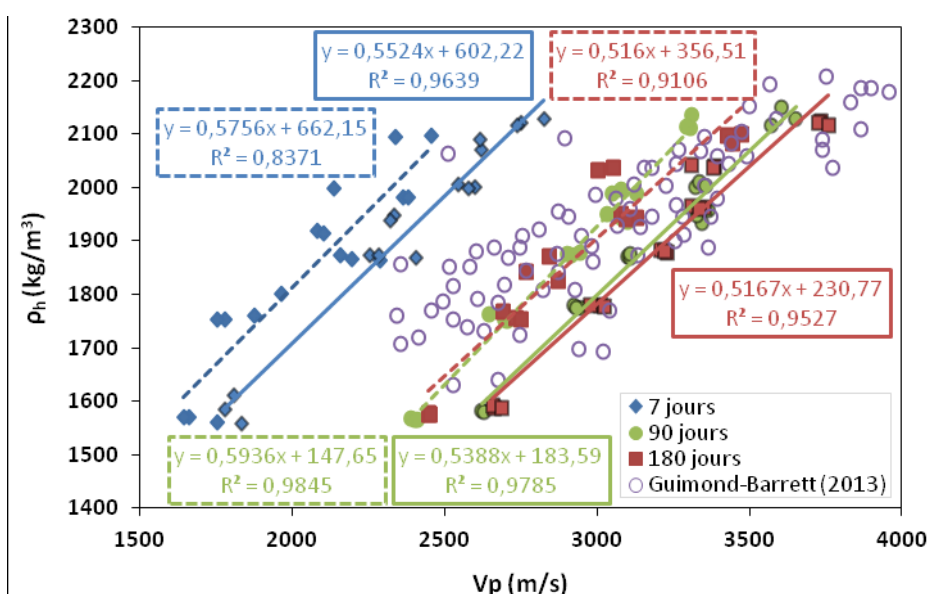


Figure IV-3 Corrélation entre la vitesse des ondes P et la masse volumique : 200 kg/m³ de ciment (lignes pointillées) et 300 kg/m³ de ciment (lignes continues).

Le décalage entre les courbes pointillées et continues illustre l'écart de vitesse d'onde P d'un dosage en ciment à un autre (120 m/s en moyenne). La relation V_p - ρ_h dépend donc en partie du dosage en ciment, mais reste principalement liée au temps de cure, et ce, particulièrement les 2 premiers mois où la vitesse des ondes P augmente considérablement alors que la masse volumique ne varie pas en fonction du temps de cure (paragraphe III.4.4.1). La loi physique largement connue dans la littérature qui lie V_p à ρ_h en faisant intervenir le module d'élasticité explique ici la dépendance en fonction du dosage en ciment et du temps. Les résultats sont comparés avec une étude tirée de la littérature dont les échantillons de béton de sol (limon-ciment et sable-ciment) ont été prélevés par carottages après 180 jours de cure *in situ* (Guimond-Barrett, 2013). Les dosages en ciment de cette étude de chantier varient entre 220 et 300 kg/m³ (masse sèche de CEMIII/C par mètre cube de sol). La tendance est finalement assez similaire à celle obtenue au laboratoire (Figure IV-3).

La Figure IV-4 présente l'évolution de la porosité en fonction de la vitesse des ondes P. La plus célèbre relation entre ces deux paramètres est sans doute celle proposée par Wyllie (1956) :

$$\frac{1}{V} = \frac{\eta}{V_f} + \frac{(1-\eta)}{V_s} \quad (39)$$

avec η la porosité, V_f la vitesse des ondes à travers le fluide interstitiel, et V_s la vitesse des ondes à travers la phase solide. Ainsi, plus le matériau est poreux plus la vitesse des ondes P est faible, sachant que les éprouvettes sont testées à l'état humide et que les ondes se propagent dans l'eau à seulement 1500 m/s (Ceausescu-ersen, 2004). Sur la Figure IV-4, la valeur de η diminue linéairement en fonction de V_p et les résultats suivent la même tendance que ceux de Guimond-Barrett (2013) sur des échantillons prélevés *in situ*. Une différence de porosité de l'ordre de 30 % entre les formulations K50 et K0 se traduit par une variation de vitesse d'onde P de 700 à 1070 m/s. Pour une même valeur de porosité et à un temps de cure identique, une augmentation du dosage en ciment entraîne une augmentation de la vitesse des ondes P (paragraphe III.4.4.1). Cela se traduit par un décalage entre les courbes η - V_p , car le ciment améliore la cimentation et l'adhérence entre les grains.

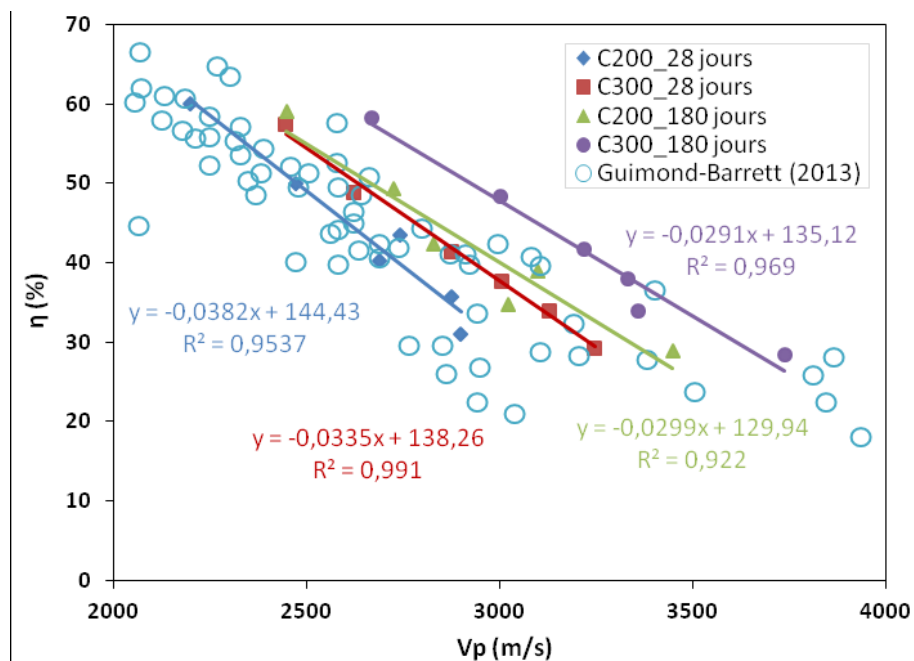


Figure IV-4 Relation entre la porosité accessible à l'eau et la vitesse des ondes P.

IV.2.2 Estimation de la conductivité hydraulique

Pour les bétons de sol dont la fraction argileuse du sol est comprise entre 0 et 25 %, la conductivité hydraulique varie entre $3 \cdot 10^{-9}$ et 10^{-10} m/s après 180 jours de cure (**Figure IV-5**). Les résultats montrent une augmentation quasi linéaire de k en fonction de la porosité et donc dans notre étude de la teneur en argile du sol puisque celle-ci implique une plus forte demande en eau pour maintenir une ouvrabilité correcte. Une augmentation de 100 kg/m^3 du dosage en ciment permet cependant de diviser par environ quatre la conductivité hydraulique, et l'effet du dosage en ciment semble plus important pour les sols argileux. Dans la littérature, certains travaux montrent que l'influence du dosage en ciment sur la perméabilité des bétons de sol est particulièrement important lorsque la teneur en ciment varie entre 5 et 10 %, en revanche, au-delà d'une teneur de 10 % le ciment influence beaucoup moins les propriétés de transferts du matériau (**Terashi et al. 1983**).

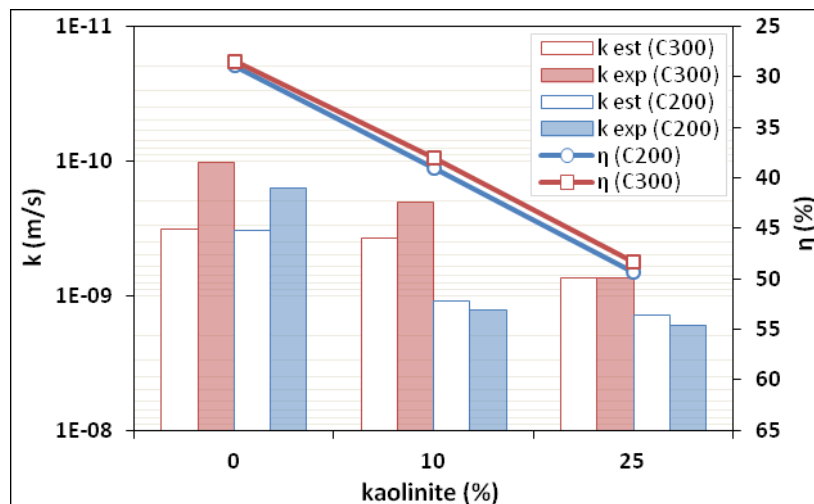


Figure IV-5 Comparaison entre la conductivité hydraulique estimée à partir du diamètre des pores et celle mesurée.

La géométrie du réseau des pores (diamètres des canaux, tortuosité, section variable, bras morts) gouverne l'écoulement de l'eau à travers les matériaux cimentaires. Une hypothèse sur les caractéristiques du milieu poreux est donc généralement nécessaire pour estimer la valeur de la conductivité hydraulique en fonction du diamètre des pores et de la porosité accessible des différents bétons de sol étudiés. Dans cette étude, les pores sont modélisés par des canaux cylindriques parallèles entre eux, ce qui permet d'écrire l'équation 40 (**Costa, 2006**), (**Deng et al. 2015**). Les résultats sont présentés sur la **Figure IV-5** avec "k exp" la conductivité hydraulique à l'eau obtenue selon la loi de Darcy et "k est" celle estimée à partir à partir de l'équation 40. Au final, les valeurs de conductivité hydraulique estimées à partir du diamètre caractéristique des pores les plus fins (\emptyset) exprimé en m et de la porosité (η) sont assez proches des valeurs expérimentales.

$$k \text{ (m/s)} = \eta \emptyset^2 / 32 \times 10^7 \quad (40)$$

La **Figure IV-6** montre comment est déterminé le diamètre caractéristique des pores les plus fins à travers un exemple pour deux formulations (K10C200 et K0C200). Pour les mélanges contenant de l'argile dont la distribution des pores est uni modale, \emptyset correspond au diamètre des pores du seul pic observé. En revanche, pour les mélanges sans argile dont la distribution est bimodale, \emptyset correspond au diamètre des pores du pic dont le diamètre associé est le plus faible. La bonne concordance entre

les valeurs de k théoriques et estimées s'explique *a priori* par le fait que l'intégralité des pores est interconnectée au-delà d'un rapport E/C de 0,7 (Ollivier et Vichot 2008). Il est également intéressant de noter que les conductivités hydrauliques des mélanges KO sont légèrement surestimées à partir de l'équation 40. Cela s'explique *a priori* par la proportion de porosité piégée plus élevée pour ces mélanges (paragraphe III-2.5), qui n'a pas été prise en compte dans le modèle.

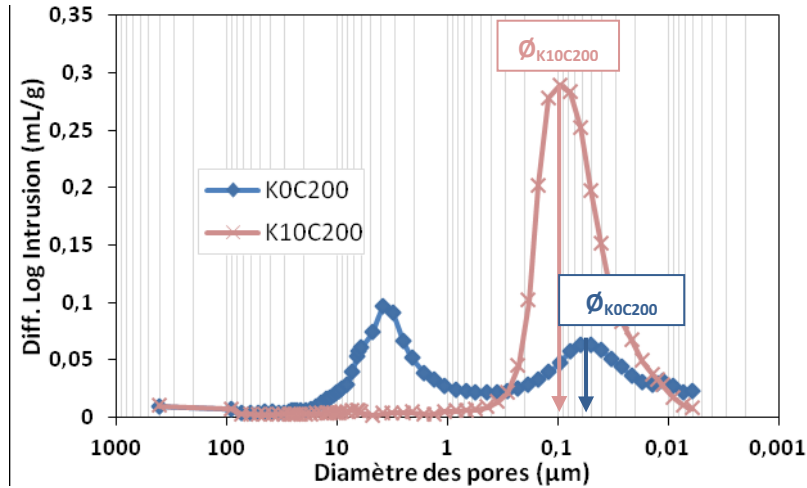
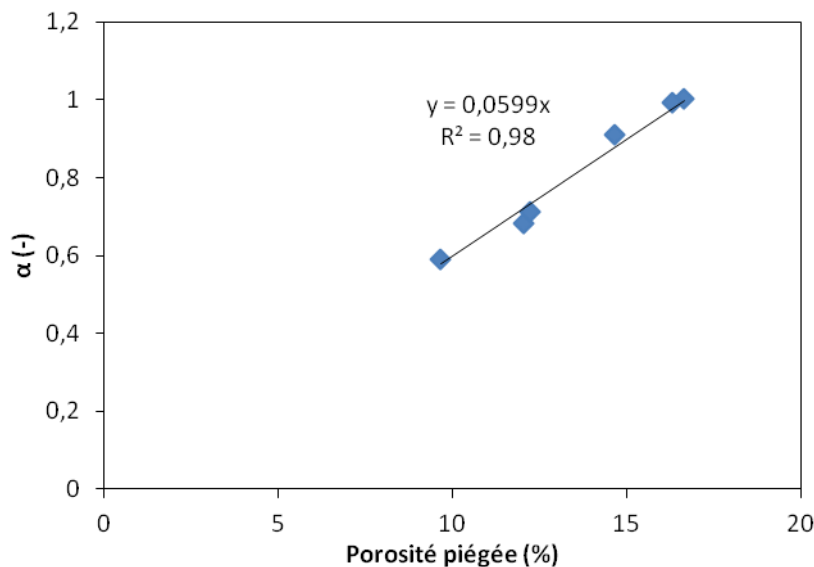


Figure IV-6 Détermination du diamètre caractéristique des pores les plus fins.

Cette porosité piégée étant très probablement liée à la variabilité de section des pores capillaires un autre modèle tiré de la littérature a été testé (équation 41). Ce modèle considère que les pores sont des canaux de diamètres différents, avec \emptyset le rayon du gros canal et $\alpha\emptyset$ le rayon du petit canal. La valeur de α est déterminée de manière à ce que les valeurs du modèle coïncident avec les valeurs expérimentales. Les résultats montrent que la valeur de α augmente en fonction de la teneur en argile des mélanges, mais diminue lorsque le dosage en ciment est plus élevé (Figure IV-7). Autrement dit, une faible quantité d'argile dans la composition des bétons de sol accentue la variation de section des pores à l'intérieur du matériau (eau de gâchage limitée), tout comme l'augmentation du dosage en ciment (plus grande quantité de produits d'hydratation).

$$k \text{ (m/s)} = \alpha^4 / (1 + \alpha^4) (1 + \alpha^2) \times \eta \emptyset^2 / 8 \times 10^7 \quad (41)$$



Formulation	α
KOC200	0,68
K10C200	0,91
K25C200	1
KOC300	0,59
K10C300	0,71
K25C300	0,99

Figure IV-7 Evolution de α en fonction de la porosité piégée et des paramètres de formulation.

IV.3 Relation entre les propriétés mécaniques

IV.3.1 Estimation de la résistance en compression en fonction de fc_7 et fc_{28}

Sachant que l'évolution de la résistance en compression (fc) est logarithmique en fonction du temps, il est possible de proposer un modèle capable de prédire à un temps donné la valeur de fc à partir de la résistance mécanique déterminée au jeune âge (7 ou 28 jours). Le modèle est de la forme :

$$fc(t) = a fc_j (\ln(t) - b) \text{ avec } j = 7 \text{ ou } 28 \text{ jours} \quad (42)$$

Dans ce travail de recherche, les modèles proposés sont valables pour une large gamme de sols en testant différents taux de substitution du sable par l'argile (entre 0 et 50 %). Les paramètres a et b sont finalement identiques pour l'ensemble des formulations. Une comparaison entre les valeurs de résistance en compression déterminées théoriquement (fc_{th}) et celles qui sont déterminées expérimentalement (fc_{exp}) est proposée sur la **Figure IV-8**. Les résultats montrent que la prédiction de fc en fonction du temps est plus précise lorsque le modèle repose sur la résistance en compression déterminée à 28 jours (fc_{28}), par rapport à l'autre modèle qui utilise la résistance en compression après 7 jours de cure (fc_7).

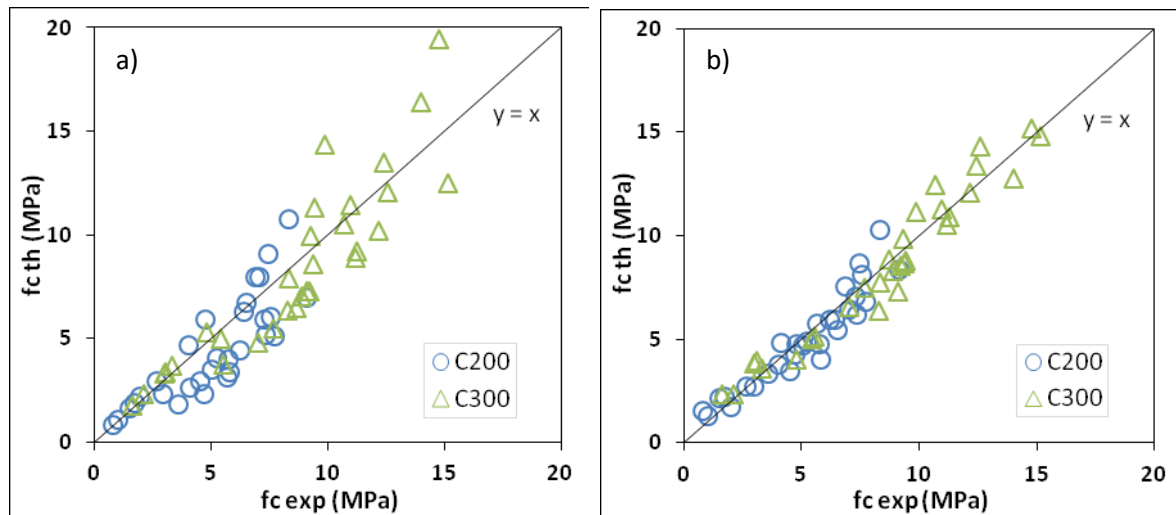


Figure IV-8 Prédiction de la résistance en compression en fonction du temps: a) fc_7 ou b) fc_{28} .

Dans la littérature, un modèle a déjà été proposé pour des mélanges limon-ciment. Cependant, les paramètres du modèle ne sont pas dévoilés (**Guimond-Barrett 2013**). En reprenant les courbes présentant l'évolution de la résistance en compression en fonction du temps de cette étude et d'un autre travail de recherche sur des mélanges sable-ciment (**Szymkiewicz et al. 2012**), les paramètres a et b de l'**équation 42** sont déterminés et comparés avec nos résultats expérimentaux. Au final, les modèles de prédictions basés sur fc_7 obtenus à partir des résultats de Guimond-Barrett (2013) et Szymkiewicz (2012) sous-estiment de respectivement 20 et 35 % la résistance en compression par rapport à notre modèle (**Tableau IV-2**). Cependant, lorsque fc_{28} est utilisé, l'ensemble des modèles sont équivalents puisqu'un écart de seulement +1,7 à 0,4 % est constaté avec notre modèle. Il existe plusieurs combinaisons possibles pour les valeurs a et b , toutefois en fixant la valeur de b_{28} à 0,767 on obtient des coefficients a_{28} de 0,367 et 0,384 pour les résultats de Guimond-Barrett et Szymkiewicz, respectivement (proche de 0,364). Les modèles basés sur fc_{28} sont donc généralisables pour différents types de sol. Cependant, la plus grande incertitude concernant la valeur de fc_7 ne permet pas de prédire avec précision l'évolution de la résistance en fonction du temps.

fcj / auteur	Sol	Paramètres du modèle		Coefficient de r ²
		a	b	
fc7 (HELSON)	K0-K50	0,9123	0,7269	0,82
fc28 (HELSON)	K0-K50	0,3637	0,7669	0,95
fc7 (Guimond-Barrett, 2013)	Limon	0,6899	0,5045	0,91
fc28 (Guimond-Barrett, 2013)	Limon	0,3485	0,5558	0,95
fc7(Szymkiewicz, 2012)	Sable	0,4454	-0,4012	0,94
fc28(Szymkiewicz, 2012)	Sable	0,2716	-0,3793	0,96
fc28 (3 auteurs)	Différents sols	0,3215	0,2603	0,95

Tableau IV-2 Prédiction de la résistance en compression en fonction du temps : a) fc7 ou b) fc28.

Une loi "universelle" regroupant les résultats de cette étude avec ceux de la littérature est finalement proposée afin d'estimer la résistance en compression en fonction du temps à partir de fc28 (**Figure IV-9**). Cette loi repose sur un nombre de données conséquent (372 essais en compression) et semble valable pour différents types de sols (K0-K50, Limon, Sable). Le modèle est toutefois pertinent uniquement lorsque le liant utilisé est un CEM III/C et dans des conditions de cure endogènes à 20 °C. Il a en effet été souligné dans le paragraphe III-4.5.3, l'influence non négligeable de la plus faible température du sol par rapport aux conditions de laboratoire sur l'évolution de la résistance avec le temps.

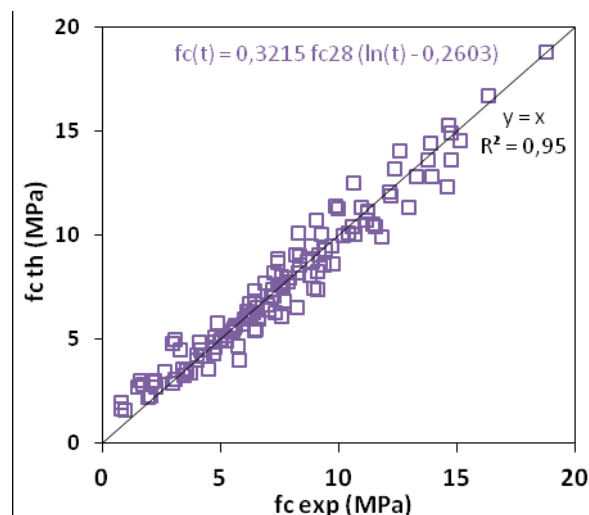


Figure IV-9 Prédiction de la résistance en compression en fonction du temps à partir de fc28 : résultats de Helson, Szymkiewicz, et Guimond-Barrett.

IV.3.2 Relation entre fc28 et le rapport E/C

Nombreux sont les chercheurs qui ont montré depuis plus d'un siècle le lien entre la résistance en compression et le rapport E/C. Différents modèles sont depuis largement utilisés en Europe et aux États-Unis notamment. Les plus connus sont sans aucun doute ceux de Féret, Abrams et Bolomey. Dans ce travail les modèles d'Abrams (**équation 43**) et de Bolomey (**équation 44**) sont réadaptés aux bétons de sol, étant donné que leur application se limite aux bétons ordinaires. Les formules d'Abrams et de Bolomey sont en effet ajustables à partir des valeurs expérimentales, bien que leurs paramètres n'aient pas vraiment de signification physique.

$$f_c \text{ (MPa)} = 147 \times 0,0779^{E/C} \quad (43)$$

$$f_c \text{ (MPa)} = 24,6 (C/E - 0,5) \quad (44)$$

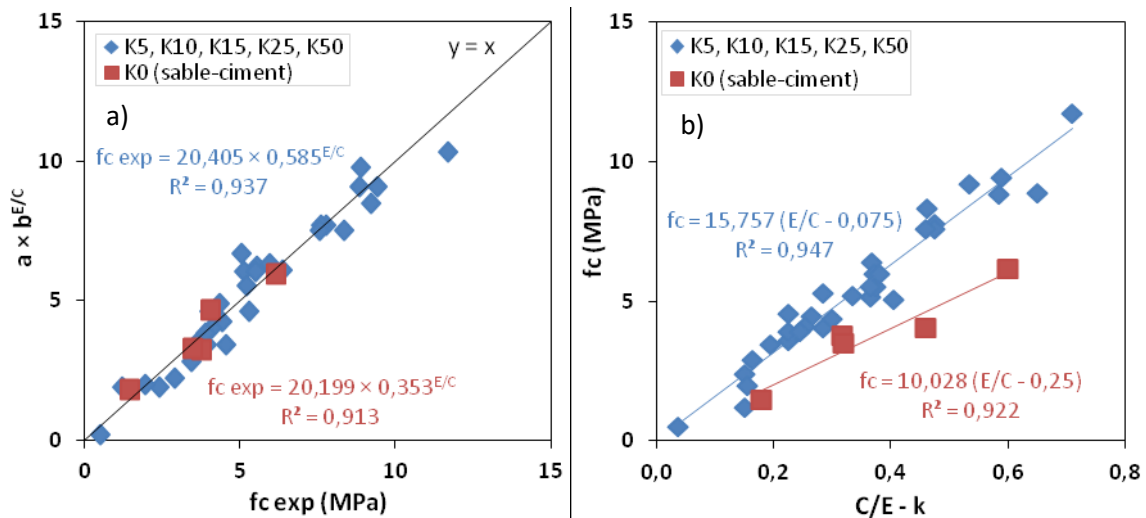


Figure IV-10 Relation entre la résistance en compression à 28 jours de cure et le rapport E/C après ajustement des modèles de la littérature : a) Abrams, b) Bolomey.

Les résultats montrent qu'il est possible d'estimer avec une grande précision la résistance en compression des bétons de sol à partir du rapport E/C, pour un dosage en ciment variant de 50 à 350 kg/m³ de béton de sol (**Figure IV-10**). Le modèle européen (Bolomey) semble légèrement plus précis que le modèle Américain (Abrams) d'après les coefficients de corrélation obtenus. Les différentes relations empiriques proposées dépendent du type de sol. Autrement dit, la présence d'argile dans le sol influence sur les paramètres du modèle. Des modèles sont ainsi proposés pour les bétons de sol sans argile (en rouge) et pour des bétons de sol contenant de l'argile (en bleu). Le modèle proposé pour les sols K5 à K50 (**Figure IV-10.b**) correspond par ailleurs à celui proposé par Szymkiewicz (2015) pour les sols cohésifs traités avec un CEM III/C (**Szymkiewicz et al. 2015**).

Modèles	Type de sol	Relations	r ²
Abrams (modifié)	Sable de Fontainebleau	$fc_{28} = 20,199 \times 0,353^{E/C}$	0,912
	"K5-50"	$fc_{28} = 20,405 \times 0,585^{E/C}$	0,937
Bolomey (modifié)	Sable de Fontainebleau	$fc_{28} = 10,03 (C/E - 0,25)$	0,922
	"K5-50"	$fc_{28} = 15,76 (C/E - 0,075)$	0,947
Szymkiewicz (2015)	Sols "cohésifs"	$fc_{28} = 15,02 (C/E - 0,068)$	0,957

Tableau IV-3 Synthèse des modèles liant fc_{28} au rapport C/E.

IV.3.3 Estimation des caractéristiques mécaniques à partir de V_p

Les méthodes géophysiques basées sur les vitesses d'onde permettent dans le cadre du contrôle qualité des ouvrages d'évaluer *in situ* le degré d'amélioration du sol (**Madhyannapu et al. 2010**), ou de détecter une discontinuité suite à la réalisation des travaux (**Malinin 2013**). Il est notamment intéressant de relier ce type de paramètres aux caractéristiques mécaniques comme le module d'élasticité et la résistance en compression. Il existe d'ailleurs entre E_{dyn} et V_p une relation largement adoptée dans la littérature (paragraphe II-6.4). La **Figure IV-11** montre ainsi qu'il existe une excellente corrélation entre E statique déterminé après 180 jours de cure et la vitesse de propagation des ondes P, bien que la masse volumique et le coefficient de Poisson du matériau ne soient pas pris en compte :

$$E_{stat} = 1,076 \cdot 10^{-11} V_p^{3,453} \quad (45)$$

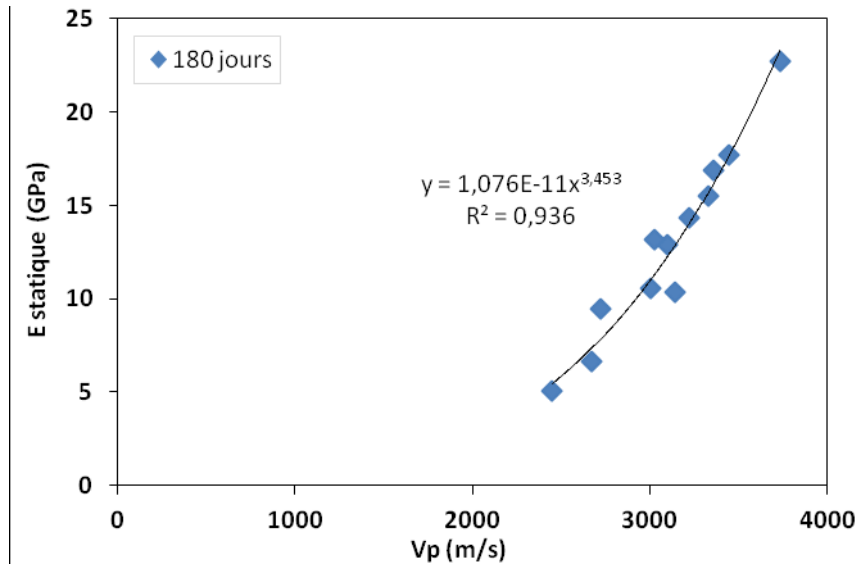


Figure IV-11 Relation entre le module statique et la vitesse des ondes P pour l'ensemble des formulations après 180 jours de cure.

La **Figure IV-12** propose également une corrélation entre la résistance en compression (f_c) et la vitesse des ondes P (V_p) pour l'ensemble des formulations, ces paramètres étant déterminés entre 7 jours et 2 ans de cure endogène. Les points expérimentaux de ce travail (HELSON) sont comparés à ceux de la littérature. Les résultats sont particulièrement dispersés et la marge d'erreur semble augmenter en fonction de la vitesse d'ondes P. Toutefois, la résistance en compression simple semble suivre une loi puissance en fonction de V_p :

$$f_c \text{ (MPa)} = 4,14 \times 10^{-12} \times V_p^{3,539} \quad \text{avec } r^2 = 0,764 \quad (46)$$

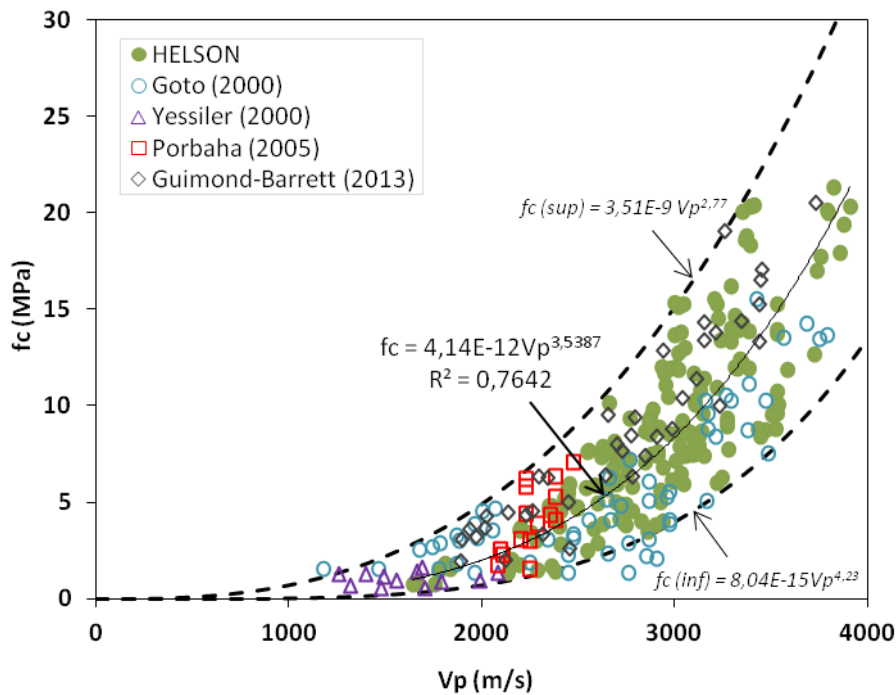


Figure IV-12 Evolution de la résistance en compression en fonction de la vitesse des ondes P.

Cette expression semble corroborer avec les résultats de la littérature (**Figure IV-12**). De plus, selon certains travaux de recherche, la valeur de V_p varie entre 1000 et 3500 m/s pour une plage de

résistance en compression comprise entre 0 et 20 MPa (Larsson, 2005). Ces ordres de grandeur s'accordent donc aux valeurs obtenues au laboratoire. La forte dispersion des résultats observée sur la **Figure IV-12** s'explique en partie par la diffusion multiple des ondes P qui est engendrée par le caractère hétérogène des bétons (Garnier et al. 2009). La variabilité entre les formulations explique également le fuseau obtenu. *In situ* les mesures acoustiques sont généralement plus difficiles à mettre en œuvre qu'en laboratoire. Les méthodes ultrasonores paraissent également trop imprécises pour estimer f_c *in situ* à partir d'abaques, néanmoins elles restent un bon moyen de vérification de l'homogénéité du matériau sur un même site de construction.

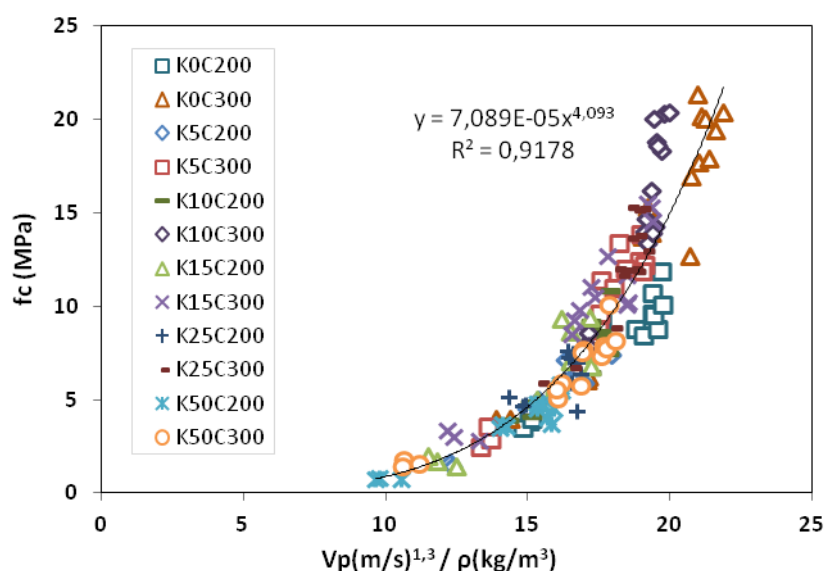


Figure IV-13 Estimation de la résistance en compression des bétons de sol à partir de V_p et ρ_h .

L'introduction de la masse volumique dans les calculs permet de prendre en compte indirectement l'influence des diffuseurs propres aux bétons de sol (ici le sable de Fontainebleau). Il est alors possible d'améliorer nettement l'estimation de la résistance en compression à partir des mesures de vitesses d'ondes P comme le montre l'équation 47. Les différentes formulations sont dissociées les unes des autres (Figure IV-13), afin de montrer que le modèle proposé fonctionne quels que soit le dosage en ciment et la teneur en argile du sol.

$$f_c \text{ (MPa)} = 7,089 \times 10^{-5} (V_p^{5,321} / \rho_h^{4,093}) \quad \text{avec } r^2 = 0,918 \quad (47)$$

IV.3.4 Estimation du module statique à partir de formules de l'EC2 et de l'ACI modifiées

Dans la littérature, de nombreux chercheurs ont déjà proposé des modèles de prédiction permettant d'estimer la rigidité des bétons ordinaires ou BAP à partir de leur résistance mécanique (Panesar et Shindman 2011). Ces modèles doivent cependant être adaptés au caractère spécifique des bétons de sol (faible masse volumique et forte porosité). La **Figure IV-14** confronte donc les valeurs expérimentales de modules d'élasticité statiques mesurés pour l'ensemble des bétons de sol formulés au laboratoire après 180 jours de cure endogène (paragraphe III-4.3.2), aux valeurs calculées grâce aux formules de codes réglementaires conçus pour les bétons ordinaires et légers :

$$\text{EC2 pour les "bétons ordinaires"} \quad : \quad \text{Estat (GPa)} = 22 (f_c/10)^{0,3} \quad (48)$$

$$\text{EC2 pour les "bétons légers"} \quad : \quad \text{Estat (GPa)} = 22 (\rho_d/2200)^2 (f_c/10)^{0,3} \quad (49)$$

$$\text{ACI pour les "bétons légers"} \quad : \quad \text{Estat (GPa)} = 0,043 \rho_d^{1,5} f_c^{0,5} \quad (50)$$

Les valeurs du module calculées selon l’Eurocode 2 (EC2) et le code de l’American Concrete Institute (ACI) (Estat estimé) sont exprimées sur la **Figure IV-14** en fonction du module statique mesuré (E stat exp). Étant donné leur faible masse volumique, les bétons de sols rentrent dans la catégorie des bétons légers ($\rho_d < 2000 \text{ kg/m}^3$). Les résultats montrent donc que les modèles de l’Eurocode 2 et de l’ACI associés aux bétons légers conduisent à une meilleure corrélation que les modèles destinés aux bétons de densité normale. Pour les relations reposant sur les paramètres f_c et ρ_d (bétons légers), l’estimation du module statique est satisfaisante. Cependant, des facteurs de pondération doivent être appliqués (**équations 51 et 52**) afin de parvenir à la valeur expérimentale du module d’élasticité (E stat exp).

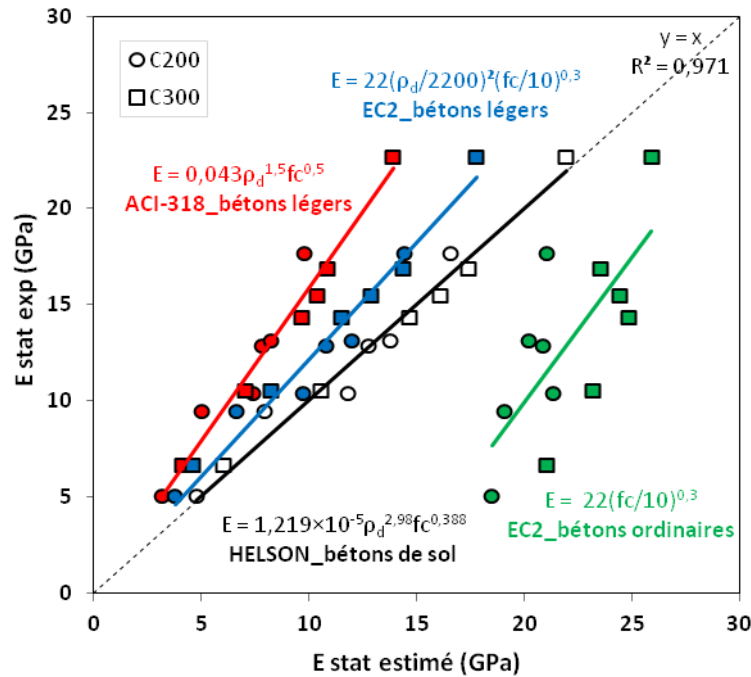


Figure IV-14 Comparaison du module d’élasticité statique déterminé expérimentalement (E stat exp) avec celui déterminé grâce aux différents modèles de prédiction (E stat estimé).

Ces facteurs soulignent que les formules de l’EC2 et de l’ACI sous-estiment de respectivement 18 et 37 % la valeur du module d’élasticité statique :

$$E_{EC2_bétons\ légers} = E_{stat\ exp} / 1,22 \quad (51)$$

$$E_{ACI_bétons\ légers} = E_{stat\ exp} / 1,59 \quad (52)$$

La formule de l’EC2 pour les bétons ordinaires n’est en revanche clairement pas adaptée aux bétons de sol. Cela montre l’importance de la masse volumique dans les calculs puisque contrairement à celle des bétons ordinaires, la masse volumique des bétons de sol varie sur une grande plage de valeurs. La résistance seule ne permet donc pas d’estimer avec précision le module d’élasticité. Elle permet au mieux d’obtenir un fuseau lorsque l’on trace E en fonction de f_c (**Szymkiewicz et al. 2010**). Deux formules basées sur ρ_d ou ρ_h sont proposées en adaptant les relations de l’EC2 et l’ACI pour les bétons légers aux résultats expérimentaux grâce au solveur Excel (**équations 53 et 54**). La relation empirique utilisant ρ_d (kg/m^3) et f_c (MPa) est tracée sur la **Figure IV-14**. Le coefficient de détermination proche de 1 atteste de la précision des modèles.

$$E_{stat} \text{ (GPa)} = 1,219 \cdot 10^{-5} \rho_d^{1,765} f_c^{0,405} \quad \text{avec} \quad r^2 = 0,971 \quad (53)$$

$$E_{stat} \text{ (GPa)} = 9 \cdot 10^{-10} \rho_h^{2,98} f_c^{0,388} \quad \text{avec} \quad r^2 = 0,971 \quad (54)$$

Les modèles obtenus sont vraiment satisfaisants et présentent l'avantage de ne dépendre ni du sol ni du dosage en ciment, les paramètres de formulation étant pris en compte indirectement dans f_c et ρ . Les formules proposées présentent une meilleure précision pour les bétons de sol.

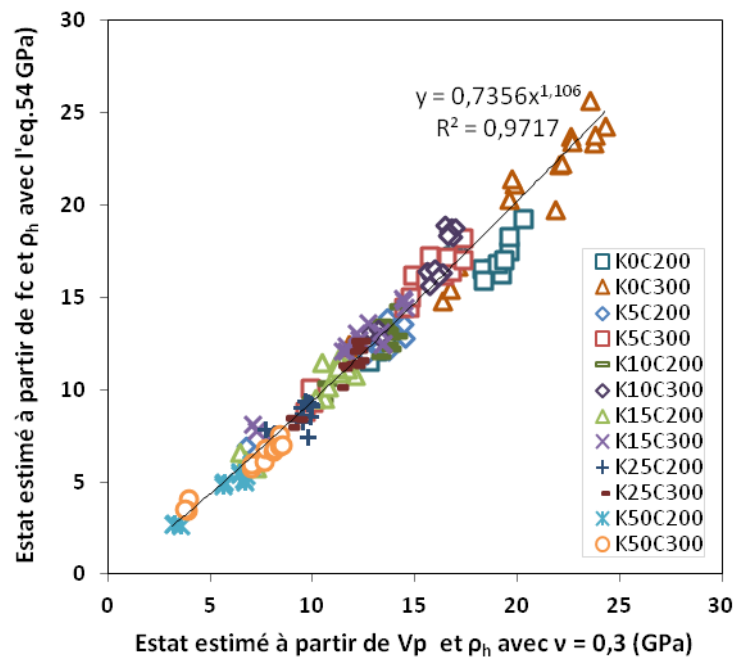


Figure IV-15 Comparaison entre les méthodes destructives et non-destructives pour l'estimation du module d'élasticité statique.

La **Figure IV-15** présente une comparaison entre les méthodes destructives et non-destructives permettant d'estimer le module d'élasticité. En supposant que le temps de cure n'influence pas les paramètres de l'équation 54, E_{stat} est soit calculé à partir de la résistance en compression obtenue expérimentalement soit à partir des mesures ultrasonores selon l'équation classique de détermination du module dynamique en fixant le coefficient de Poisson à 0,3. Les valeurs de module dynamique étant vraiment proches de celles des modules statiques, cette représentation confirme, pour un plus grand nombre de données (179 points), les paramètres de l'équation 54. La relation puissance observée sur la **Figure IV-15** traduit l'erreur faite en fixant la valeur du coefficient de Poisson qui en plus du caractère hétérogène des bétons de sol réalisés *in situ* peut entraîner un certain écart entre les valeurs théoriques et expérimentales (Denies et Huybrechts 2012).

IV.3.5 Modélisation de l'évolution d' E_{dyn} en fonction des paramètres matériaux et du temps de cure.

L'évolution du module d'élasticité dynamique en fonction du temps de cure peut être modélisé par une loi puissance dépendant de trois paramètres a , b , et c (équation 55).

$$E_{dyn} = \frac{t^c}{1+at^b} \quad (55)$$

Ces différents paramètres sont déterminés à partir des résultats expérimentaux pour les différentes formulations testées (Tableau IV-4). Quels que soient le dosage en ciment et la teneur en argile, il semble que la valeur de " a " ne dépende pas vraiment des paramètres de formulation et que sa valeur est en moyenne égale à 0,07316. La deuxième étape a donc consisté à recalculer la valeur de c en fixant la valeur de " a " sachant qu'il existe également une relation linéaire entre " b " et " c " (équation 56). Il est alors possible de modéliser l'évolution du module d'élasticité dynamique en

fonction du temps de cure à partir d'une loi puissance dépendant d'un seul et unique paramètre "c1" (**équation 57**). Le paramètre "c1" est conformément à la démarche adoptée relativement proche de "c". La légère différence entre ces deux paramètres est tout simplement liée au recalage de "c1" nécessaire pour prendre en compte l'erreur faite en fixant la valeur de "a" (**Tableau IV-4**).

$$b = 0,849 c + 0,181 \quad \text{avec} \quad r^2 = 0,997 \quad (56)$$

$$E_{\text{dyn}} = \frac{t^{c1}}{1+0,07316t^{0,849 c1+0,181}} \quad r^2 = 0,996 \quad (57)$$

		K25C200	K25C300	K10C200	K10C300	K00C200	K00C300
Equation 55	a	0,0632	0,0873	0,0637	0,0762	0,0789	0,0696
	b	0,8357	0,9930	1,1279	1,3673	1,6185	1,7723
	c	0,7397	0,9870	1,1188	1,4127	1,6998	1,8532
	r ²	0,9971	0,9989	0,9961	0,9926	0,9766	0,9995
Equation 57	c1	0,7485	0,9456	1,2448	1,4292	1,6326	1,8066
	r ²	0,9930	0,9958	0,9603	0,9861	0,9722	0,9910
	c2	0,7508	0,9252	1,2717	1,4461	1,6190	1,7934
	r ²	0,9932	0,9965	0,9544	0,9858	0,9714	0,9917

Tableau IV-4 Paramètres des deux modèles permettant la prédiction du module d'élasticité dynamique en fonction du temps de cure.

Ce paramètre varie en fonction de K la teneur d'argile dans le sol (en %) et de C le dosage en ciment (kg/m³ de béton de sol). Au final, un paramètre "c2" est donc établi afin de remplacer "c1" dans l'**équation 57**. La même démarche est alors adoptée pour lier directement "c2" aux paramètres de formulation (dosage en ciment et teneur en argile), sachant notamment que "c1" diminue linéairement en fonction de la teneur en argile du sol (**Tableau IV-4**). L'évolution du module dynamique en fonction du temps de cure est alors modélisée selon l'**équation 57** en injectant le paramètre "c2" qui dépend des paramètres de formulation (**Figure IV-16**).

$$c2 = - 0,03473 \times K(\%) + 0,001744 \times C(\text{kg/m}^3) + 1,27024 \quad (58)$$

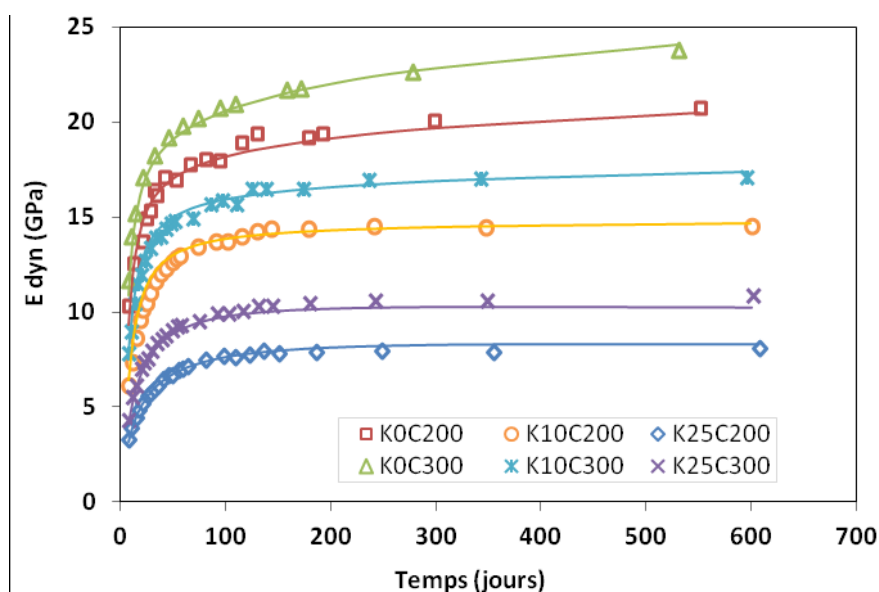


Figure IV-16 Comparaison des courbes issues de l'équation avec les points expérimentaux en fonction du temps des différentes formulations de béton.

Malgré sa complexité, ce modèle semble vraiment avoir son utilité en dimensionnement. Néanmoins, le modèle ne peut pas être extrapolé pour de forts pourcentages d'argile dans le sol. Ce dernier est *a priori* valable seulement pour des teneurs en argile de 0 à 25 %.

IV.4 Influence de la teneur en inclusion de sol

IV.4.1 Mesure de la chute des performances mécaniques

Une des problématiques liées au contexte *in situ* est la formation d'inclusions de sol suite au malaxage. En laboratoire, les difficultés de malaxage rencontrées *in situ* pour les sols cohésifs sont reproduites en introduisant des boulettes d'argile pendant l'étape de remplissage des moules. Les inclusions sont placées à des coordonnées bien précises (répartition homogène), afin de limiter la variation des résultats liée au positionnement des inclusions. Ce procédé permet de maîtriser la teneur et la taille des inclusions dans les éprouvettes. La **Figure IV-17** présente alors l'influence de la fraction volumique en inclusion de sol dans 539 ml de béton de sol (volume d'une éprouvette de 70 mm de diamètre et de 140 mm de hauteur) sur la résistance en compression (f_c) des éprouvettes. Pour chacune des fractions volumiques d'inclusion d'argile, quatre éprouvettes K10C200 sont testées en compression après 56 jours de cure endogène. Les résultats montrent que la résistance en compression diminue linéairement en fonction de la fraction volumique d'inclusion (FVI) :

$$f_c(\text{MPa}) = f_{c0\%} - 0,47 \times \text{FVI} \quad \text{avec } r^2 = 0,995 \quad (59)$$

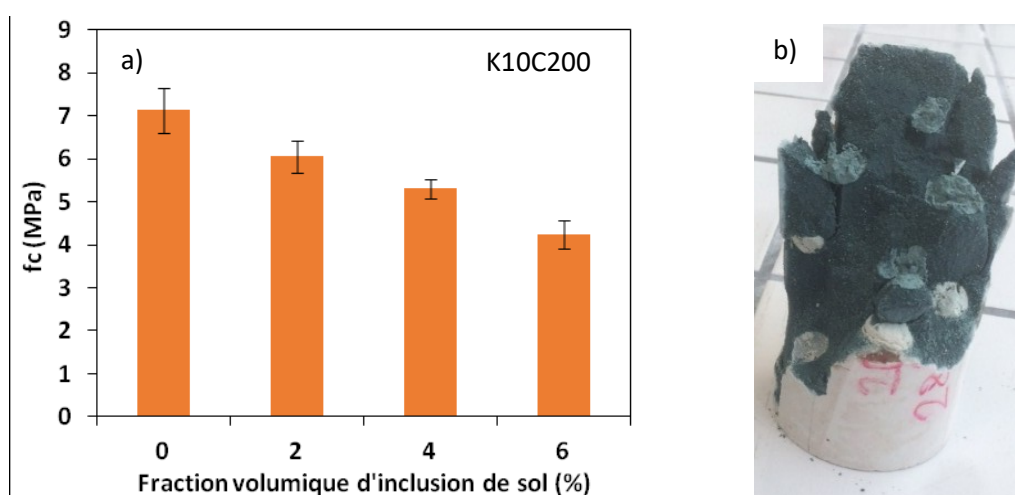


Figure IV-17 Influence de la fraction volumique d'inclusion de sol sur les propriétés mécaniques des bétons a), et photographie d'un échantillon après l'essai de compression simple b).

Sur la **Figure IV-18**, les résultats sont normalisés par rapport à la valeur de la résistance en compression lorsque le béton de sol ne comporte pas d'inclusion de sol ($f_{c0\%}$) et comparés avec les résultats numériques de Vervoort (2012). Cet auteur a utilisé dans ses travaux le logiciel FLAC pour la modélisation et l'analyse élastique du matériau, ainsi que le logiciel UDEC pour simuler le processus de fissuration en présence d'inclusion de sol. Cette représentation permet de montrer que la résistance diminue d'environ 6,6 % par pourcentage volumique d'inclusion de sol introduit dans les éprouvettes K10C200. Cette tendance est à peu près similaire à celle obtenue par Vervoort (2012) entre 0 et 5 % d'inclusion (**Figure IV-17**). Cependant, pour un plus grand intervalle de teneur en inclusion de sol (0 à 20 %), la diminution de la résistance en compression semble non linéaire (**Vervoort et al. 2012**). En introduisant des boulettes d'argile dans le matériau (hétérogénéité), on

pouvait s'attendre à une plus grande dispersion des résultats. Finalement, le coefficient de variation est relativement constant et de l'ordre de 6,4 % en moyenne (écart type de 0,2 à 0,5 MPa).

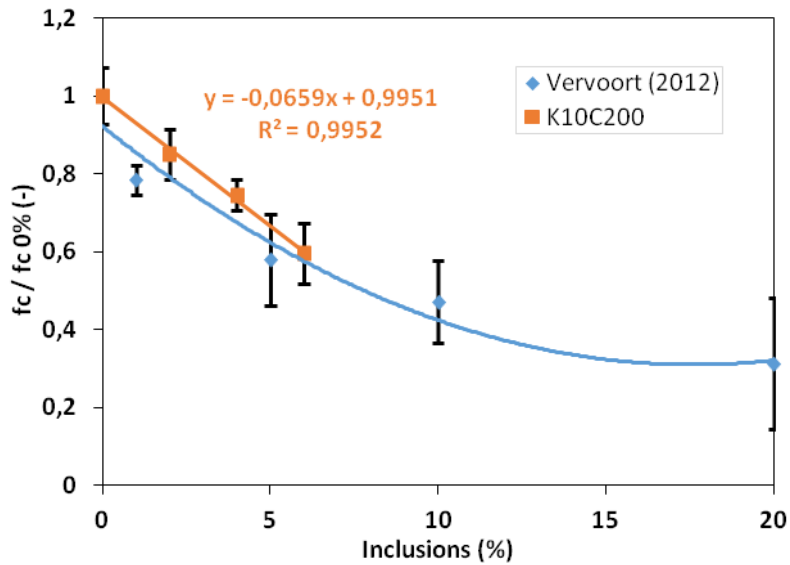


Figure IV-18 Evolution de f_c (valeur relative) en fonction de la fraction volumique d'inclusions de sol.

La **Figure IV-19** montre l'influence de la fraction volumique d'inclusion de sol sur la valeur du module d'élasticité statique (E). Les résultats ne montrent pas de tendance claire contrairement aux travaux de recherche de Vervoort (2012) qui révèlent une diminution linéaire de la valeur du module d'élasticité (-2,3 % par pourcent d'inclusion). Dans cette étude, l'introduction de 2 à 6 % d'inclusion de sol entraîne une diminution de 15 à 20 % du module d'élasticité statique par rapport aux bétons de sol sans inclusion.

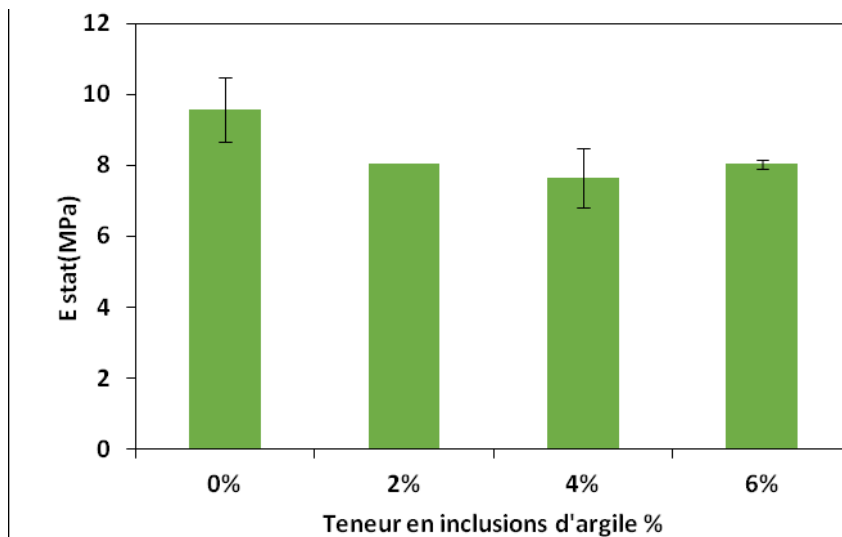


Figure IV-19 Evolution du module d'élasticité en fonction de la teneur en inclusion de sol.

La **Figure IV-20** présente également l'évolution du module d'élasticité statique normalisé par rapport à la valeur de E déterminée à $0,3f_c$ ($E/E_{initial}$), en fonction du niveau de chargement mécanique (σ/f_c). Les résultats montrent une diminution du module statique en fonction du chargement causé par l'endommagement. Jusqu'à environ $0,7f_c$, la présence d'inclusion de sol ne semble pas accentuer l'endommagement mécanique en fonction du niveau de contrainte. En revanche, lorsque le

chargement dépasse 0,7fc la chute du module d'élasticité statique est plus marquée en présence d'inclusion de sol et la variation de $E/E_{initial}$ en fonction de σ/fc devient non linéaire. La présence d'inclusion de sol est donc surtout préjudiciable pour les taux de chargement élevés.

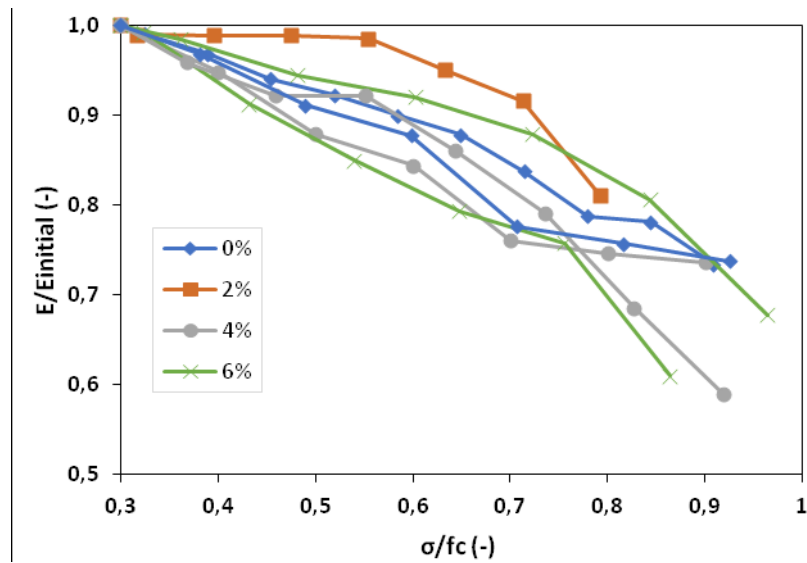


Figure IV-20 Influence des inclusions de sol sur l'évolution du module d'élasticité statique (valeur relative) en fonction du niveau de contrainte.

IV.4.2 Simulation numérique

Une phase de simulation numérique a été entamée à partir du logiciel Salome qui comprend le solveur "Code_Aster". Ce logiciel permet l'analyse des structures et la résolution de couplages thermomécaniques. L'objectif était de mieux cerner le rôle des inclusions de sol sur les propriétés élastiques du matériau et d'illustrer leur influence sur la répartition des contraintes et des déformations au sein de l'éprouvette. La première étape consiste à créer la géométrie de l'éprouvette et des inclusions de sol (répartition homogène). L'assemblage des inclusions de sol avec l'éprouvette de béton de sol est représenté par un fichier "partition". Les caractéristiques élastiques (E , ν) des différents éléments sont alors attribuées à la matrice et aux inclusions de sol, respectivement. Les données d'entrée considèrent un module d'élasticité de 9,55 GPa et un coefficient de Poisson de 0,3 pour la partie correctement mélangée (déterminé à partir d'un échantillon sans inclusion), tandis que les inclusions de sol ont un module d'élasticité très faible de 0,011 GPa ($\nu = 0,3$). Le choix de maillage et la définition des conditions aux limites sont également essentiels. Dans notre cas, le maillage est généré automatiquement à partir du module Netgen en choisissant un maillage très fin.

Fraction volumique d'inclusions de sol	2 %	4 %	6 %
E homogénéisation (GPa)	9,32	8,97	8,63

Tableau IV-5 Résultat de la simulation numérique : module d'élasticité axial en fonction de la fraction volumique des inclusions de sol.

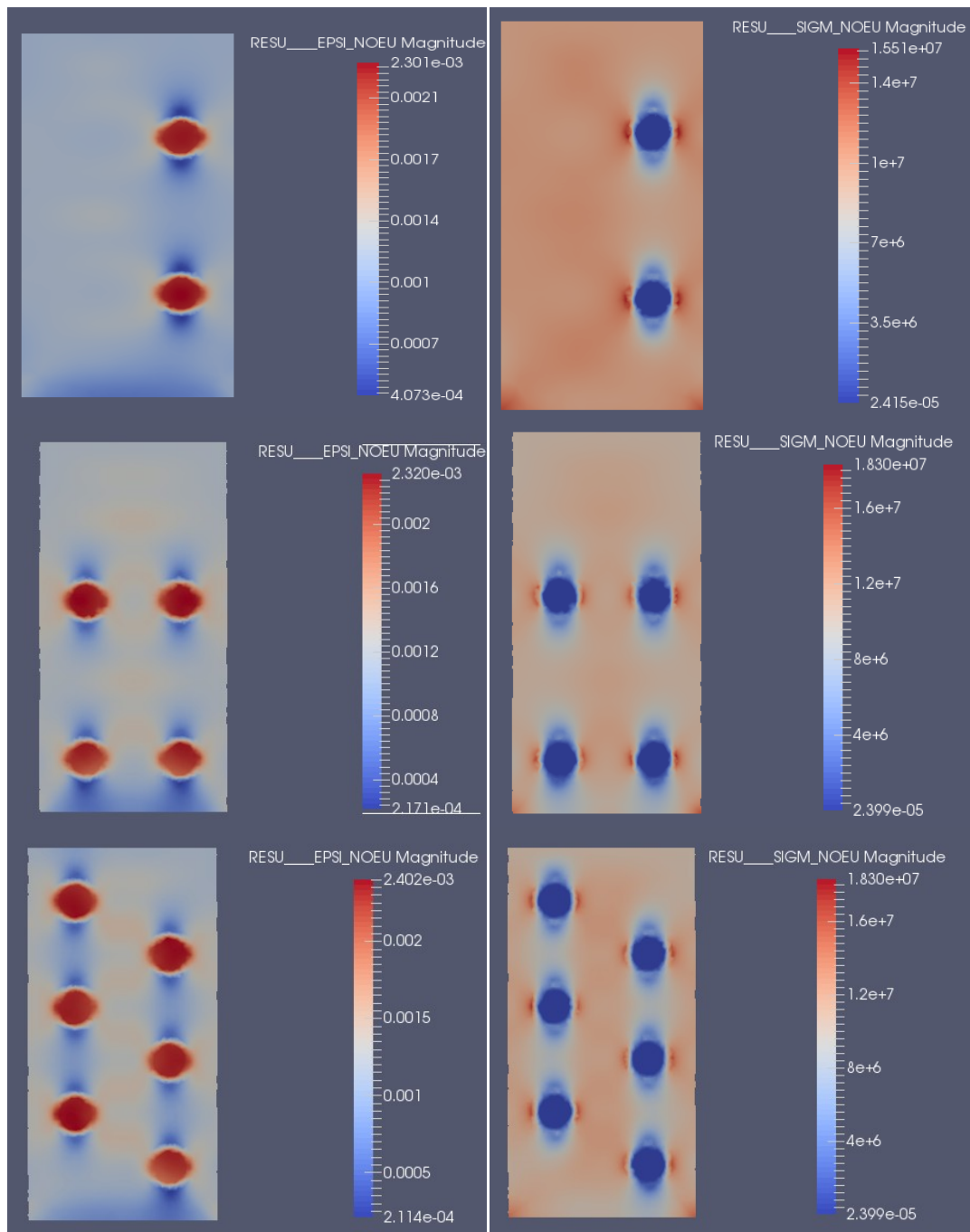


Figure IV-21 Résultat de la simulation numérique 3D (coupe 2D) : représentation graphique des déformations (1ère colonne) et des contraintes (2ème colonne).

Concernant les conditions aux limites, comme il s'agit d'un essai en compression simple, le déplacement est nul en partie inférieure de l'éprouvette (plateau inférieur de la presse fixe) et la charge est appliquée en partie supérieure (plateau supérieur de la presse qui se déplace). De plus, une condition de déplacement libre est considérée pour le pourtour de l'éprouvette. Le module d'Young étant le rapport de la contrainte (imposée sur l'échantillon) sur la déformation, la déformation est calculée ici en effectuant une moyenne sur les déformations des différentes mailles sur les points de Gausse pour un chargement de 10 MPa. Les résultats montrent une diminution linéaire du module d'élasticité en fonction de la fraction volumique des inclusions de sol, de l'ordre de -3,7 % par pourcent d'inclusion (**Tableau IV-5**). La représentation graphique proposée met

clairement en évidence "l'effet de voûte" se produisant au niveau des inclusions de sol. Ce phénomène est entraîné par la présence des inclusions de sol dont les très faibles caractéristiques mécaniques créent de part et d'autre une redistribution des efforts. Les résultats soulignent ainsi la présence de plusieurs zones de concentration de contrainte (zone en rouge) de chaque côté des inclusions (**Figure IV-21**). Les faibles déformations observées entre deux inclusions (verticalement) donnent également une indication sur le chemin préférentiel de fissuration (radial).

IV.5 Conclusion :

Le grand nombre de résultats expérimentaux présentés dans le chapitre précédent est mis en relation afin de proposer des corrélations entre les diverses propriétés physiques et/ou mécaniques, pour différentes compositions de bétons de sol. L'objectif était de proposer *in fine* des relations mathématiques permettant de déterminer des propriétés à long terme du matériau ou des propriétés présentant des modes opératoires plus coûteux ou longs. Notamment à partir de propriétés pouvant être obtenues plus rapidement et simplement.

- La comparaison des résultats expérimentaux avec des résultats de chantiers tirés de la littérature confirme la bonne représentativité des bétons de sol reconstitués. Les résultats montrent finalement que la plupart des propriétés physiques du matériau varient linéairement l'une en fonction de l'autre. La valeur de la porosité accessible à l'eau diminue notamment linéairement en fonction de la masse volumique. Deux modèles "universels" liant la masse volumique à la porosité accessible ont pu être testés connaissant ρ_d , ρ_h et η . La masse volumique spécifique des bétons de sol (ρ_s) a ainsi été identifiée et reliée aux paramètres de formulation. Une relation linéaire existe également entre ρ_h et V_p . Cette dernière semble se stabiliser à long terme. L'estimation de la masse volumique en fonction de la vitesse des ondes P est en revanche complexifiée par la forte variation de V_p au jeune âge. Et enfin, la relation entre η et V_p montre qu'une diminution de 30 % de la porosité se traduit par une augmentation de 700 à 1070 m/s de la vitesse des ondes P.

- L'uniformité du réseau poreux des bétons de sol semble permettre l'estimation de la conductivité hydraulique à partir d'un modèle relativement simple basé sur le diamètre des pores caractéristiques au carré et la porosité accessible à l'eau. Le modèle est moins performant pour les bétons de sol K0 dont la distribution des pores est bimodale et le volume de pores piégé plus important. Un deuxième modèle, prenant en compte la variabilité de section des pores capillaires à partir d'un coefficient α est cependant potentiellement plus précis et confirme l'influence de la formulation sur les propriétés de transferts du matériau.

- En ce qui concerne les propriétés mécaniques, sachant que l'évolution de la résistance en compression est logarithmique en fonction du temps de cure, deux relations empiriques sont proposées. L'objectif étant de prédire l'évolution de la résistance en compression en fonction du temps de cure à partir de la résistance au jeune âge (fc_7 ou fc_{28}). La prédiction est tout à fait satisfaisante grâce à fc_{28} . Cependant, la plus grande incertitude inhérente à la valeur de fc_7 ne permet pas une aussi bonne estimation de la résistance en compression en fonction du temps qu'avec fc_{28} . De nombreux résultats tirés de la littérature ont été analysés de manière à généraliser le modèle obtenu. La résistance en compression simple a ensuite été reliée aux paramètres de formulation en s'inspirant des modèles de Bolomey et d'Abrams. Les résultats montrent que la valeur de fc est grandement liée au rapport E/C. La résistance en compression suit par ailleurs une loi

puissance en fonction de la vitesse des ondes P, dont la précision peut nettement être améliorée en prenant en compte la masse volumique dans les calculs.

- La comparaison entre les valeurs expérimentales de module d'élasticité statique et celles calculées à l'aide de codes de calcul réglementaires pour les bétons légers montrent que les formules de l'EC2 et de l'ACI sous-estiment les valeurs expérimentales de respectivement 18 % et 37 %. Par conséquent, sur le même principe, des modèles plus adaptés aux bétons de sol ont été proposés à partir de la masse volumique et de la résistance en compression. Un modèle permettant de prédire l'évolution du module d'élasticité dynamique en fonction du temps de cure a également été proposé. Ce modèle présente l'avantage de ne dépendre que des paramètres de formulation (teneur en argile et dosage en ciment) et du temps.

- Une dernière étude a montré que les inclusions d'argiles faisaient chuter linéairement la résistance en compression (-6,6 % par pourcent d'inclusion) ainsi que le module d'élasticité statique (-15 à 20 % dès 2 % d'inclusions d'argile). La présence d'inclusions de sol est toutefois surtout préjudiciable pour les taux élevés de chargement (0,7fc). D'après la littérature, la chute des résistances mécaniques n'est en revanche plus linéaire pour des fractions d'inclusion de sol très élevées (plage entre 0 et 20 % d'inclusion). Une simulation numérique réalisée à partir de Salome-Meca a permis d'illustrer les concentrations de contrainte résultant de la présence d'inclusions de sol. Au regard de ces derniers résultats, les différents modèles de prédiction doivent donc, pour être plus réalistes, être pondérés par des coefficients de sécurité prenant en compte ces chutes de propriétés mécaniques.

V. ETUDE DE DURABILITE

V.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats des investigations menées sur le comportement du matériau face aux cycles humidification/séchage (H/S) et à des attaques chimiques. Les travaux effectués au laboratoire ont pour but d'évaluer l'influence des différents mécanismes de dégradation sur les propriétés physiques et mécaniques des bétons de sol. Le rôle des paramètres de formulation est notamment analysé.

Ce travail s'intéresse tout d'abord à l'influence de la température sur la microstructure de l'argile et à son comportement une fois durcie par simple séchage (initialement sous forme de boue). Puis, une comparaison entre des cycles H/S "accélérés" et "longs" est proposée, dans le but d'examiner l'influence du type de séchage sur la dégradation du matériau. Ce travail met ensuite en évidence le lien entre les observations visuelles et le résultat des essais de caractérisation. Un suivi de masse, de vitesse d'onde P, de résistance en compression, de module d'élasticité statique et dynamique et de conductivité hydraulique a donc été réalisé au fur et à mesure des cycles H/S afin d'évaluer la progression de l'endommagement du matériau. Les propriétés de transferts sont alors corrélées à la cinématique de séchage et à l'endommagement mécanique. Dans une deuxième partie, la résistance des bétons de sol vis-à-vis des attaques sulfatiques externes est évaluée. Les éprouvettes de béton de sol sont placées dans une solution fortement concentrée en sulfate (25 g/l) qui entraîne de la fissuration et de la desquamation à différents degrés selon les paramètres de formulation. Un suivi de masse, de longueur, de vitesse d'onde P et de résistance en compression en fonction du temps permet d'évaluer le degré d'altération du matériau. Les désordres observés visuellement sont également reliés à l'influence des sulfates sur la microstructure du matériau par l'observation d'images MEB.

V.2 Les cycles humidification/séchage

V.2.1 Séchage de l'argile : influence de la température et comportement mécanique.

Une étude préliminaire s'est imposée dans le cas des cycles H/S "accélérés" afin de fixer la température du séchage en étuve. L'objectif était d'observer le comportement de l'argile lors du séchage en fonction de la température. Pour les mélanges sol-ciment compactés, la norme américaine ASTM D559 préconise une température de 71 °C pour la phase de séchage des cycles H/S. La température de séchage de 80 ou 105 °C (NF P18-459) paraît trop élevée pour les bétons de sol, surtout en présence d'argile. Pour le montrer, la **Figure V-1** présente différentes images obtenues par microscopie électronique à balayage sur des échantillons d'argile préalablement séchés à 20, 53, 71 et 100 °C. Les résultats montrent que la température de séchage peut altérer la microstructure de l'argile. La morphologie de la kaolinite ne semble pas affectée pour une température de séchage inférieure ou égale à 71 °C. Cependant, après un chauffage à 100 °C, la structure initialement en plaquettes de la kaolinite devient beaucoup plus dense, et à faible grossissement présente une structure en nid d'abeilles (**Figure V-1.d**). Dans le cas des cycles "accélérés", la température de séchage est donc par précaution fixée à 53 °C comme dans un récent travail de recherche (**Guimond-Barrett et al., 2011**), afin de limiter les contraintes d'origine thermique et l'altération de l'argile.

Des essais de compression ont par ailleurs été réalisés, sur des échantillons de kaolinite avec une teneur en eau initiale de 100 % (boue d'argile), et séchés à 20 °C et 65 % HR jusqu'à masse constante. L'argile permet aux sols initialement saturés en eau de former un matériau qui s'apparente à une "roche" suite au séchage. Le très faible pourcentage d'eau restant est alors essentiel au maintien de la structure. Selon Gelard (2005), c'est avec 15 % massique d'argile dans le sol que l'expression de la cohésion est optimale (Gelard, 2005). Dans ce travail, les résultats ont montré des résistances en compression de l'ordre de $0,9 \pm 0,3$ MPa pour cinq échantillons d'argile séchée ce qui permet de mieux se rendre compte de la cohésion apportée par la kaolinite. Cependant, pour les bétons de sol, le séchage en présence d'argile dans le sol est aussi à l'origine d'autres phénomènes comme le retrait, pouvant fissurer le matériau et affecter ses performances mécaniques.

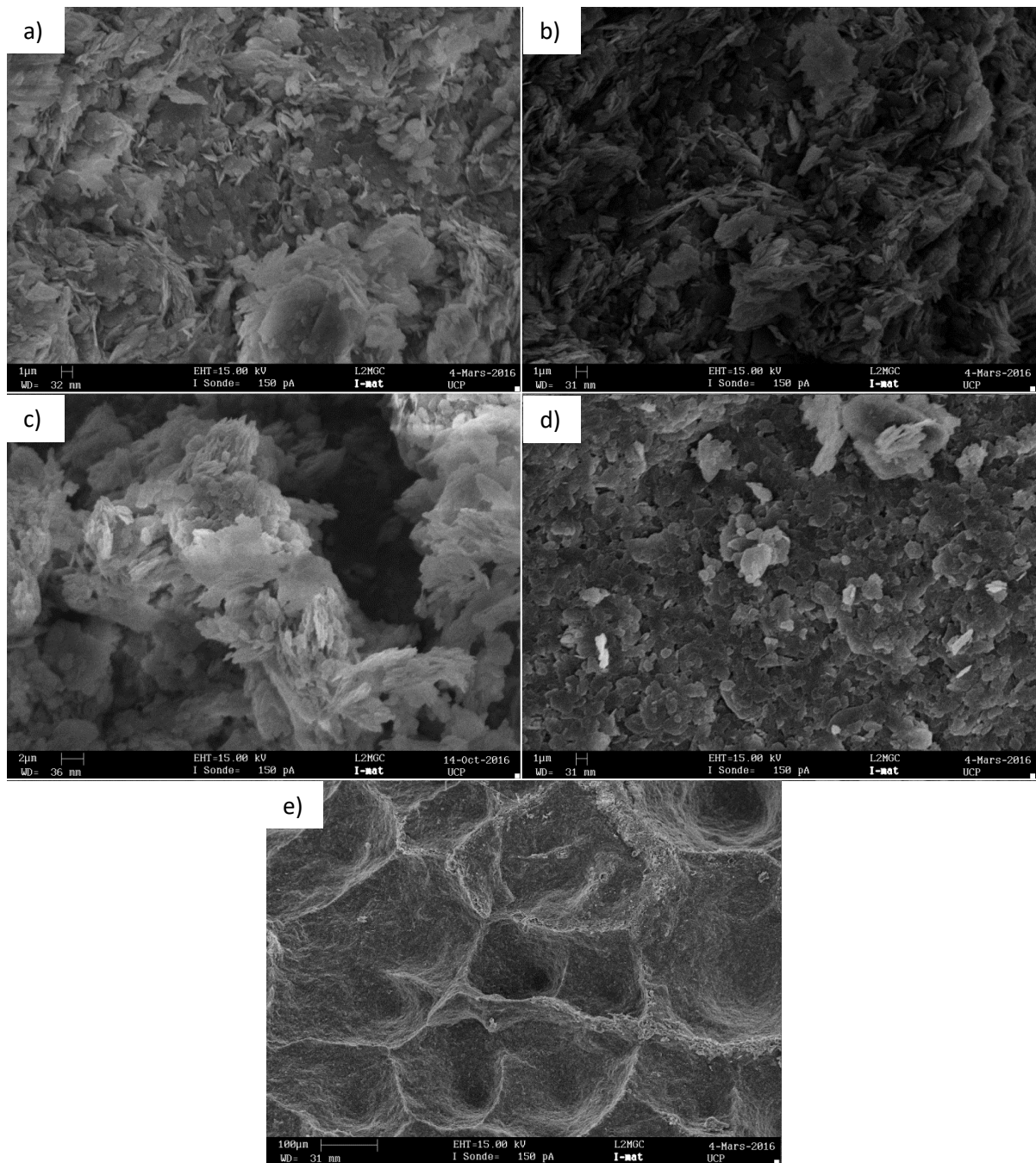


Figure V-1 Micrographies MEB de la kaolinite séchée à différentes températures :
a) 20 °C, b) 53 °C, c) 71 °C, d) et e) 100 °C.

V.2.2 Observations visuelles

L'exposition des bétons de sol aux cycles humidification/séchage peut entraîner trois types de phénomènes : la fissuration, le lessivage et la desquamation. Un phénomène de retrait a lieu pendant la phase de séchage des matériaux cimentaires (retrait endogène, et de dessiccation). La fissuration résulte entre autres de l'incompatibilité des déformations entre les grains de sable et la phase liante, et du retrait empêché de l'argile sous l'effet d'un gradient de séchage. Ce type de désordre est amplifié en présence de kaolinite dans les bétons de sol. L'eau des capillaires est soumise aux forces de tension capillaires qui s'équilibrent par une contraction de la matrice. Le retrait de séchage met en effet le matériau en compression, mais s'il est empêché (gradient dans l'éprouvette) cela crée des contraintes de traction au sein du matériau. Pour la kaolinite, la fissuration se déclenche à partir de sa limite de retrait, qui est d'après certains travaux de recherche, légèrement supérieure à sa limite de plasticité (Wei et al. 2011). Outre l'influence de l'argile, le retrait de dessiccation est également plus important pour les ciments aux laitiers (Olivier et al. 2013). La structure poreuse obtenue avec ces ciments est en effet plus fine ce qui conduit à des dépressions capillaires plus importantes (Darquennes et al. 2011).

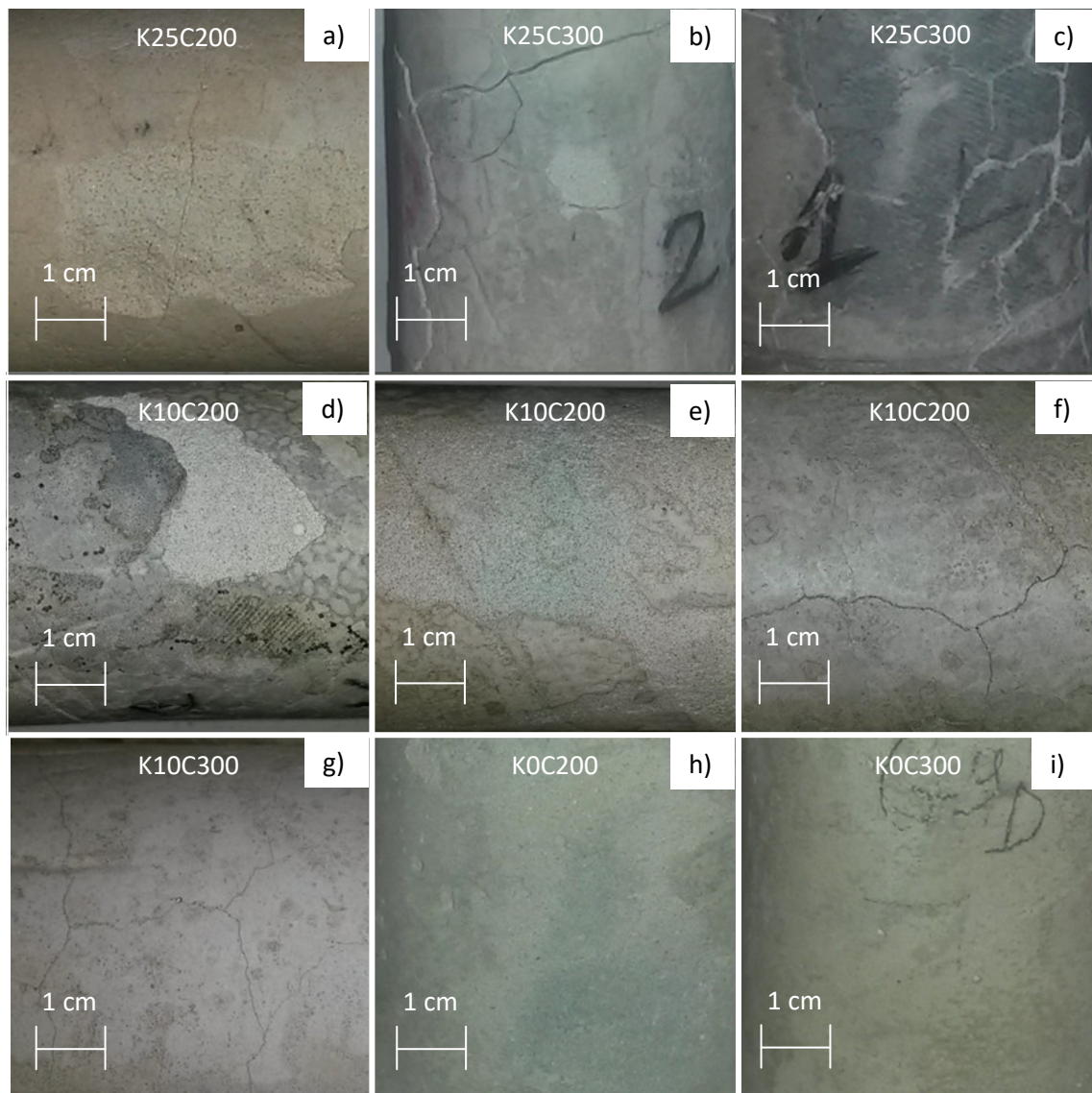


Figure V-2 Surface des éprouvettes de béton de sol après 24 cycles H/S "longs" : desquamation (a, b, d) fissuration (b, c, f, g), lixiviation (e), aucune altération (h, i).

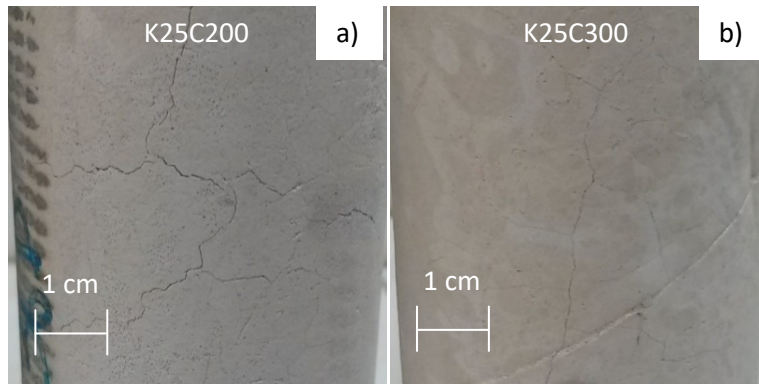


Figure V-3 Surface des éprouvettes de béton de sol après 24 cycles H/S "accélérés" : fissuration (a, b) et lixiviation (a).

Les observations visuelles des échantillons exposés aux cycles H/S "longs" montrent une fissuration importante pour les bétons de sol contenant de l'argile. Cette fissuration s'intensifie en fonction de l'argilosité du sol (**Figure V-2**). Dans le cas des cycles H/S "accélérés", seuls les bétons de sol dont le sol contient 25 % d'argile présentent une fissuration visible en surface (**Figure V-3**). Après 24 cycles H/S "accélérés", les éprouvettes K25C200 semblent plus fissurées que les K25C300. Dans le cas des cycles H/S "longs", les formulations K25C300 sont à l'inverse particulièrement endommagées (**Figure V-2.b et Figure V-2.c**). En revanche, les bétons de sol ne contenant pas d'argile ne présentent pas de fissuration (**Figure V-2.h et Figure V-2.i**). Plus généralement, la peau des bétons de sol est la partie la plus dégradée en raison du fort gradient hydrique de surface.

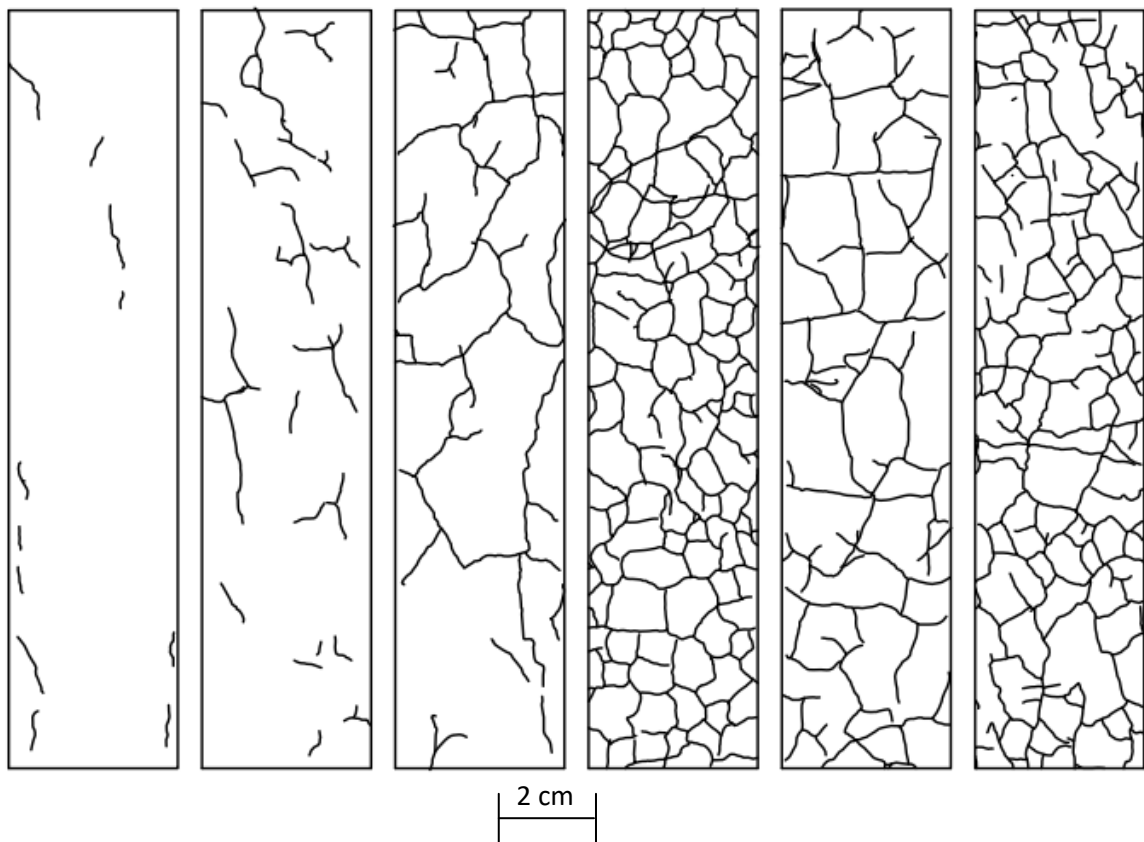


Figure V-4 Fissuration des échantillons après 24 cycles H/S "accélérés" dans l'ordre K0C200, K0C300, K10C200, K10C300, K25C200, et K25C300.

Un relevé effectué après 24 cycles H/S "accélérés" montre que ce type de sollicitation crée un phénomène de faïençage sur tout le pourtour des éprouvettes (**Figure V-4**). La plupart de ces fissures sont très fines puisqu'elles sont pour la plupart impossibles à observer directement à l'œil nu, et donc probablement d'ouverture inférieures à 0,13 mm (**Neville, 2011**). Une résine est donc appliquée à la surface des éprouvettes pour permettre leur visualisation (**Figure V-5**).

Une fois la résine durcie, un relevé est effectué en partie centrale des éprouvettes sur une hauteur de 3,5 cm. Les fissures sont décalquées à main levée puis reprises sur Autocad. Le réseau de fissures obtenu est plus ou moins hexagonal (**Figure V-4**). Il est également intéressant de noter que le maillage est plus fin lorsque le dosage en ciment augmente. Dans le chapitre III, nous avons montré que le retrait dépendait principalement de la teneur en eau et de la fraction volumique de pâte (le sable ne présentant pas de retrait). Les résultats ont montré que le retrait de séchage variait essentiellement suivant la teneur en argile des bétons de sol, mais que sa valeur était finalement presque la même d'un dosage en ciment à un autre. Les échantillons subissent donc probablement la même déformation, cependant la contrainte au sein des éprouvettes de béton de sol dont le dosage en ciment est le plus élevé (300 kg/m³) monte plus rapidement puisque leur module d'élasticité est supérieur. Le réseau poreux des éprouvettes C300 étant plus fin que celui des éprouvettes C200, les dépressions capillaires mises en jeu sont aussi plus importantes. Un plus grand nombre de liaisons cimentaires modifie donc la distribution des contraintes et subdivise le phénomène de fissuration. Par ailleurs, la plus faible perméabilité des bétons de sol C300 engendre un séchage moins uniforme sur l'ensemble de l'éprouvette. Autrement dit, le gradient hydrique est plus élevé sur ces éprouvettes notamment en surface (plus de retrait empêché).

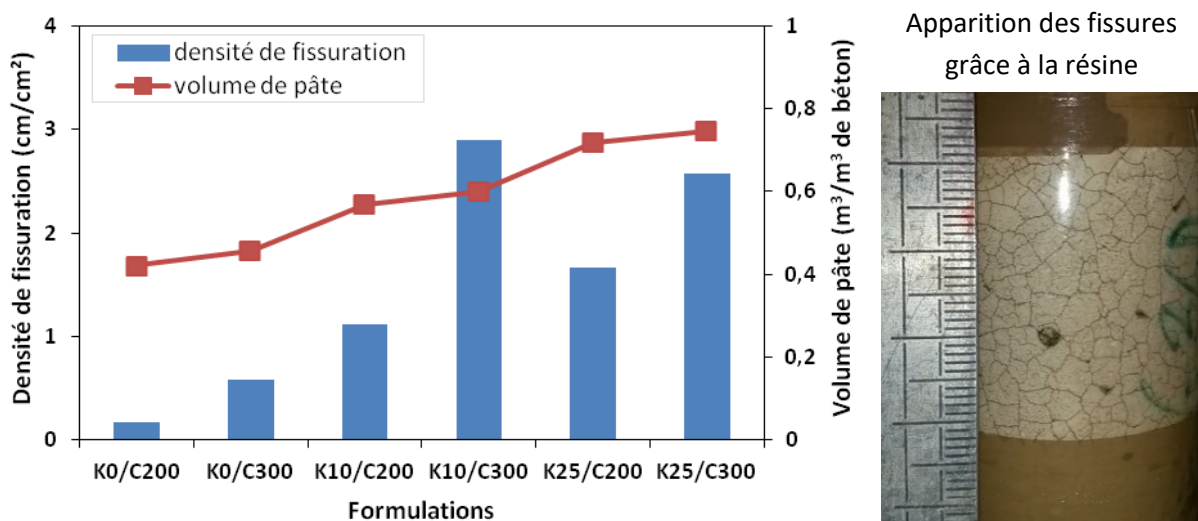


Figure V-5 Densité de fissuration et volume de pâte en fonction des paramètres de formulation après 24 cycles H/S "accélérés".

La longueur totale cumulée de fissures a directement été déterminée sur Autocad (**Figure V-4**). Les résultats sont exprimés en densité de fissuration sur la **Figure V-5** en fonction des paramètres de formulation. Ce paramètre est déterminé en divisant la longueur totale cumulée de fissuration du matériau relevé sur une surface de 15,7 × 3,5 cm² :

$$\text{Densité de fissuration} = \frac{\text{longueur de fissures (cm)}}{\text{surface du relevé (cm}^2\text{)}}$$

La densité de fissuration varie entre 0,17 et 2,9 cm/cm² et semble augmenter en fonction de la teneur en argile et en ciment du mélange. La densité de fissuration ne prend pas en compte l'épaisseur de fissuration. Cependant, encore une fois, la valeur du retrait variant très peu en fonction du dosage en ciment, la plus grande densité de fissuration observée pour les bétons de sol avec 300 kg/m³ est donc *a priori* liée à une épaisseur de fissuration plus fine.

Une observation visuelle permet de constater que les formulations avec les plus faibles dosages en ciment sont les plus sensibles aux phénomènes de lixiviation. La surface des éprouvettes est comme lessivée et laisse apparaître les grains de sable (**Figure V-3.a et Figure V-2.b**). Autrement dit pendant les cycles H/S, les périodes d'immersion dans l'eau entraînent une décalcification des CSH. Ce phénomène est toutefois minime par rapport à la dissolution de la Portlandithe que l'on pourrait rencontrer en utilisant un ciment Portland. La lixiviation conduit généralement à l'augmentation de la porosité, qui reste superficielle car ce phénomène est très lent. Dans le cas des cycles H/S "longs", la peau des bétons de sol se décolle de façon localisée (**Figure V-2.a, Figure V-2.e et Figure V-2.g**), pour les formulations les plus endommagées par les cycles (K10/C200, K25/C200 et K25/C300). Cette desquamation est favorisée par ce que l'on peut associer à un effet de bord, qui résulte d'une porosité et d'une teneur en pâte plus importante en surface des éprouvettes sur une épaisseur de l'ordre du millimètre. Enfin, contrairement aux bétons de sol qui n'ont pas subi de cycles, la rupture est particulièrement généralisée après 24 cycles H/S "longs", car le matériau est déjà endommagé avant le chargement mécanique (**Figure VI-6**). Les modes de rupture après 24 cycles H/S "longs" montrent un endommagement généralisé de l'éprouvette qui est caractérisé par une désagrégation en fragments de petites dimensions et une plus grande fissuration au-delà du pic de contrainte.

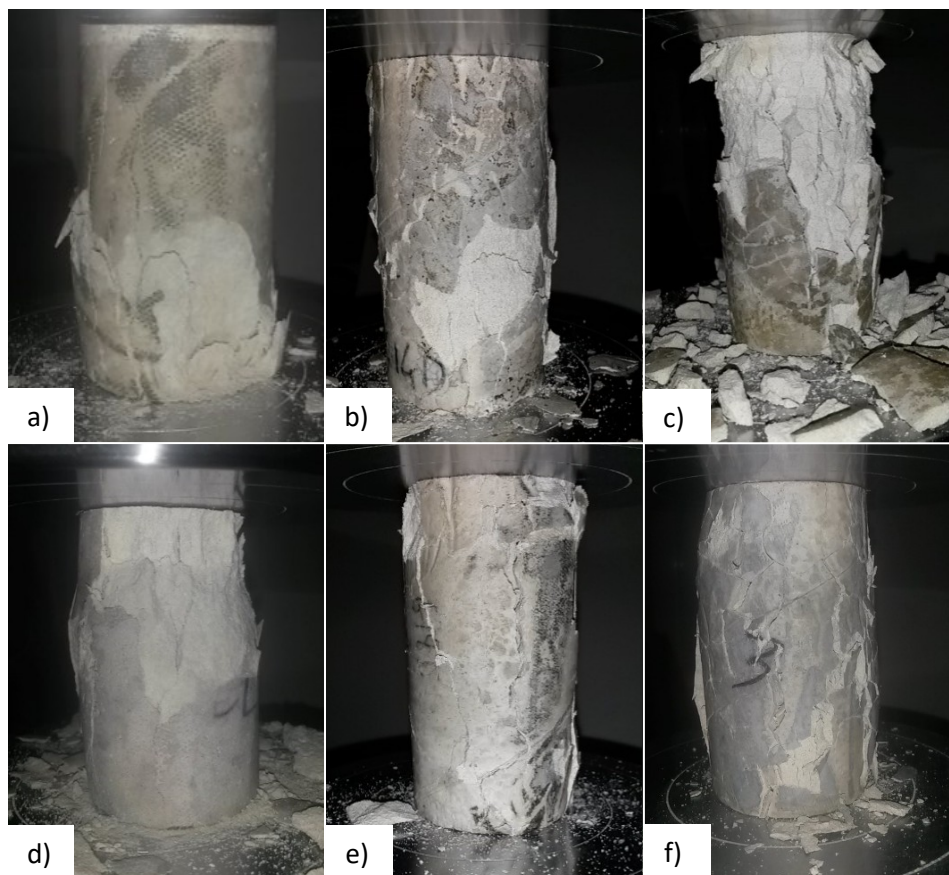


Figure V-6 Mode de rupture des éprouvettes de béton de sol après 24 cycles H/S "longs" : a) K0C200, b) K10C200, c) K25C200, d) K0C300, e) K10C300, f) K25C300.

Après une cure endogène (180 jours), les éprouvettes sont vertes dans toute leur épaisseur à cause du ciment aux laitiers utilisé. L'origine de cette couleur verte pourrait provenir des aluminates hydratés hexagonaux qui contiennent des éléments Fe en substitution des éléments Al et des ions S^{--} en solution solide (Société des ciments Français 1982). L'exposition des bétons de sol aux cycles H/S est à l'origine d'un changement de coloration de la surface extérieure vers le cœur des éprouvettes (Figure V-7). Dans cette étude, un échantillon cylindrique de béton sol a fait l'objet d'un essai de carbonatation accéléré en enceinte (teneur en CO_2 de 10 %). L'échantillon de 3 cm de hauteur a été protégé en partie supérieure et inférieure à l'aide d'un papier aluminium adhésif de manière à assurer un séchage et une carbonatation purement radial. Les résultats obtenus en pulvérisant l'indicateur coloré de PH (phénolphthaléine) montrent que la partie blanche correspond à la profondeur carbonatée du matériau. Cette couleur blanche pourrait donc être liée au dépôt de calcite. Tant que les pores sont saturés la carbonatation est négligeable. En revanche pendant les phases de séchage l'air prend en partie la place de l'eau liquide et donc l'acide carbonique (H_2CO_3) réagit avec les CSH pour former du carbonate de calcium ($CaCO_3$) de couleur blanche.

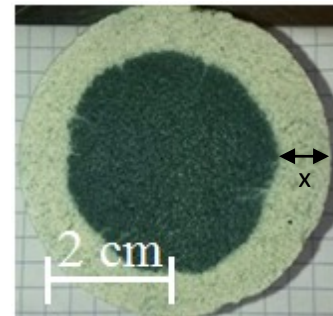


Figure V-7 Profondeur de blanchiment (K25C200 après 6 cycles H/S "accélérés").

Au fur et à mesure des cycles un plus grand volume est atteint par le séchage, ce même volume subit donc de la carbonatation. Le suivi de la surface blanchie serait aussi un indicateur de la fraction "séchée" de l'éprouvette. La progression du front de blanchiment (x) est présentée en fonction du nombre de cycles H/S sur la Figure V-8. L'évolution de x semble finalement corrélée avec la perte de masse (Figure V-8). Les résultats montrent indirectement que les formulations K0C200 et K25C200 sont les plus sensibles à la carbonatation. Au final, la carbonatation est *a priori* plutôt favorable en terme de résistance car le $CaCO_3$ formé tend à remplir la porosité très élevée des bétons de sol.

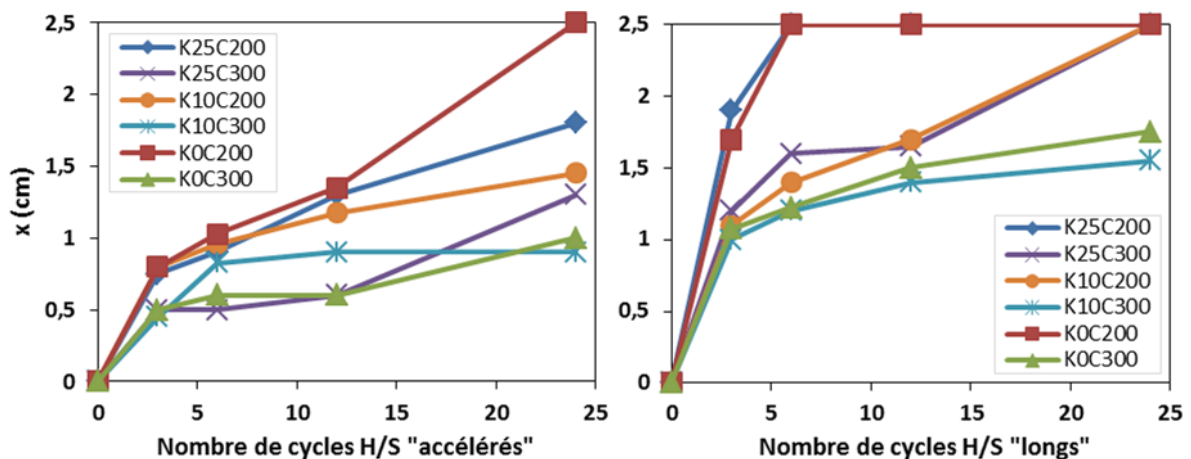


Figure V-8 Profondeur du changement de coloration des éprouvettes de béton de sol en fonction du nombre de cycles H/S "accélérés" ou "longs".

V.2.3 Suivi massique

Les cycles humidification/séchage (H/S) sont effectués après 180 jours de cure endogène, et au total 24 cycles H/S sont réalisés. Le suivi de l'évolution de la perte de masse des éprouvettes au cours des

cycles "accélérés" (**Figure V-9.a**) et "longs" (**Figure V-9.b**) débute après la première phase d'immersion.

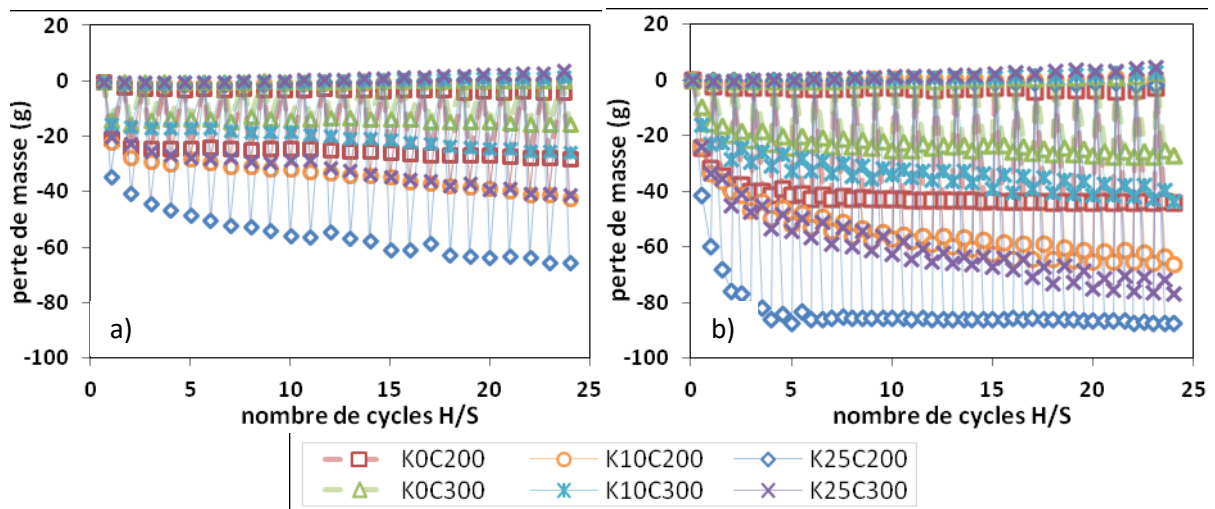


Figure V-9 Suivi de masse en fonction des cycles H/S: a) "accélérés" et b) "longs".

La **Figure V-10** propose un zoom des pertes de masse entre le 22^{ème} et le 24^{ème} cycle afin de bien illustrer à quel moment sont relevés les pertes de masse. Pour les cycles "accélérés" et "longs" les éprouvettes sont pesées à la fin des phases d'immersion et de séchage. Un palier de mesure intermédiaire a été rajouté pour les cycles "longs" après 7 jours de séchage. Que ce soit en cycles "longs" où en cycles "accélérés", l'ordre d'importance des pertes de masse entre les différentes formulations est identique (**Figure V-9**). L'intensité du séchage dépend clairement des paramètres de formulation : K25C200, K25C300, K10C200, K0C200, K10C300, K0C300 (séchage du plus au moins important en valeur absolue). La perte de masse plus importante en fonction des cycles H/S montre que le séchage s'accroît au fur et à mesure des cycles. Cette tendance s'explique par la progression de la fissuration du matériau au fil des cycles, qui a lieu de la surface vers le cœur des éprouvettes et qui tend à favoriser le séchage en augmentant la perméabilité des bétons de sol (**Figure V-11**). Suite à la phase d'immersion, les éprouvettes semblent quasiment revenir à leur état initial de saturation. Une légère augmentation de masse est toutefois observée au fur et à mesure des cycles qui pour les mêmes raisons que celles évoquées précédemment, s'explique par une augmentation au fil des cycles du volume des vides créés par la fissuration. Ce gain de masse est au terme des 24 cycles H/S de l'ordre de 0,5 et 5 grammes selon le type de cycle et de formulation.

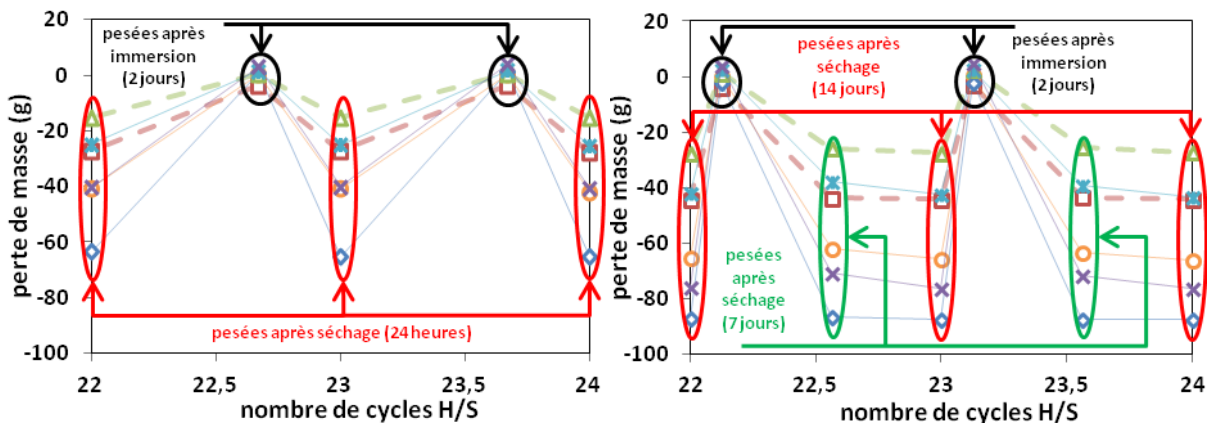


Figure V-10 Relevé des pertes de masse: cycles H/S "accélérés" et "longs" (de gauche à droite).

La perte de masse mesurée à la fin du premier cycle H/S est exprimée en fonction de la conductivité hydraulique des échantillons après 180 jours de cure endogène sur la **Figure V-11.a**. Les résultats montrent que la perte de masse augmente linéairement avec la conductivité hydraulique, ainsi les bétons K25C200 ont la plus forte diminution de masse et les bétons K0C300 la plus faible. D'après la **Figure V-11.b**, la relation entre la perte de masse et la conductivité hydraulique est toujours linéaire après 24 cycles H/S, cependant le coefficient de corrélation est moins bon à cause du caractère hétérogène de l'endommagement. La perte de masse n'est donc pas uniquement liée à la quantité d'eau présente dans le mélange initial, qui dépend de la quantité d'argile du sol. Les bétons K25C300 et K10C200 ont effectivement une évolution similaire (**Figure V-9**) qui s'explique par des valeurs de conductivité hydraulique voisines. En revanche, malgré des propriétés de transferts semblables entre les formulations K0C200 et K10C300, le séchage semble plus rapide pour les formulations K0C200. Cela montre que la taille des pores joue également un rôle important puisque les formulations K0C200 possèdent une taille de pores plus grossière (3 μm) que les autres formulations et davantage de bulles d'air, ce qui contribue très probablement à faciliter le séchage. Les courbes de séchage des formulations K0C200 et K10C300 semblent par ailleurs se rapprocher sensiblement lors des derniers cycles H/S.

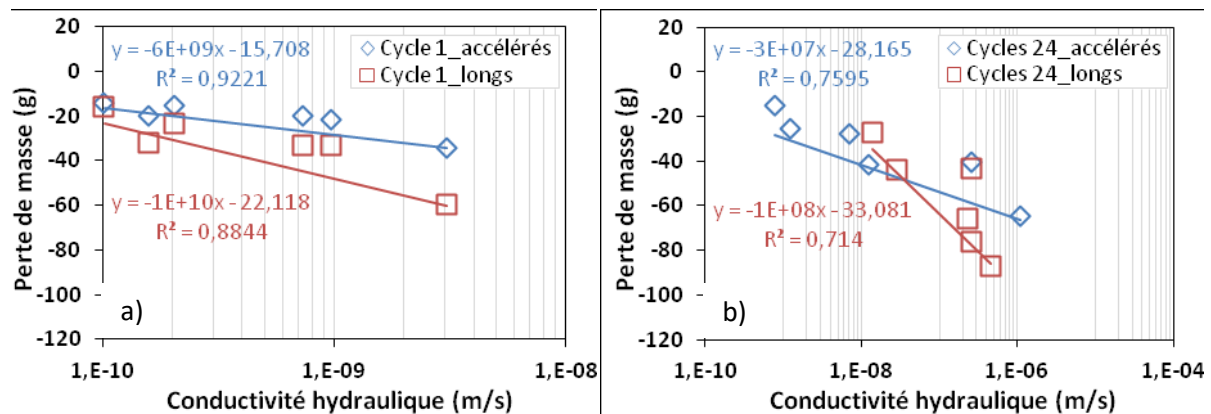


Figure V-11 Relation entre perte de masse et conductivité hydraulique: a) après 1 cycle H/S et b) après 24 cycles H/S.

Le suivi de la perte de masse en fonction des cycles H/S indique un séchage plus important pour les cycles "longs" que pour les cycles "accélérés". Tant que la perte de masse n'est pas stabilisée et à un nombre de cycles équivalent la quantité d'eau perdue pendant les cycles "longs" est environ 1,8 fois plus importante que celle perdue pendant les cycles "accélérés". L'évolution n'est pas la même suivant le type de cycle. Pour les cycles "accélérés", le séchage est plus superficiel. La perte de masse en fonction des cycles est d'ailleurs linéaire pour les cycles "accélérés" et plutôt de la forme d'une loi puissance pour les cycles "longs". De plus, au terme des 24 cycles H/S, l'état d'équilibre de séchage à l'hygrométrie imposée n'est pas atteint pour la plupart des bétons de sol. Excepté pour les formulations K0C200 et K25C200, qui dans le cas des cycles "longs", atteignent un palier dès 5 cycles H/S (**Figure V-9b**).

V.2.4 Evaluation de l'état de fissuration par mesures ultrasonores

Le séchage est couplé au phénomène de retrait (**Bottoni, 2009**). Ce dernier induit une fissuration du matériau pouvant être quantifiée à l'aide de mesures non-destructives. La **Figure V-12** présente ainsi l'évolution de la vitesse des ondes P (V_p) au cours des cycles H/S, les mesures ultrasonores étant effectuées au même moment que les relevés de masse. Les résultats sont normalisés par rapport aux

valeurs initiales déterminées à l'état saturé. Pour l'ensemble des formulations, une diminution de la vitesse des ondes P est observée. Une partie du retrait de dessiccation dû au départ d'eau libre est empêchée structurellement (gradient) et localement (granulats), ce qui est à l'origine de la création de microfissures. La diminution de la vitesse d'ondes P traduit l'ouverture de ces microfissures. Les résultats montrent qu'une diminution notable de la vitesse des ondes P intervient à partir de 12 cycles H/S dans le cas de l'essai "accélééré" (**Figure V-12.a**) et dès les premiers cycles pour l'essai "long" (**Figure V-12.b**). Autrement dit, dans le cas des cycles "accéléérés", la fissuration est au début plutôt superficielle, et il faut attendre 12 cycles "accéléérés" pour que cette dernière progresse au cœur des éprouvettes avant de pouvoir détecter une chute de Vp. Dans le cas des cycles "longs", le séchage est en revanche suffisamment intense pour affecter en profondeur les éprouvettes, par conséquent la chute de Vp a lieu dès les premiers cycles H/S.

Les résultats montrent que l'effet des paramètres de formulation diffère suivant le type de séchage, avec notamment une influence prépondérante de l'argile pour les cycles "accéléérés" contrastée par une plus forte influence du ciment pour les cycles "longs" (**Figure V-12**). L'endommagement est plus important pour les formulations avec kaolinite dans le cas des cycles H/S "accéléérés", alors que dans le cas des cycles H/S "longs", il est surtout plus important pour les faibles dosages en ciment.

L'effet du dosage en ciment pour les cycles "accéléérés" et de la teneur en argile pour les cycles "longs" est clairement secondaire. Dans le cas des cycles "accéléérés", pour une teneur en argile constante, une augmentation de 100 kg/m^3 du dosage en ciment se traduit toutefois par une valeur de Vp relative jusqu'à 12 % plus élevée. Dans le cas des cycles "longs", pour un même dosage en ciment, une diminution de la teneur en argile confère aussi une meilleure résistance aux cycles H/S surtout pour les dosages en ciment élevés (300 kg/m^3).

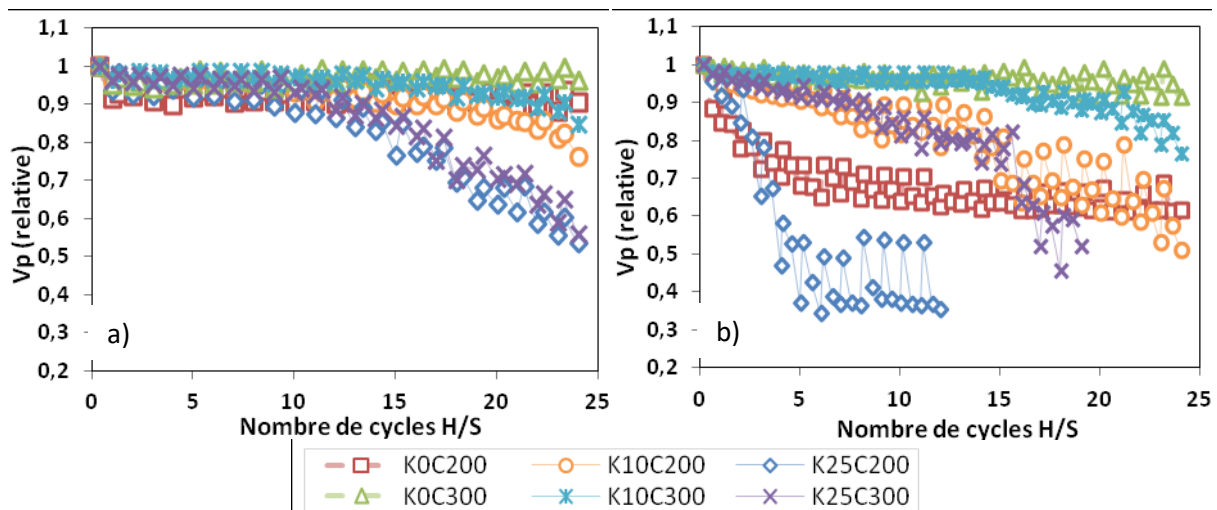


Figure V-12 Suivi de Vp en fonction des cycles H/S: a) « accéléérés » et b) « longs ».

La différence des effets de l'argile et du ciment selon le type de cycles est liée à la complexité du phénomène de séchage qui fait intervenir de nombreux mécanismes tels que la diffusion, la perméation, et la sorption (**Ollvier et Vichot 2008**). Lors du processus de séchage, l'eau est présente dans les éprouvettes à la fois sous forme de vapeur et d'eau liquide. La cinétique de séchage dépend tout d'abord de l'échange de vapeur d'eau à l'interface avec le milieu ambiant, puis à un plus fort degré de séchage dépend du transport fluide au sein du milieu poreux. Pour les cycles "accéléérés", l'endommagement n'est probablement pas homogène et l'eau au cœur des éprouvettes est en

quelque sorte "emprisonnée". La fraction volumique endommagée et donc la perte de vitesse d'onde est autrement dit directement liée à la progression de la dessiccation et donc à la conductivité hydraulique d'où le rôle clé de la teneur en argile. Pour les cycles H/S "longs", il est intéressant de souligner que la chute des vitesses d'ondes P est d'autant plus marquée que la résistance en traction initiale des bétons de sol est faible (**Tableau V-1**). Lorsque la pâte est mise en compression, des efforts de traction apparaissent en effet au niveau de l'interface avec les granulats qui eux ne se déforment pas. Le séchage étant probablement plus homogène, l'endommagement est lié à la fissuration par retrait qui dépend de la résistance en traction du matériau. Les résistances en traction sont en effet plus élevées pour les bétons de sol C300, ce qui retarde la chute de la vitesse de propagation des ondes P plus la teneur en argile est faible. Pour les bétons de sol C200, l'ordre décroissant des résistances (K10C200, K0C200 et K25C200) suit également l'ordre des chutes de V_p . Cependant, dans le cas des cycles "accélérés" une augmentation du dosage en ciment ne permet pas de limiter la chute de V_p , car le séchage et donc également l'endommagement est superficiel. Pour les bétons de sol dont le sol contient 25 % d'argile, la diminution de vitesse est ainsi la même quel que soit le dosage en ciment en cycles H/S "accélérés", tandis qu'en cycles H/S "longs" il existe un écart de 50 % entre les bétons K25C200 et K25C300 qui tend à se réduire après 15 cycles.

	Formulations					
	K0C200	K0C300	K10C200	K10C300	K25C200	K25C300
V_{p180j} [m/s]	3282±65	3536±33	3148±7	3302±9	2680±9	3024±12
f_{c180j} [MPa]	8,7±0,2	17,3±0,5	8,5±0,2	14,3±0,4	6,3±0,2	11,9±1,0
f_{t180j} [MPa]	1,7±0,3	3,2±0,2	2,2±0,2	3,0±0,3	1,8±0,2	2,6±0,4

Tableau V-1 Valeurs de V_p , f_c , et f_t avant le début des cycles H/S, après 180 jours de cure endogène.

Les méthodes non destructives sont finalement un excellent moyen pour estimer la durabilité des bétons de sol, en sondant l'état de fissuration au sein du matériau. À partir d'un certain seuil de fissuration, les vitesses d'ondes P ne sont en revanche plus mesurables. Cependant, à ce niveau de dégradation, le matériau est généralement déjà arrivé à sa durée de vie maximale.

V.2.5 Influence des cycles H/S sur la résistance en compression simple

Le suivi de l'évolution de la résistance en compression simple (f_c) en fonction du nombre de cycles H/S est présenté sur la **Figure V-13** pour l'ensemble des formulations.

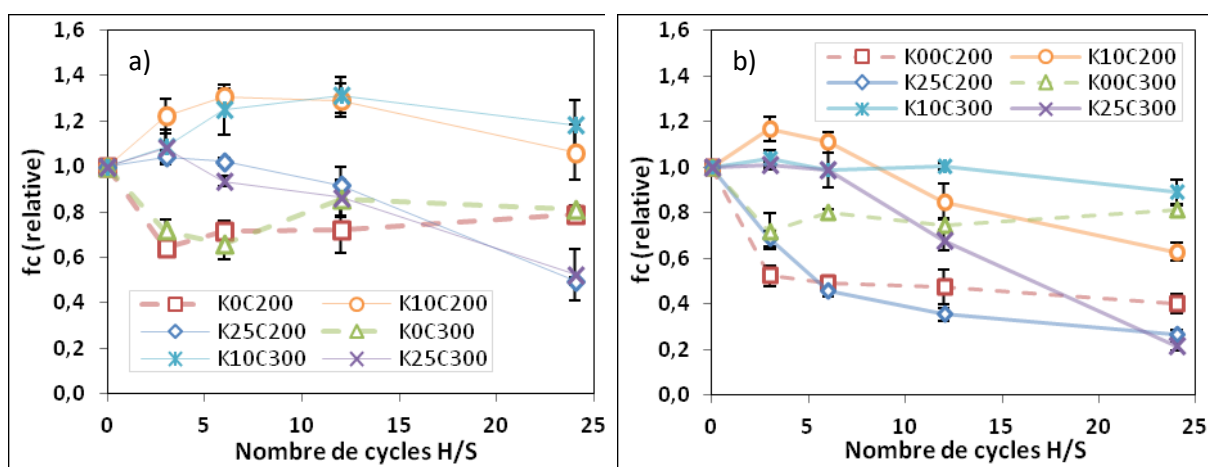


Figure V-13 Evolution en fonction du nombre de cycles H/S de la résistance en compression relative : a) « accélérés » et b) « longs ».

Les résultats sont normalisés par rapport aux valeurs initiales déterminées à l'état endogène après 180 jours de cure. La résistance en compression des formulations K10 diminue moins que celles des formulations K25. De plus, la même différence de comportement entre les cycles « accélérés » et « longs » est observée. Les bétons de sol KO semblent surtout être affectés pendant les premiers cycles H/S, ensuite la résistance résiduelle des bétons de sol KOC200 et KOC300 est relativement stable. Cette diminution brutale entre 0 et 3 cycles H/S est toutefois potentiellement causée par un artefact expérimental. Pour les cycles "accélérés" la résistance en compression des bétons de sol sans argile diminue de 26 % (moyenne entre 3 et 24 cycles H/S), quel que soit le dosage en ciment. Cependant, pour les cycles "longs" la chute de résistance en compression n'est pas la même entre les bétons de sol KOC200 et KOC300, qui conservent respectivement 47 et 77 % de leur résistance initiale. Il est en revanche assez fréquent d'observer une augmentation d'environ 20 % de la résistance avec la dessiccation (dépression capillaire et gradients hydriques). Le matériau devient ainsi dans un premier temps plus résistant pour certains des bétons de sol contenant de l'argile. Après 24 cycles H/S, les formulations avec 25 % d'argile sont très endommagées et ne conservent que 20 à 50 % de leur résistance en compression initiale, pour les cycles "longs" et "accélérés", respectivement.

Un dosage en ciment supérieur à 300 kg/m^3 et une quantité d'argile dans le sol inférieure ou égale à 10 %, permettent de conserver suite aux cycles H/S environ 80 % des propriétés mécaniques. La corrélation entre les essais "accélérés" et "longs" semble en revanche difficile à effectuer. Le séchage est en tout cas plus intense lors d'un cycle long que lors d'un cycle accéléré. Pour un même nombre de cycles, l'endommagement mécanique est donc logiquement moins important pour les cycles "accélérés". De plus, l'effet bénéfique d'un plus fort dosage en ciment sur l'endommagement mécanique n'est pas observé suite aux cycles "accélérés" à l'inverse des cycles "longs". En considérant la perte d'eau comme moteur d'endommagement et en se plaçant donc à un degré de séchage identique, les deux types de cycles n'entraînent pas les mêmes pertes de résistance en compression, notamment selon la quantité de ciment.

V.2.6 Influence des cycles H/S sur les propriétés élastiques

Le suivi de l'évolution du module d'élasticité statique (Estat) en fonction du nombre de cycles H/S est présenté sur la **Figure V-14** pour les formulations dont le sol contient entre 0 et 25 % d'argile et pour deux dosages en ciment.

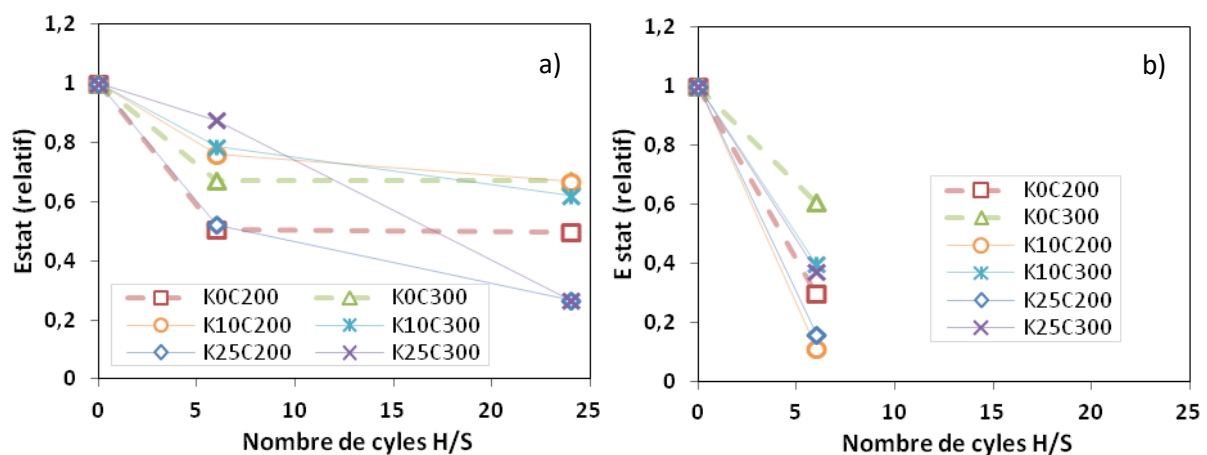


Figure V-14 Evolution du module d'élasticité statique relatif en fonction du nombre de cycles H/S : a) « accélérés » et b) « longs ».

Les résultats sont présentés sous la forme d'Estat (relatif) qui correspond au module d'élasticité statique normalisé par rapport à sa valeur initiale (180 jours de cure endogène). Les résultats montrent une diminution importante de la rigidité du matériau en fonction des cycles H/S, qui selon certains travaux de recherche peut être attribuée à une microfissuration du matériau (Le Kouby et Guimond-barrett 2015), et à une décohésion des grains de sable. Le module d'élasticité statique (E stat) chute par rapport à la valeur initiale (180 jours de cure endogène) de 13 à 50 % après 6 cycles H/S "accélérés" et de 40 à 90 % après 6 cycles H/S "longs". La diminution du module d'élasticité est d'autant plus importante que le dosage en ciment est faible (200 kg/m³) et que la teneur en argile est élevée (25 %). Pour les cycles H/S "accélérés", le module d'élasticité se stabilise entre 6 et 24 cycles pour les formulations sans argile (K0C200 et K0C300), diminue légèrement pour les formulations avec une quantité d'argile modérée (K10C200 et K10C300) et diminue encore considérablement pour les formulations avec une quantité d'argile importante (K25C200 et K25C300). Les différentes formulations ne conservent alors que 27 à 67 % de leur module d'élasticité statique initial au terme des 24 cycles H/S "accélérés".

La Figure V-15 présente la valeur du module d'élasticité obtenue par instrumentation avec des jauges de déformation (Estat) en fonction du module d'élasticité déterminé par mesure non-destructive (Edyn). Sur cette figure, le module d'élasticité dynamique est calculé à partir de la valeur initiale du coefficient de Poisson (obtenue après 180 jours de cure endogène). Les résultats montrent que la valeur d'Edyn est 24 % supérieure à celle d'Estat (K10C200, K10C300, et K0C200 essentiellement). Ceci est quatre fois plus élevé que lorsque le matériau est sain car la dégradation périphérique des éprouvettes de béton de sol amplifie la chute du module d'élasticité statique. Les jauges de déformation sont effectivement collées sur la partie altérée du matériau par l'intermédiaire d'une couche de résine (Figure V-5), alors que les ondes P traversent le cœur encore intact des éprouvettes compte tenu du caractère hétérogène de la dégradation en fonction des cycles H/S.

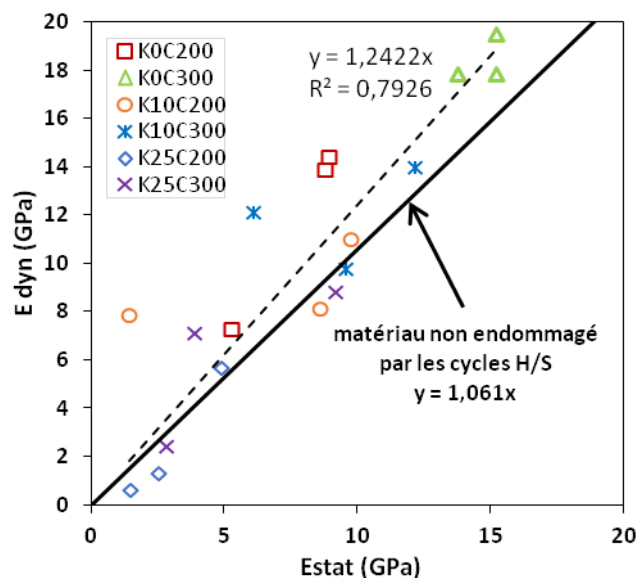


Figure V-15 Comparaison entre le module statique et dynamique après endommagement du matériau par les cycles H/S "accélérés" et "longs".

Le coefficient de Poisson est surtout utilisé en analyse numérique pour évaluer la stabilité ou le tassement d'ouvrages réalisés par Deep Mixing lorsque le matériau est sain (Pagán-Ortiz, 2013). Cependant, il paraît également intéressant d'étudier expérimentalement son évolution en fonction

de l'endommagement. La **Figure V-16** montre ainsi l'influence des cycles H/S sur la valeur du coefficient de Poisson. Après 180 jours de cure endogène (0 cycle H/S), le coefficient de Poisson augmente proportionnellement avec la teneur en argile. Cette tendance s'inverse clairement au fur et à mesure des cycles H/S. Pour les mélanges K0, le coefficient de Poisson ne varie quasiment pas en fonction des cycles H/S, ce qui semble confirmer que l'endommagement par fissuration est relativement faible pour ces formulations.

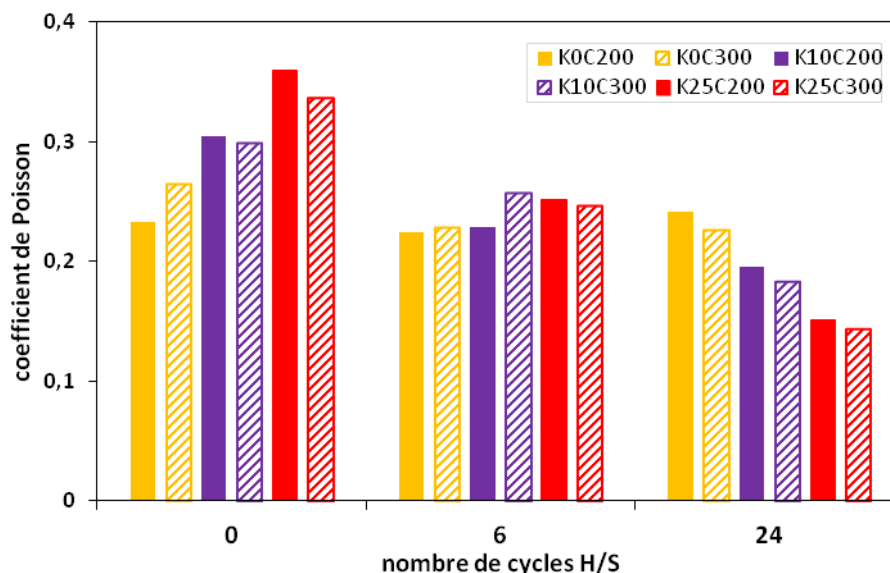


Figure V-16 Evolution du coefficient du Poisson en fonction du nombre de cycles H/S "accélérés".

La chute des propriétés mécaniques observée pour les mélanges sans argile est donc plutôt associée à une décohésion entre les grains de sable et la matrice cimentaire (matériau plus friable suite aux essais en compression). Pour les formulations K10 et K25, le coefficient de Poisson chute respectivement de 36 % et de 57 % après 24 cycles H/S "accélérés". Cette diminution est liée à une fissuration plus importante du matériau en présence d'argile à cause du retrait de dessiccation. La réduction du coefficient de Poisson reflète en effet une augmentation de la porosité de fissure au fil des cycles H/S à l'origine d'une moins grande déformation latérale. Lors de l'essai en compression, la déformation dans la direction perpendiculaire au chargement est à un faible niveau de chargement mécanique (1,5 MPa) atténuée par la fermeture des microfissures engendrées par les cycles H/S. Le coefficient de Poisson diminue d'ailleurs linéairement avec l'endommagement par les cycles H/S comme le montre l'**équation 60** :

$$\nu = -0,147 \times (E_{dyn0} - E_{dyn})/E_{dyn0} + 0,264 \quad r^2 = 0,85 \quad (60)$$

L'endommagement est défini ici comme le rapport de la variation du module d'élasticité dynamique sur le module d'élasticité dynamique initial (E_{dyn0}). La comparaison entre les courbes contrainte-déformation obtenues lorsque le matériau est sain et celles obtenues après l'endommagement généré par les cycles H/S "accélérés" (CA) et "longs" (CL) est également proposée sur la **Figure V-17**. Outre les différences en matière de résistance mécanique et de module d'élasticité statique (axial), ce type de graphique souligne un changement de comportement entre avant et après les cycles H/S. Lorsque la cure est endogène (endo), le comportement du matériau est entièrement contractant (déformation volumique en contraction). Cependant, après une exposition aux cycles H/S, le comportement du matériau est dans un premier temps contractant puis présente une phase de dilatance au-delà de 70 à 90 % de la résistance à la rupture. Ce seuil de dilatance est visible sur les

courbes contrainte-déformation volumiques, et correspond au chargement mécanique à partir duquel une fissuration non-stable a lieu au sein des éprouvettes.

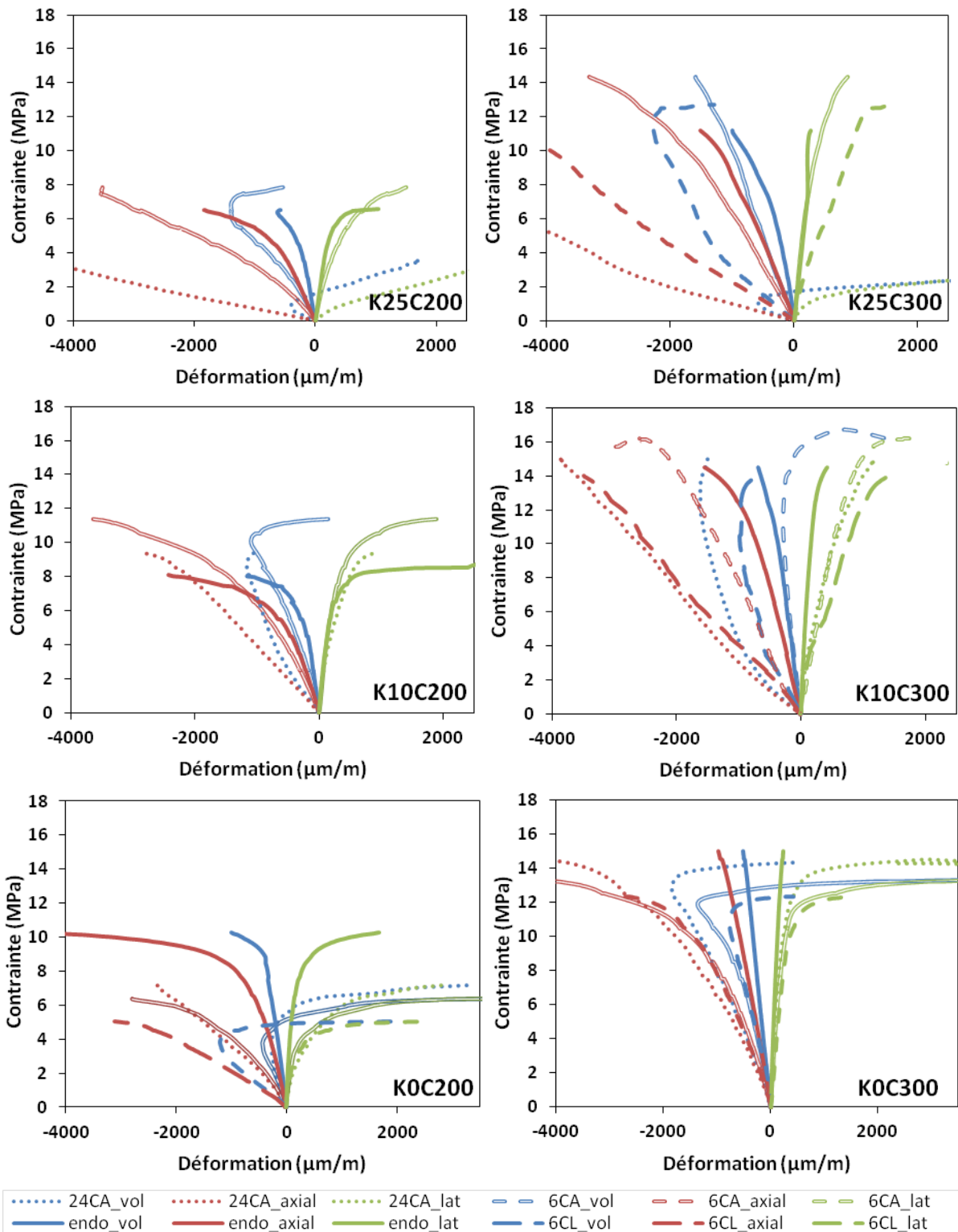


Figure V-17 Courbes contrainte-déformation avant (endo) et après les cycles H/S "accélérés" (CA) et "longs" (CL) : déformation axiale (axial), latérale (lat) et volumique (vol).

Pour les formulations K0C200, K25C200, K25C300, ce changement de comportement peut se manifester à des niveaux de contrainte beaucoup plus faibles (0,2 à 0,5fc), ce qui confirme le plus

grand endommagement de ces bétons de sol. La pente de déformation latérale semble par ailleurs moins affectée par les cycles, hormis pour les formulations dont le sol contient 25 % d'argile après 24 cycles "accélérés" (**Figure V-17.a et b**).

V.2.7 Influence des cycles H/S sur la conductivité hydraulique

Les **Figures V-18.a, b, c et d** présentent l'évolution de la conductivité hydraulique en fonction des cycles H/S. L'endommagement par fissuration du matériau pendant la phase de séchage des cycles H/S entraîne une augmentation de la conductivité hydraulique qui semble à peu près corrélée avec l'évolution de vitesses d'ondes P.

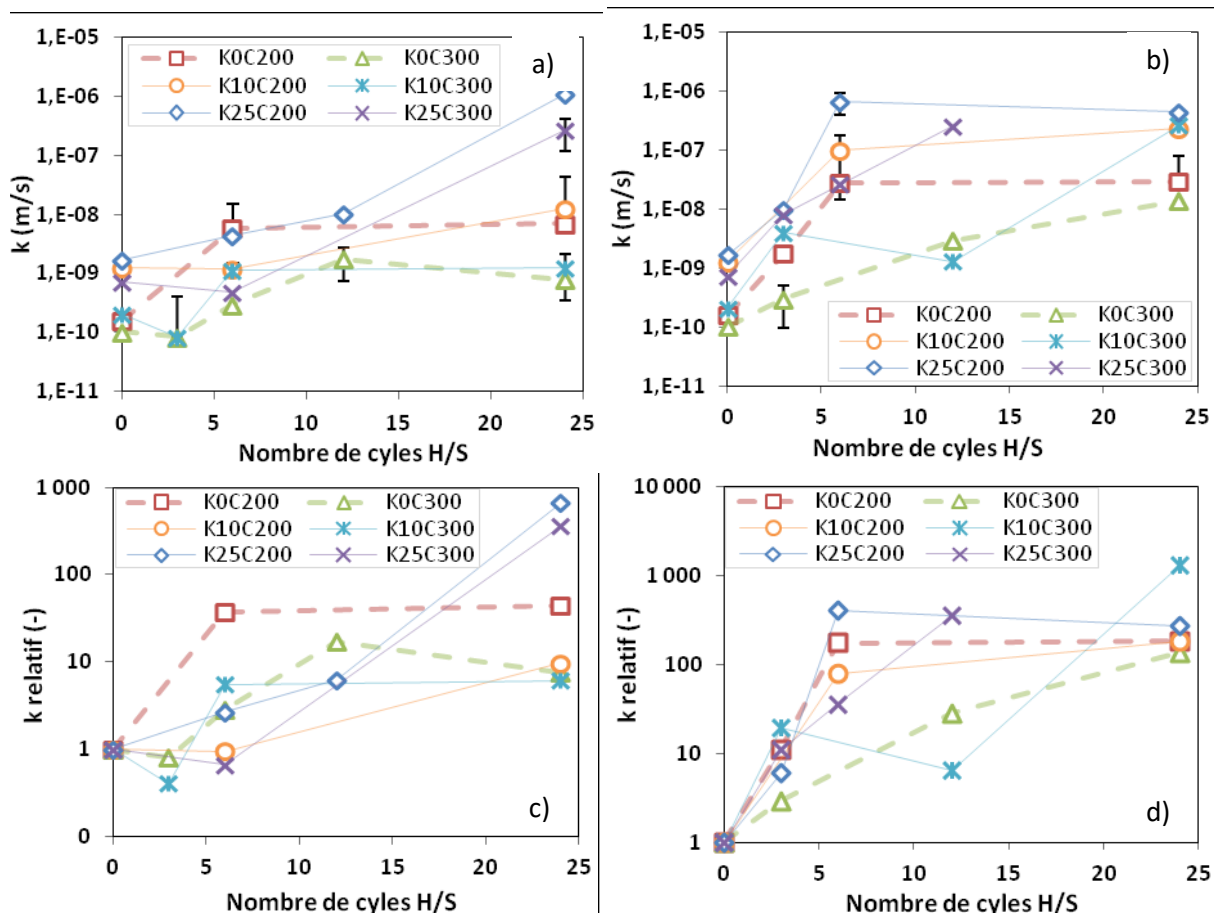


Figure V-18 Evolution de la conductivité hydraulique absolue et relative en fonction du nombre de cycles H/S "accélérés" (a et c) ou "longs" (b et d).

Une augmentation significative de k est notamment observée après 12 cycles H/S "accélérés" pour les formulations avec 25 % d'argile, et la valeur de k augmente plus rapidement au début des cycles H/S "longs" pour les formulations les plus endommagées (K25C300, K25C200, K0C200, et K10C200). Sur la **Figure V-18.c et d**, la conductivité hydraulique est normalisée par rapport à la valeur de k obtenue avant l'exposition aux cycles H/S. Les résultats montrent qu'au terme des 24 cycles "accélérés", la conductivité hydraulique augmente respectivement de 360 à 660 fois pour les bétons de sol K25C300 et K25C200 (**Figure V-18.c**). En revanche, les formulations dont le sol contient une quantité volumique d'argile inférieure ou égale à 10 % sont nettement moins affectées par les cycles H/S, et au final leur conductivité hydraulique est multipliée entre 5 et 45 fois après 24 cycles H/S "accélérés". Dans le cas des cycles H/S "longs", la conductivité hydraulique augmente assez rapidement en fonction des cycles, hormis pour les formulations K10C300 et K0C300 pour

lesquelles k augmente plus progressivement. Indépendamment du dosage en ciment, la conductivité hydraulique des bétons de sol contenant de l'argile tend alors vers 3.10^{-7} m/s au terme des 24 cycles H/S et celle des formulations sans argile (K0) vers 2.10^{-8} m/s. L'augmentation de k est plus importante pour les cycles "longs" que pour les cycles "accélérés" ce qui est cohérent avec les mesures des vitesses d'onde P. De même, l'augmentation de la conductivité hydraulique des bétons de sol C200 est plus prononcée pendant les 6 premiers cycles H/S "longs". Les cinétiques de diminution de vitesse des ondes P et d'augmentation de conductivité hydraulique en fonction du nombre de cycles apparaissent toutes deux liées au dosage en ciment pour les cycles "longs". Les mesures de conductivité hydraulique confirment ainsi le rôle clé du dosage en ciment sur l'amélioration de la résistance des bétons de sols vis-à-vis des cycles H/S à long terme. Finalement, que ce soit pour les cycles "accélérés" ou "longs", l'évolution de k est assez bien corrélée avec l'endommagement mécanique.

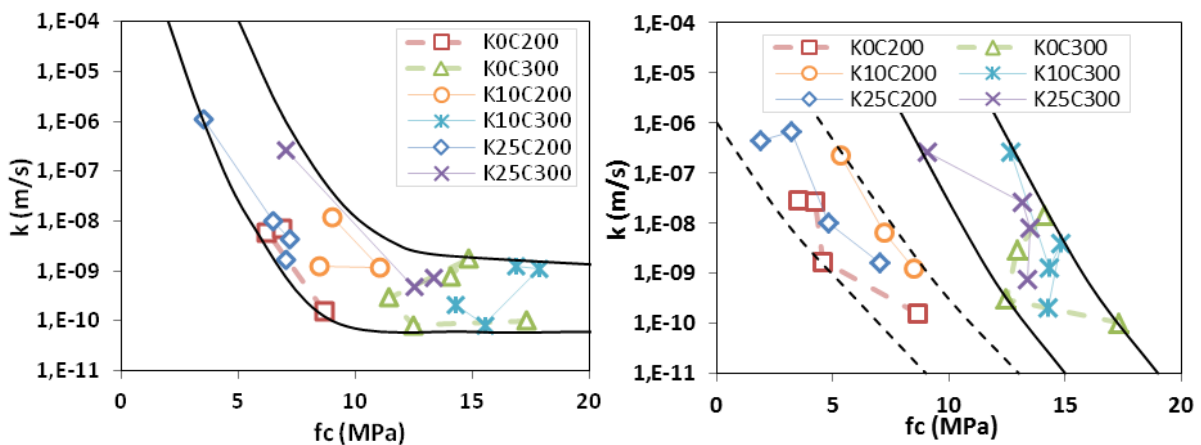


Figure V-19 Evolution de la conductivité hydraulique en fonction de la résistance en compression au fur et à mesure des cycles H/S : a) "accélérés", b) "longs".

Sur la **Figure V-19**, l'augmentation de la conductivité hydraulique des bétons de sol en fonction des cycles H/S est reliée à la chute des résistances mécaniques. Dans le cas des cycles H/S "accélérés", la relation k - f_c forme un seul et même fuseau pour l'ensemble des formulations. Pour ce type de cycles H/S, il est intéressant de souligner que la conductivité hydraulique augmente significativement lorsque la résistance en compression des bétons de sol passe en dessous de 10 MPa. Dans le cas des cycles H/S "longs", la variation de k en fonction de f_c dépend essentiellement du dosage en ciment. On observe en effet deux fuseaux, un pour les dosages en ciment les plus faibles (200 kg/m^3) et un pour les dosages en ciment les plus élevés (300 kg/m^3). De plus, contrairement aux cycles H/S "accélérés", la chute de résistance se traduit par une augmentation quasi exponentielle de la conductivité hydraulique (échelle des ordonnées logarithmique).

La **Figure V-20** met également en évidence l'augmentation de la conductivité hydraulique en fonction de l'endommagement mécanique ($1-E_{dyn}/E_{dyn0}$). Les résultats révèlent une augmentation exponentielle de la conductivité hydraulique en fonction de l'endommagement, excepté pour les plus faibles dosages en ciment (200 kg/m^3) dans le cas des cycles "longs" où l'augmentation de k suit une loi puissance. Dans le cas des cycles "accélérés" la conductivité hydraulique augmente de manière assez similaire quel que soit les paramètres de formulation. En revanche dans le cas des cycles "longs", pour une même valeur de conductivité hydraulique l'endommagement dépend de la résistance initiale du matériau et donc principalement du dosage en ciment.

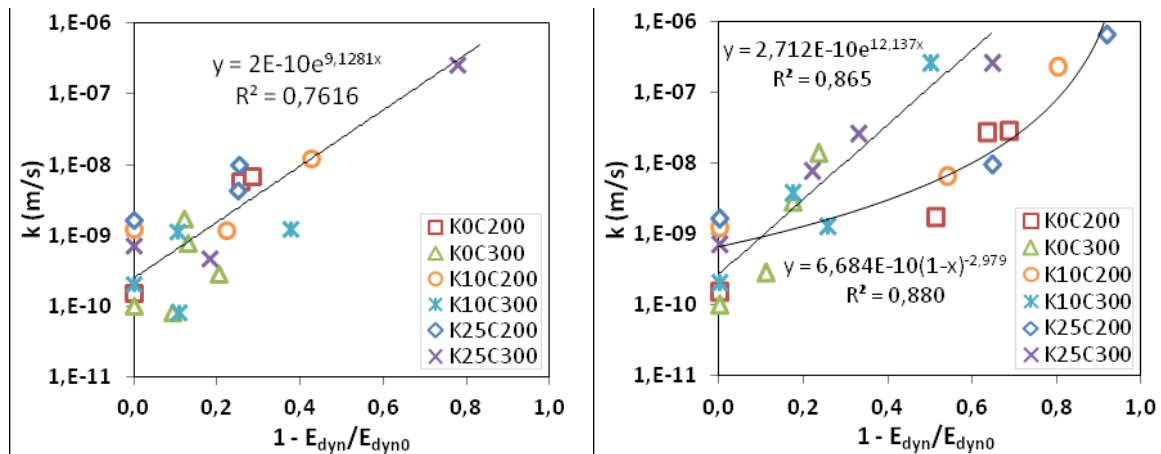


Figure V-20 Relation entre conductivité hydraulique et l'endommagement mécanique : a) cycles "accélérés" et b) "longs".

V.3 Les attaques sulfatiques externes

Les colonnes de bétons de sol sont potentiellement exposées aux sulfates de sodium (Na_2SO_4) lorsque les eaux souterraines sont polluées, ou dans le cas des sols contenant du gypse (CaSO_4). Ces différents types d'attaques sulfatiques entraînent généralement des désordres d'ordre chimique et mécanique (Planel, 2002). Ce travail de recherche tente de faire le lien entre l'influence des sulfates à l'échelle macroscopique (observations visuelles) et microscopique (MEB). L'analyse macroscopique donne des informations fiables, puisqu'elle concerne l'ensemble de l'éprouvette. L'analyse microscopique permet plutôt de conforter ou réfuter les hypothèses de l'analyse macroscopique. Les suivis de masse, de longueur, et de vitesses d'ondes P témoignent de la cinétique de dégradation. L'influence des différentes altérations constatées est également complétée par des essais de résistance en compression simple. Bien souvent, l'effet des attaques chimiques sur les bétons de sol dépend du type de contaminant et de sa concentration (Al-Tabbaa et King 2010). Dans cette étude, l'eau est concentrée à 13 % de sulfates de sodium (25 g/l à 20 °C), la solubilité du Na_2SO_4 étant de 190 g/l à 20 °C (Richards et Yngve 1918). Cette forte concentration en Na_2SO_4 a été choisie de manière à se placer dans un cas de figure suffisamment défavorable.

V.3.1 Observations visuelles

Les résultats montrent que certaines éprouvettes de béton de sol immergées dans l'eau sulfatée présentent des dégradations à l'échelle macroscopique (Figure V-21). Après 12 mois d'immersion dans la solution, une importante desquamation est observée en surface pour les formulations K10C200 et K25C200. Contrairement aux cycles H/S, la desquamation est observée sur quasiment toute la surface des éprouvettes. Ce type d'altération chimique est généralement attribué aux pressions de cristallisation induites par la formation de sels (gypse, ettringite) dans la porosité (Ollivier et Vichot 2008), (Desarnaud, 2010). Ce phénomène est généralement accentué lorsque le matériau est soumis à un séchage.

Les éprouvettes de bétons de sol K25C300 présentent une fissuration verticale, et le long des arêtes supérieures et inférieures des éprouvettes (Figure V-21.a). Pour cette formulation, il est intéressant de noter qu'un défaut initial des éprouvettes, par exemple une fissure avant leur immersion décuple l'effet des sulfates en favorisant leur pénétration (Figure V-21.g). Lorsque les fissures sont suffisamment fines, elles peuvent être à l'inverse ressoudées spontanément grâce à la diffusion de

sulfates et de minéraux à faible gradient (**National Research Council, 2007**). Après 1 an d'immersion, les autres formulations (K10C300, KOC200, KOK300) ne présentent cependant pas de dégradation. Ces bétons de sol possèdent en effet une conductivité hydraulique comprise entre 1.10^{-10} m/s et 2.10^{-10} m/s, ce qui est inférieur à la conductivité hydraulique des formulations présentant des altérations de l'ordre de 1.10^{-9} m/s et 7.10^{-10} m/s. La dégradation des éprouvettes est également liée à leur porosité, puisque les bétons de sol les plus poreux (K25C300, K25C200, et K10C200) sont les plus atteints par les sulfates. Cela rejoint le paramètre de perméabilité.

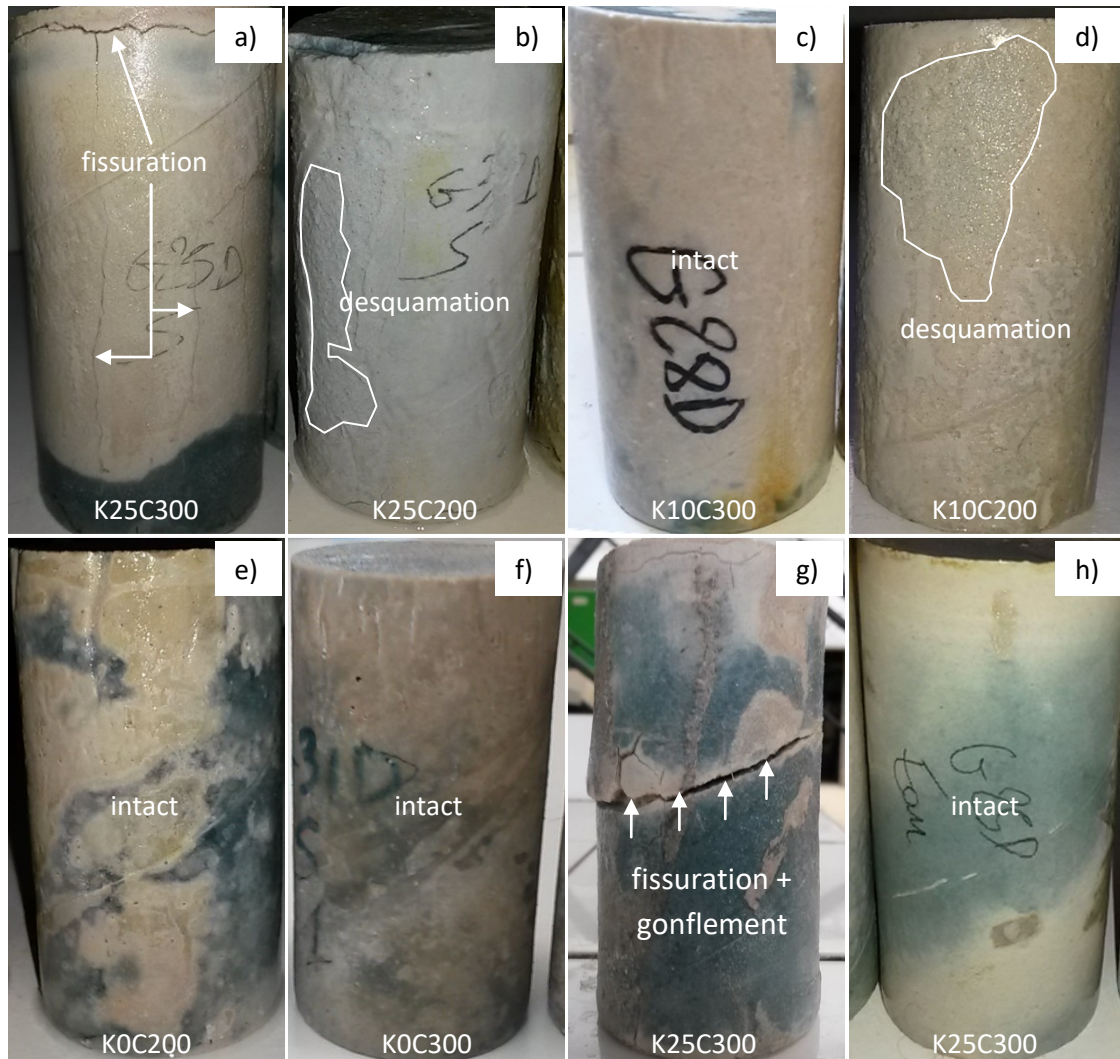


Figure V-21 Etat de surface des éprouvettes de béton de sol ($\varnothing = 50$ mm et $h = 105$ mm) après 12 mois d'immersion dans une eau sulfatée à 25 g/l, excepté pour h) dont la conservation a eu lieu dans une eau sans sulfates.

La conductivité hydraulique joue donc un rôle majeur sur la résistance des éprouvettes de béton de sol face aux sulfates, en régulant la pénétration du Na_2SO_4 au sein du matériau. Ce n'est cependant pas le seul paramètre à prendre en compte, puisque certains auteurs recommandent de considérer également la résistance chimique du liant utilisé (**Khatri et al. 1997**). L'altération du matériau s'accroît en fonction de la durée d'exposition du matériau vis-à-vis des sulfates, avec une fissuration (K25C300) et une desquamation particulièrement avancée (K25C200 et K10C200) après 22 mois d'immersion dans l'eau sulfatée (**Figure V-22**). Pour les formulations K25C200 la perte de matière en surface est notamment particulièrement accentuée (desquamation généralisée).

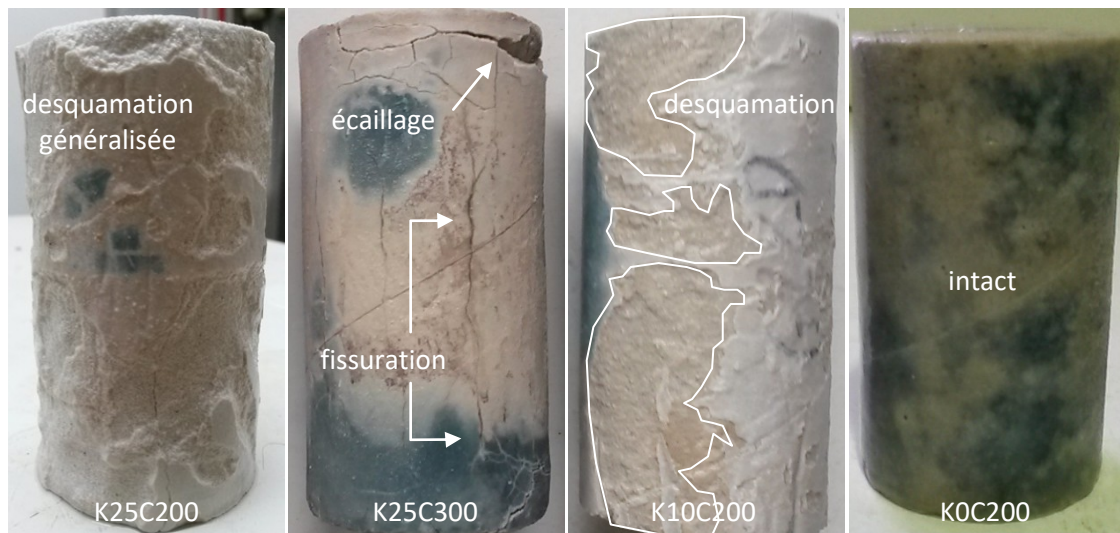


Figure V-22 Etat de surface des éprouvettes de béton de sol ($\varnothing = 50 \text{ mm}$ et $h = 105 \text{ mm}$) après 22 mois d'immersion dans une eau sulfatée à 25 g/l.

L'immersion des éprouvettes cylindriques dans l'eau sulfatée induit une fissuration suivant différents plans (**Figure V-23**). Il se forme notamment des plans de fissuration tronconiques aux extrémités et verticaux le long de l'éprouvette.

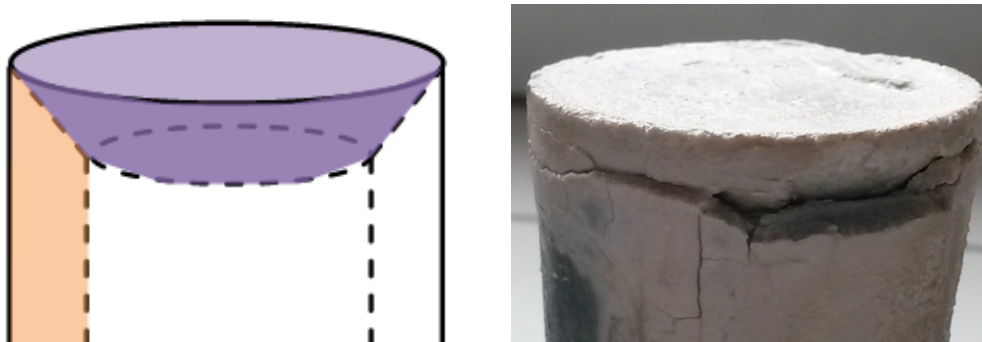


Figure V-23 Plans de fissuration des éprouvettes cylindriques.

Différents clichés réalisés au microscope optique illustrent l'altération en surface des différentes éprouvettes de béton de sol (12 mois). Pour les formulations K25C300, les fissures horizontales sont plus larges que les fissures verticales, car elles sont situées au niveau des arêtes de l'éprouvette qui sont plus fragiles et plus exposées aux pressions de cristallisation (**Figure V-24.a**), même les plus faibles. À proximité de ces arêtes, la pénétration des sulfates a notamment lieu selon les deux faces. Ces images permettent d'illustrer le processus de desquamation des bétons de sol K25C200 et K10C200 (**Figure V-24.b et c**). Les observations au microscope optique montrent comme un effritement en surface des éprouvettes (K25C200). Ce dernier est caractérisé par un détachement de la peau des bétons de sol. À un état intermédiaire, le départ cette "crouste" peut former des auréoles (K10C200). Les bétons de sol sans argile (K0C200 et K0C300) ne semblent pas altérés même après grossissement au microscope optique. Seul un dépôt de sels et des bulles d'air de l'ordre de 0,5 mm de diamètre sont observées (**Figure V-24.e et f**).

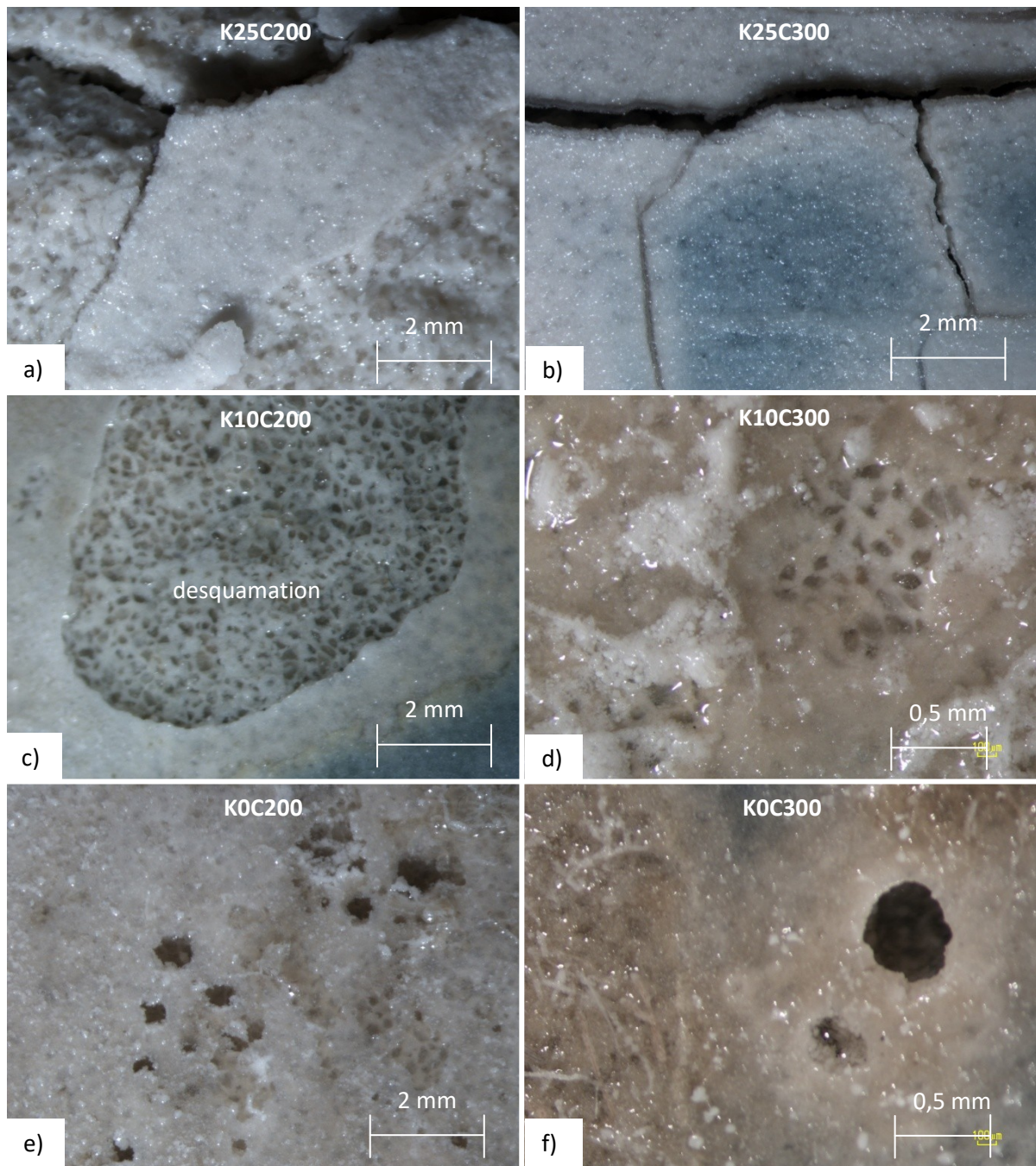


Figure V-24 Images réalisées au microscope optique montrant la surface des éprouvettes de bétons de sol après 12 mois d'immersion dans de l'eau sulfatée.

V.3.2 Analyse par microscopie électronique à balayage

La **Figure V-25** présente des images MEB du matériau prises après 12 mois d'exposition à la solution de sulfate de sodium, à une profondeur de l'ordre du millimètre par rapport à la surface. Les photos montrent qu'une importante quantité d'ettringite est formée dans le cas des formulations K10C200 et K25C200 ce qui concorde avec les constatations faites à l'échelle macroscopique puisque ces bétons de sol semblent aussi les plus dégradés physiquement (desquamation).

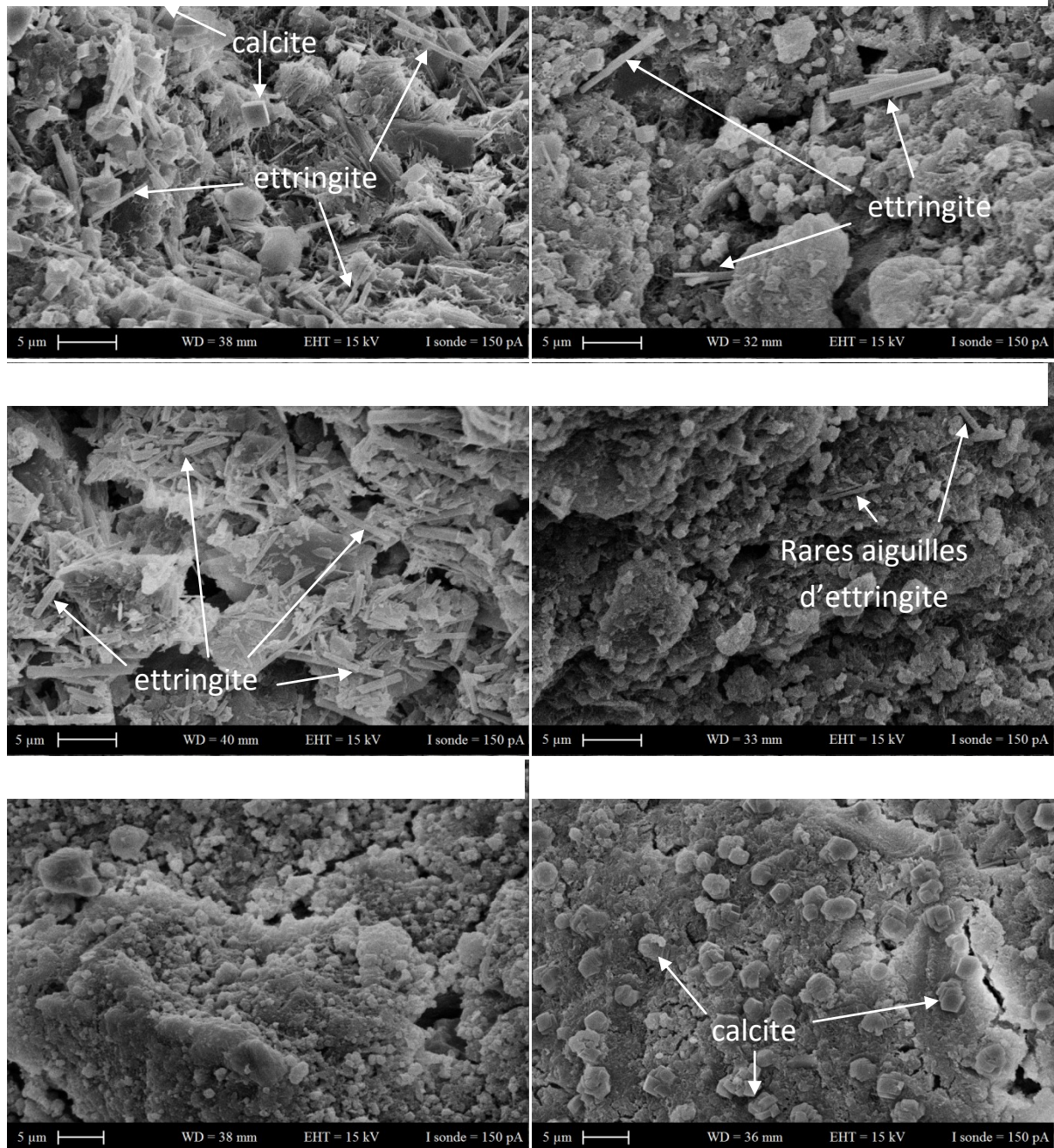
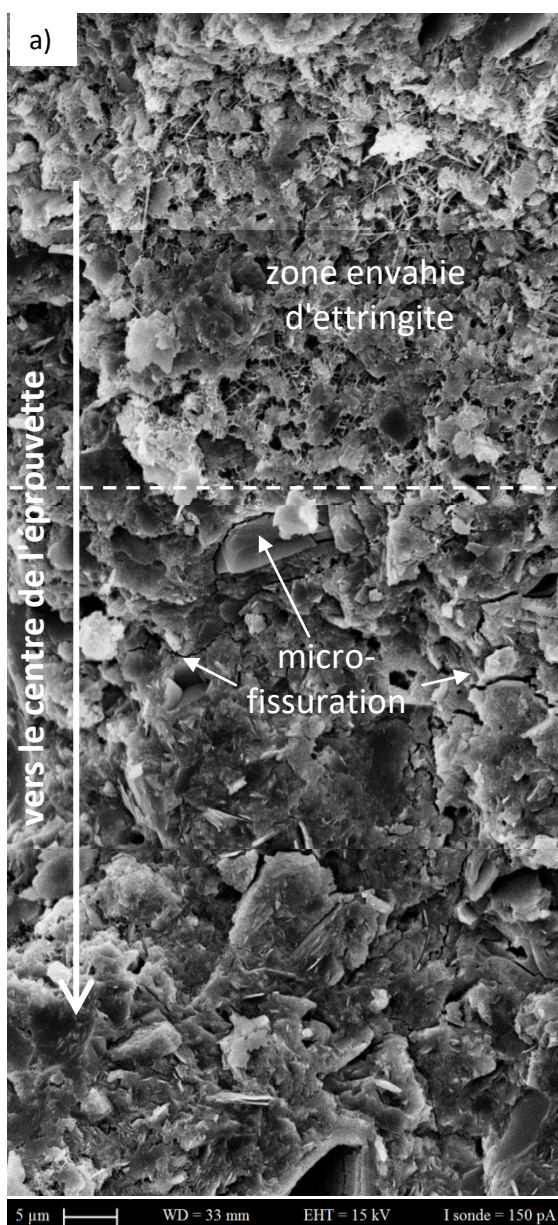


Figure V-25 Micrographies par MEB des différentes formulations après 12 mois d'immersion dans l'eau sulfatée.

Ces résultats pourraient signifier que la kaolinite favorise la formation d'ettringite en libérant de l'alumine réactive en solution (**Puppala et al. 2005**). Les formulations les plus perméables (K25C200 et K10C200) sont également les plus sujettes à la formation d'ettringite. Les transports hydriques et ioniques sont en effet réduits lorsque la perméabilité diminue. C'est sans doute la raison pour laquelle peu d'aiguilles d'ettringite sont détectées pour les formulations K25C300 qui présentent néanmoins en surface de la fissuration. Ce type de produits expansifs n'est pas non plus rencontré pour les autres bétons de sol (K0C200, K0C300, et K10C300) dont la conductivité hydraulique est inférieure à 2.10^{-9} m/s, ce qui est cohérent par rapport aux observations visuelles qui ne montrent pas de dégradation particulière.



La formulation K25C300 a fait l'objet d'autres analyses MEB après 22 mois d'immersion dans la solution de sulfaté pour tenter de mieux cerner le processus de dégradation. Des images ont été prises en allant de la face exposée aux sulfates vers le cœur de l'éprouvette (**Figure V-26.a**). Il se trouve que sur une épaisseur de 60 µm la porosité des formulations K25C300 est envahie par de l'ettringite. Au-delà la formation d'ettringite est presque insignifiante, cependant la pénétration du sulfate est facilitée par la fissuration du matériau qui permet à ces précipités d'atteindre des zones propices à leur développement comme les bulles d'air. La **Figure V-26.d** présente en effet l'image d'une bulle d'air remplie d'ettringite (observée à une profondeur de 5 mm par rapport à la surface). Cet exemple illustre le caractère hétérogène de la dégradation liée à la formation d'ettringite.

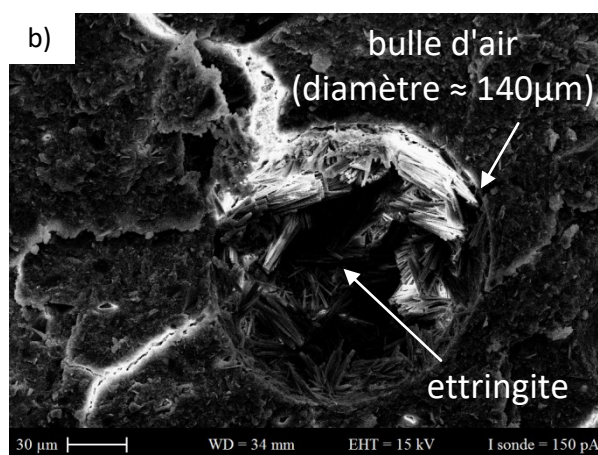


Figure V-26 Micrographies par MEB d'un échantillon K25C300 après 22 mois d'immersion dans l'eau sulfatée : a) progression de l'ettringite du bord de l'éprouvette jusqu'à 120 µm de profondeur, b) diffusion des sulfates à travers les fissures et précipitation de l'ettringite dans une bulle d'air.

Par ailleurs, la couche superficielle dont la porosité est envahie d'ettringite présente des aiguilles plus fines et moins longues que celles qui sont observées pour les éprouvettes affectées par la desquamation (K10C200, et K25C200). Contrairement à ces formulations, le réseau poreux plus fin des mélanges K25C300 évite donc un endommagement surfacique par desquamation en gênant le développement de l'ettringite.

V.3.3 Suivi massique

La **Figure V-27** présente l'évolution de la masse relative des éprouvettes de béton de sol suivant les propriétés chimiques de l'eau de conservation (eau équilibrée à la chaux ou sulfatée). Les résultats montrent que la masse des éprouvettes varie de +2,25 % à -0,73 %. Les échantillons immergés dans la solution de sulfate de sodium présentent un gain de masse assez net alors que les échantillons conservés dans l'eau voient leur masse plus ou moins diminuer selon les formulations (**Figure V-27**).

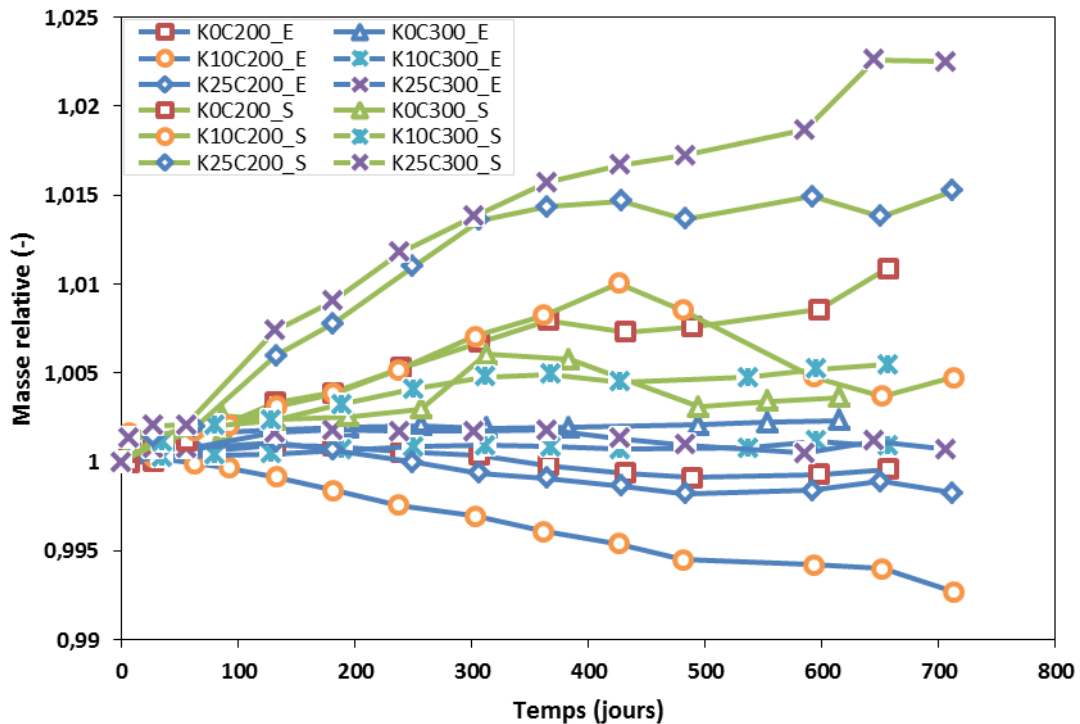


Figure V-27 Evolution de la masse relative des éprouvettes en fonction de la durée d'immersion dans l'eau équilibrée à la chaux (E) et sulfatée (S) après 180 jours de cure.

L'augmentation de la masse des éprouvettes de béton de sol immergées dans l'eau sulfatée est liée à la précipitation de minéraux tels que l'ettringite (masse volumique de $1,7 \text{ g/cm}^3$ environ) et le gypse (masse volumique de $2,3 \text{ g/cm}^3$ environ), qui viennent remplir en partie la structure poreuse initialement remplie d'eau (Massaad et al. 2015). Les pressions de cristallisation engendrées par ces précipités provoquent une fissuration du matériau qui facilite ensuite la pénétration de l'eau chargée en Na_2SO_4 . Les éprouvettes dont le sol contient 25 % d'argile présentent l'augmentation de masse la plus élevée car leur plus grande porosité favorise la précipitation d'ettringite. La perte de masse des bétons de sol K25C200 et K10C200 liée au phénomène de desquamation (non mesuré) est par ailleurs masquée par le gain de masse provoqué par la précipitation du sulfate. Une légère perte de masse de ces éprouvettes conservées dans la solution de sulfate est toutefois visible à partir de 425 jours d'immersion et résulte clairement d'un décrochement de la pâte en surface. La desquamation, mais aussi la lixiviation, entraîne donc une diminution de la masse des éprouvettes. La perte de masse des éprouvettes conservées dans l'eau est attribuée au phénomène de lixiviation qui semble naturellement s'accroître pour les faibles dosages en ciment (comme pour les cycles H/S). En soil-mixing, la mesure de la lixiviation est également impérative lorsque la méthode est utilisée pour le traitement des sols pollués (Li, 2014).

V.3.4 Variations de longueur

La Figure V-28 présente les résultats du suivi de variation de longueur en fonction du temps d'immersion dans l'eau et dans la solution de sulfate de sodium. Les éprouvettes de béton de sol ont 180 jours lorsque l'immersion commence, ce qui permet de s'affranchir de la problématique du retrait endogène. Après 1 an d'immersion, la variation dimensionnelle mesurée est comprise entre +0,11 % et -0,16 %. Selon le guide de recommandations du LCPC, la déformation longitudinale doit en moyenne être inférieure à +0,04 % à l'échéance de 12 mois (LCPC, 2007).

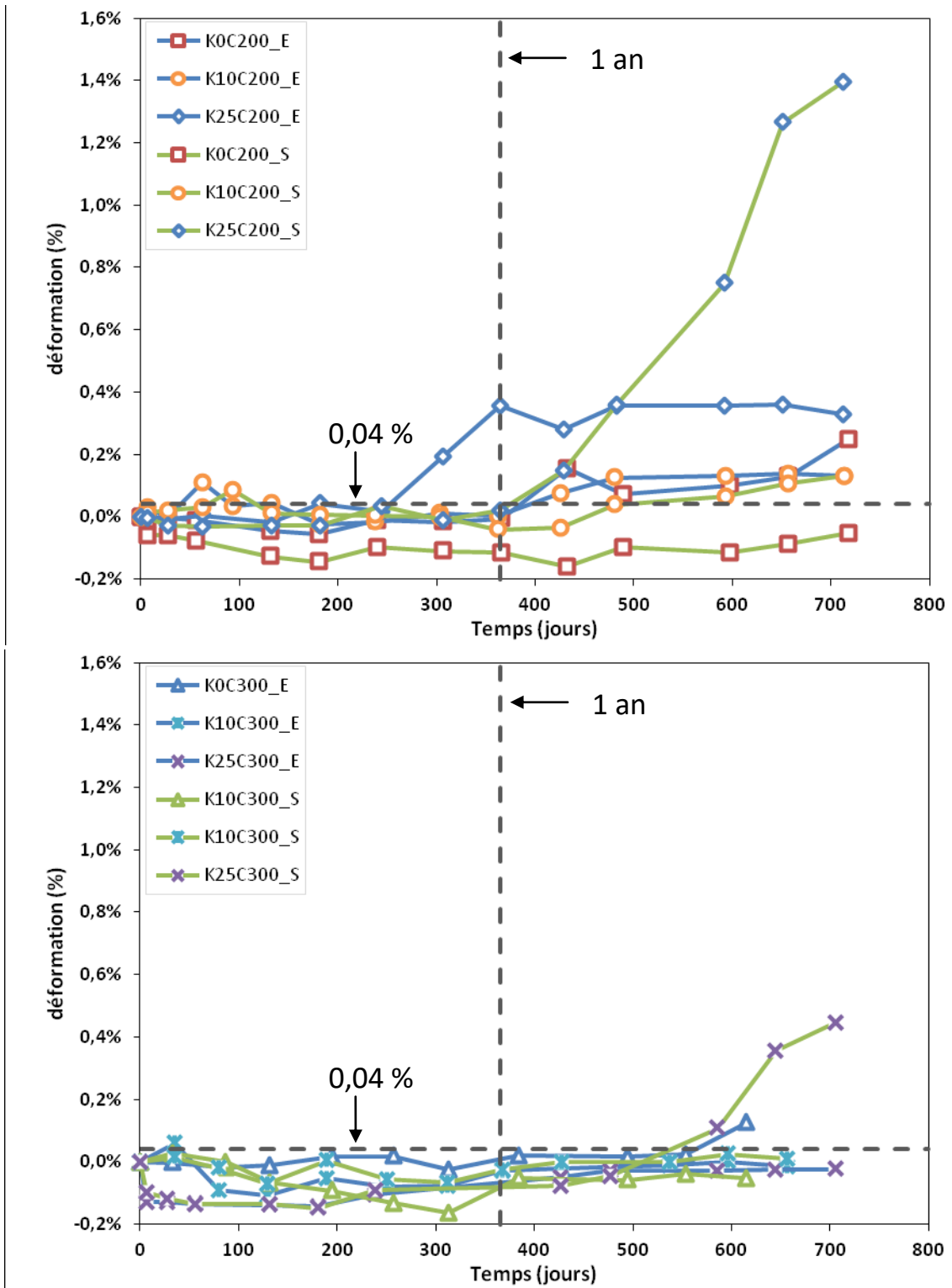


Figure V-28 Evolution de la longueur relative des éprouvettes en fonction de la durée d'immersion dans l'eau équilibré à la chaux (E) et sulfatée (S) : a) 200 kg/m³ et b) 300 kg/m³ de ciment.

L'ensemble des formulations respectent donc cette préconisation, hormis les éprouvettes K25C200 conservées dans l'eau qui présentent un gonflement d'environ +0,34 % qui se stabilise à partir de 1 an d'immersion. Pendant la première année d'immersion, l'écart de variation de longueur entre les échantillons conservés dans l'eau et ceux qui sont conservés dans de l'eau chargée en sulfate de sodium (25 g/l) n'est pas significatif. Guimond-Barrett (2013) arrive aux mêmes résultats dans ses

travaux de thèse, et ne mesure pas de gonflement pour des mélanges de sable, bentonite et ciment immergés dans de l'eau contenant 1 g/l de CaSO_4 (Guimond-Barrett, 2013). La stabilité dimensionnelle des éprouvettes confirme donc ces résultats de la littérature pour une concentration plus élevée en sulfates (25 g/l de Na_2SO_4).

Malgré les altérations observées, les résultats de la présente étude ne montrent pas de variation de longueur après 1 an d'immersion. Cela suggère que l'endommagement est superficiel (quelques millimètres de profondeur) ou différé dans le temps. Selon la première hypothèse, les goudons métalliques fixés aux extrémités étant solidaires de la partie encore saine des éprouvettes, cela expliquerait les faibles variations de longueur mesurées. L'importante porosité des bétons de sol tend également à retarder le gonflement des éprouvettes. En effet, les images MEB soulignent que l'ettringite a suffisamment de place pour se former dans les pores sans provoquer de gonflement. L'action des sulfates étant extrêmement lente, un gonflement est mesuré pour les éprouvettes K25C200 (à partir de 365 jours d'immersion) et K25C300 (à partir de 480 jours d'immersion). Ce phénomène de gonflement induit par les sulfates est dans la littérature généralement attribué à la formation d'ettringite (AFt), mais il est souvent difficile de mettre en évidence son lien avec les dégradations à l'échelle macroscopique (Yu et al. 2013). La kaolinite est une argile riche en aluminium qui peut donc théoriquement, à un pH élevé, contribuer à la formation d'AFt plus que d'autres argiles comme la montmorillonite (Wang 2002). Des mesures de vitesses d'onde P ont été effectuées afin de vérifier que la dégradation des bétons de sol était bien superficielle ou du moins localisée car l'immersion des éprouvettes cylindriques dans l'eau sulfatée induit une fissuration suivant différents plans (Figure V-29). Il se forme notamment des plans de fissuration suivant un tronc de pyramide aux extrémités et verticaux le long de l'éprouvette.

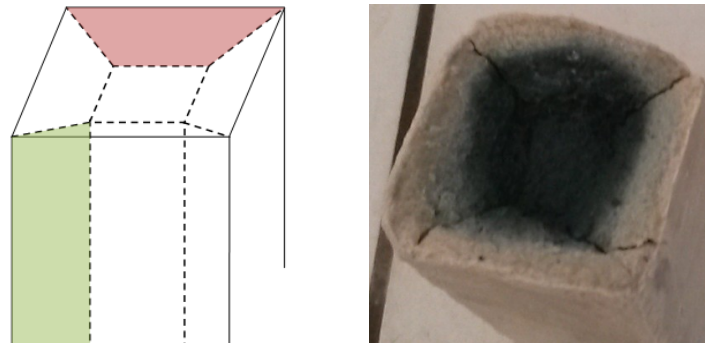


Figure V-29 Plans de fissuration des éprouvettes parallélépipédiques.

V.3.5 Mesures de vitesses d'ondes P

La Figure V-30 présente les résultats du suivi des vitesses d'ondes P en fonction du temps d'immersion dans l'eau et dans la solution de sulfate de sodium. Au temps $t = 0$, les éprouvettes ont déjà 180 jours de cure. Les résultats montrent une légère augmentation des vitesses d'ondes P en fonction du temps, que les éprouvettes soient immergées dans l'eau courante ou dans l'eau sulfatée. Dans la littérature, Verástegui-Flores (2014) a étudié le comportement de bétons de sol constitués de kaolinite et de CEM III/B (teneur massique 10 %) vis-à-vis des attaques sulfatiques externes (25 g/l). Cet auteur effectue ses essais après une immersion des éprouvettes dans de l'eau déionisée pendant 90 jours, et décèle une chute considérable de module de cisaillement après seulement 10 jours d'exposition aux Na_2SO_4 (Verástegui-Flores, 2014). Le module de cisaillement étant défini comme le produit entre la masse volumique et la vitesse de propagation des ondes S au carré, ce résultat est probablement lié à l'absence de sable dans le mélange.

Dans le présent travail de recherche, les mesures non-destructives ne détectent pas d'endommagement puisqu'aucune chute de vitesses d'ondes P n'est observée lorsque le matériau est exposé à l'eau agressive. Malgré des dosages E/C très élevés et une forte perméabilité des bétons étudiés, l'endommagement des échantillons reste donc superficiel et localisé. L'utilisation de ciment CEM III/C contenant 85 % de laitier qui limite la quantité de C3A est à l'origine de la bonne tenue aux sulfates. Cette bonne tenue est toutefois remise en cause à long terme dans le cas des sols contenant 25 % de kaolinite (**Figure V-22 et 23**).

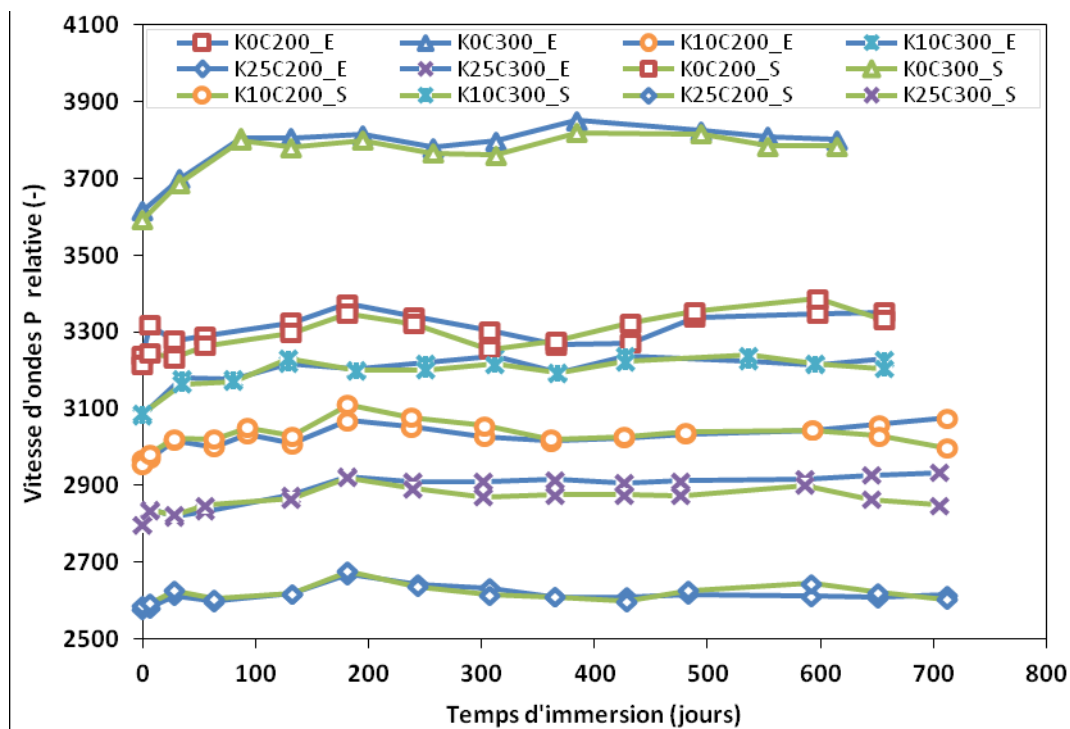


Figure V-30 Evolution de la vitesse des ondes P des éprouvettes en fonction de la durée d'immersion dans l'eau équilibré à la chaux (E) et sulfatée (S).

V.3.6 Influence du NaSO₄ sur la résistance en compression

La résistance en compression des bétons de sol conservés dans l'eau sulfatée est exprimée en fonction de celle obtenue après un même temps de maturation pour les éprouvettes conservées dans l'eau saturée en chaux (**Figure V-31**). Les résistances en compression sont déterminées après 6, 12 et 22 mois d'immersion, sachant que les essais d'immersion sous eau sulfatée démarrent après 180 jours de cure endogène. Les résultats montrent que la résistance en compression des bétons de sol est faiblement impactée par les attaques sulfatiques externes, excepté pour les formulations dont le sol contient 25 % d'argile pour lesquelles une diminution de 20 à 30 % est constatée après 22 mois d'immersion d'exposition. Selon certains auteurs, la zone d'interface entre les grains de sable et la phase liante est une zone privilégiée de dégradation pour les sulfates et la formation d'ettringite (**Yang et al. 1996**). Cela pourrait expliquer en partie les chutes de résistances mécaniques mesurées, tout comme la diminution de section des éprouvettes (desquamation) et leur fissuration qui précipite la rupture des éprouvettes.

Selon Denies et al. (2015), suite à l'opération de malaxage par soil-mixing, les contaminants du sol et des eaux souterraines sont intégrés dans la matrice des bétons de sol ce qui peut accentuer leur impact négatif sur les propriétés du matériau (**Denies et al. 2015**). Des études complémentaires

paraissent ainsi nécessaires dans ce cas de figure qui est *a priori* plus défavorable puisque l'attaque des sulfates est à la fois interne et externe. La microscopie électronique à balayage ne permet pas d'avoir d'informations quantitatives sur l'évolution de la taille des pores lorsque le matériau est exposé aux sulfates. Cependant, Guimond-Barrett (2013) a montré que la présence de NaCl ou de NaSO₄ dans le sol pouvait augmenter *in fine* la taille des pores du matériau, notamment de ceux compris entre 0,2 et 5 µm (Guimond-Barrett, 2013).

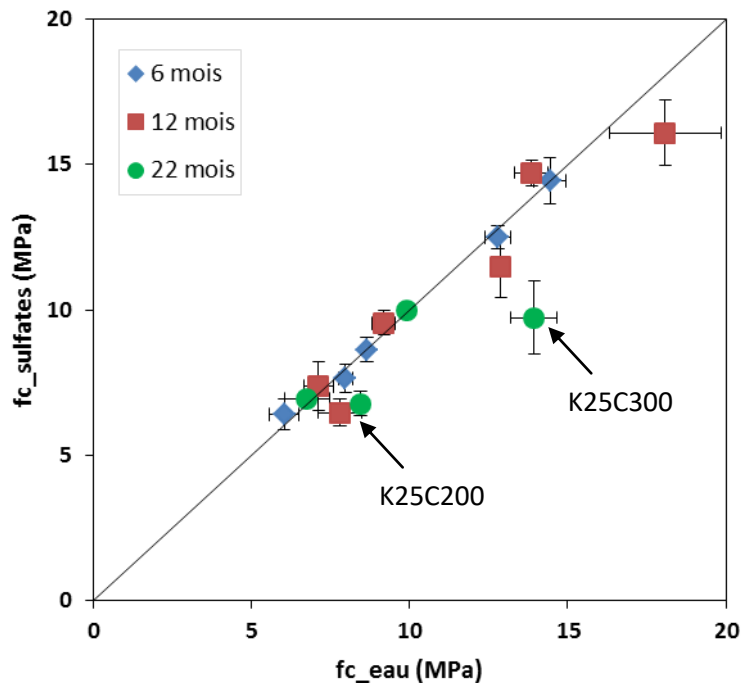


Figure V-31 Influence des attaques sulfatiques externes sur la résistance en compression : résistance en compression après conservation sous eau versus résistance en compression après conservation sous eau sulfatée.

V.4 Conclusion

En conditions d'exploitation, les bétons de sol sont potentiellement exposés à de nombreux mécanismes de dégradation tels que les attaques chimiques, les réactions alcali silices, et les sollicitations cycliques d'humidification/séchage (H/S) et de gel/dégel. Dans ce travail de recherche, la durabilité des bétons de sol est évaluée par l'intermédiaire de 24 cycles H/S d'une durée de 72 jours pour les cycles "accélérés" et de 384 jours pour les cycles "longs". De longs mois d'immersion dans une solution de sulfate ont également permis de vérifier la résistance chimique du CEM III/C pour les dosages E/C inhabituellement élevés rencontrés en Deep Soil Mixing. Les résultats montrent finalement que les cycles H/S sont plus préjudiciables que les attaques sulfatiques externes, car l'endommagement affecte un volume plus important de l'éprouvette.

Les périodes de séchage à répétition provoquent une importante fissuration du matériau en présence d'argile qui entraîne une diminution des propriétés mécaniques et une augmentation de la conductivité hydraulique. La perte de masse des éprouvettes s'intensifie au fur et à mesure des cycles H/S à cause de la progression de la fissuration qui favorise le séchage. La plupart de ces fissures sont très fines puisqu'elles sont impossible à observer à l'œil nu. L'augmentation du dosage en ciment subdivise par ailleurs le maillage du réseau de fissuration et semble limiter l'ouverture des

fissures. Cependant, au terme des 24 cycles H/S "longs" les éprouvettes K25C300 sont particulièrement endommagées. La chute des vitesses d'ondes P est aussi plus importante pour les formulations avec kaolinite dans le cas des cycles H/S "accélérés", contrairement aux cycles H/S "longs" pour lesquels c'est plutôt pour les faibles dosages en ciment. Le séchage est en effet plus homogène dans le cas des cycles H/S "longs", et donc la variation de V_p dépend surtout de la résistance en traction du matériau. Dans le cas des cycles "accélérés", l'inhomogénéité du séchage fait que l'endommagement dépend plutôt de la perméabilité. Les résultats montrent également qu'un dosage en ciment supérieur à 300 kg/m^3 et une quantité d'argile dans le sol inférieure ou égale à 10 %, permettent de conserver suite aux cycles H/S environ 80 % des propriétés mécaniques. Le module d'élasticité est en revanche très affecté par les cycles H/S quels que soient les paramètres de formulations, et la valeur d'Estat chute notamment de 40 à 90 % après 6 cycles H/S "longs". Cette chute est toutefois amplifiée par rapport à la méthode de détermination dynamique du module, les jauges de déformation étant collées sur la partie la plus altérée, à savoir la surface des éprouvettes. La chute des propriétés mécaniques est finalement associée à la microfissuration du matériau en présence d'argile et mais aussi à une décohésion entre les grains de sable et la matrice cimentaire pour les mélanges sable-ciment. L'endommagement est d'après les résultats obtenus vraiment bien corrélé avec la conductivité hydraulique. La comparaison entre les cycles "accélérés" et les cycles "longs" montre en définitive que les transferts de fluide diffèrent selon le type de séchage et soulignent l'importance de maîtriser à la fois la température, l'hygrométrie et la durée de séchage. Ces paramètres peuvent notamment amener à des conclusions différentes, et modifier l'importance des paramètres de formulation (teneur en argile du sol, dosage en ciment).

L'immersion dans une eau chargée en sulfates entraîne une dégradation à la fois plus superficielle et plus localisée des éprouvettes en béton de sol. Lorsque les éprouvettes sont exposées à une eau chargée en sulfates, leur masse augmente en raison de la formation d'ettringite. Ces précipités induisent des désordres en surface qui semblent dépendre essentiellement de la conductivité hydraulique initiale du matériau. Aucune altération n'est observée lorsque la conductivité hydraulique est inférieure à 2.10^{-10} m/s . En revanche, pour les formulations dont le sol contient une forte teneur en argile (K25C200 et K25C300) ou les formulations dont le sol contient une quantité d'argile modérée, mais avec un faible dosage en ciment (K10C200), de la desquamation et de la fissuration apparaissent (12 mois). Ces désordres s'accroissent en fonction de la durée d'immersion (22 mois). Les faibles variations de longueur et de vitesses d'ondes P prouvent que ces dégradations ne sont pas généralisées au sein de la matrice des bétons de sol. Le processus de dégradation est donc suffisamment lent pour confirmer la résistance du CEM III/C face aux attaques sulfatiques externes. Un phénomène de gonflement est toutefois observé au-delà d'une année d'immersion pour les bétons de sol contenant le plus d'argile (K25C200 et K25C300). Pour ces formulations, une diminution de respectivement 20 à 30 % est, d'ailleurs, constatée après 22 mois d'immersion. Cette chute de résistance mécanique s'explique selon les formulations par une réduction de section des éprouvettes (desquamation) et par la fissuration du matériau qui précipite la rupture lors de l'essai de compression uni-axial. Les sulfates engendrent en effet la formation de plans de fissuration verticaux le long des éprouvettes, et tronc conique ou en forme de tronc de pyramide suivant la géométrie de l'éprouvette à chacune de leurs extrémités. Des investigations à plus long terme, voire en couplant les cycles H/S aux attaques chimiques, sont vraisemblablement nécessaires étant donné qu'une fissuration préexistante du matériau décuple l'effet des sulfates.

D'après les essais de cycles H/S et d'attaques chimiques effectués au laboratoire, on peut déduire qu'en dessous de 10 % d'argile dans le sol et avec au moins 300 kg/m³ de ciment, une durabilité acceptable est obtenue. Ces seuils correspondent à une porosité et une conductivité hydraulique respectivement inférieures à 40 % et 10⁻⁹ m/s. Au vu du caractère non homogène de la dégradation du matériau engendrée par les cycles H/S et les sulfates, de la surface exposée vers le cœur du béton, il serait intéressant d'étudier plus amplement la cinétique de progression de l'endommagement. Par exemple, en mesurant l'épaisseur endommagée sur des éprouvettes de la dimension d'une colonne sol-ciment pour les cycles H/S.

VI. COMPORTEMENT A HAUTE TEMPERATURE

Ce chapitre présente le résultat d'investigations menées sur le comportement à haute température des bétons de sol. Ce cas de sollicitation accidentelle peut à titre d'exemple, être rencontré lorsque les bétons de sol sont utilisés pour la réalisation de mur de soutènement en parking souterrain. Le travail de recherche présente tout d'abord le résultat de l'identification par analyse TG et TD, des phénomènes physicochimiques apparaissant pendant le chauffage. La réponse thermique du matériau est également déterminée pour un cycle de chauffage/refroidissement avec un palier de température de 2 heures à 600 °C. Le suivi de l'évolution des propriétés physiques en fonction de la température a permis de mesurer l'influence du chauffage sur la microstructure du matériau. L'évolution de la perte de masse, de la porosité accessible à l'eau, et de la conductivité hydraulique à l'eau sont notamment suivies en fonction de la température pour trois paliers de chauffages différents (300, 450 et 600°C). Ces résultats sont ensuite reliés à des observations réalisées au microscope électronique à balayage. Les propriétés mécaniques résiduelles du matériau sont enfin déterminées à ces mêmes températures (résistance en compression, module d'élasticité statique et dynamique). Des mesures de vitesses d'ondes P ont notamment été réalisées avant les essais destructifs pour calculer les modules d'élasticité dynamiques et les comparer aux modules d'élasticité statiques.

VI.1 Analyses thermogravimétriques et thermodifférentielles

Les analyses thermogravimétriques (ATG) et thermodifférentielles (ATD) permettent d'identifier les différents départs et transformations physicochimiques se produisant au cours du chauffage du matériau. Les essais ont lieu sur des échantillons secs, ainsi l'évaporation de l'eau libre n'est pas prise en compte. La **Figure VI-1.a** présente les courbes d'ATG pour les différentes formulations, pour le sable, et pour la kaolinite. La perte de masse du sable de Fontainebleau est quasiment nulle, en revanche la kaolinite Speswhite™ présente une importante perte de masse entre 500 et 650 degrés. C'est effectivement dans cette gamme de températures qu'a lieu la déshydroxylation de la kaolinite, suivant l'équation 61 (Ilić et al. 2010) :



Cette réaction endothermique induit une modification structurelle qui correspond au départ de l'eau structurale de l' $\text{Al}(\text{OH})_3$ et rend la kaolinite réactive vis-à-vis de la chaux. Dans les mêmes gammes de température la présence de kaolinite (brute) dans les bétons de sol se traduit donc par une légère perte de masse supplémentaire autour de 550 °C (**Figure VI-1.a**). La perte de masse par ATG est aussi au terme du chauffage (1000 °C), accentuée par la quantité d'argile et de ciment des mélanges (pâte).

La comparaison des deux bétons sans kaolinite montre logiquement une plus forte perte de masse pour le béton de sol KOC300 par rapport au béton de sol KOC200, liée à la plus forte quantité d'hydrates présents dans le premier. Pour un même dosage massique en ciment par m^3 de béton de sol, la perte de masse relative (%) augmente avec la teneur en argile du sol. Ceci s'explique d'une part par la deshydroxylation de la kaolinite à 550 °C et d'autre part par la plus faible proportion volumique de sol dans un m^3 de béton liée à l'augmentation du volume d'eau nécessaire pour atteindre l'ouvrabilité requise. Autrement dit, la fraction volumique de pâte et donc d'hydrates plus élevée explique la plus forte perte de masse relative dès 300 °C.

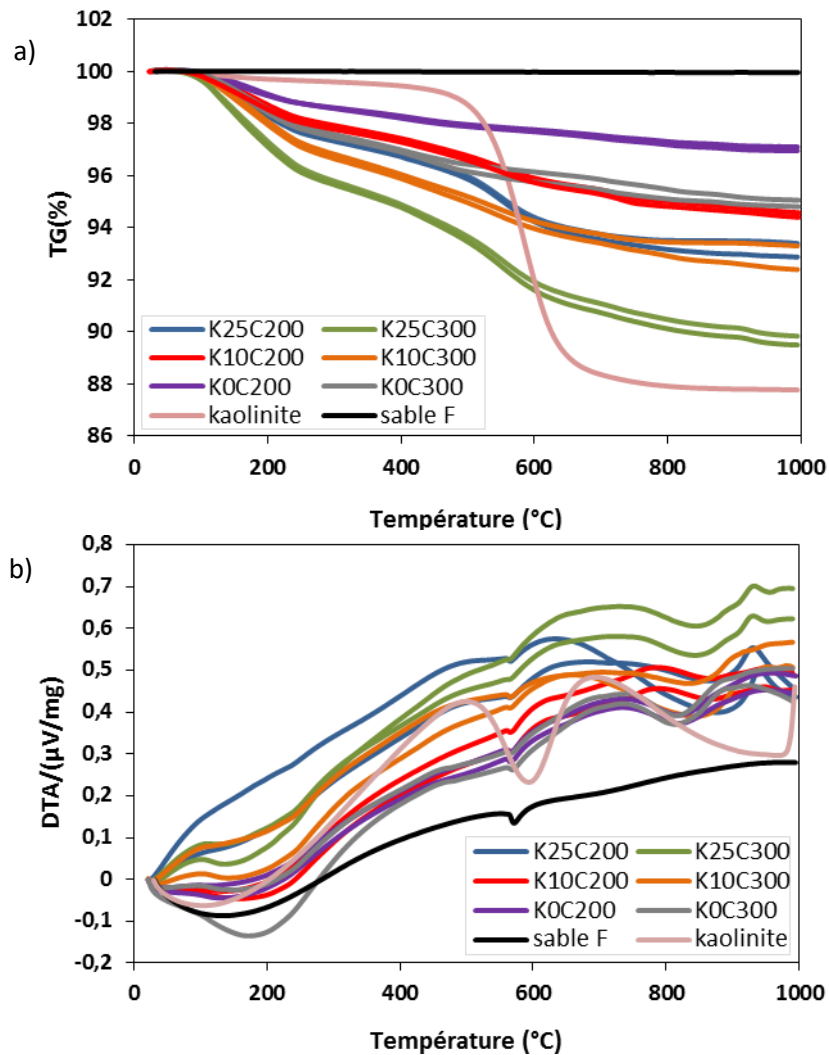


Figure VI-1 Analyses chimiques : a) thermogravimétrie (TG) et b) thermique différentielle (TD), après 1 an de cure endogène.

La **Figure VI-1.b** présente les courbes d'ATD pour les différentes formulations, pour le sable et pour la kaolinite. Ces résultats permettent d'identifier les phénomènes physico-chimiques mis en jeu lors du chauffage à haute température des bétons de sol. Entre 130 et 170 °C, la décomposition du gypse est endothermique (**Chen 2009**), et entre 180 et 300 °C a lieu une première phase de déshydratation des C-S-H et le départ de l'eau chimiquement liée qui conduit à une perte de masse (**Figure VI-1.a**). Un faible pic endothermique est observé à environ 575 °C pour l'ensemble des formulations, et correspond à la transformation du quartz α en quartz β (sable de Fontainebleau). Ce changement de phase est suivi d'un changement de volume de 1 à 5,7 % (**Nguyen 2013**) qui peut potentiellement engendrer une augmentation des contraintes différentielles à l'interface pâte-granulat. Un autre pic endothermique beaucoup plus important est observé entre 850 et 920 °C. Ce pic correspond à la décomposition du carbonate de calcium (calcite). Le CaCO_3 se décompose effectivement en CaO et libère du gaz carbonique autour de 800 °C.

VI.2 Réponse thermique du matériau

Le chauffage des bétons entraîne le départ de l'eau libre, une déshydratation de la pâte, mais aussi des transformations cristallines et une décarbonatation des granulats (Noumowé, 1995). La Figure VI-2 présente l'évolution de l'écart de température entre la surface et le cœur des éprouvettes ($\Delta T_{\text{surface-cœur}}$) pendant un cycle de chauffage/refroidissement. Dans cette partie, les éprouvettes de béton de sol de diamètre 15 cm et de hauteur 20 cm sont chauffées jusqu'à 600 °C. Pour les formulations testées, les résultats révèlent la présence d'un pic de différence de températures dont l'amplitude et l'occurrence varient selon les formulations.

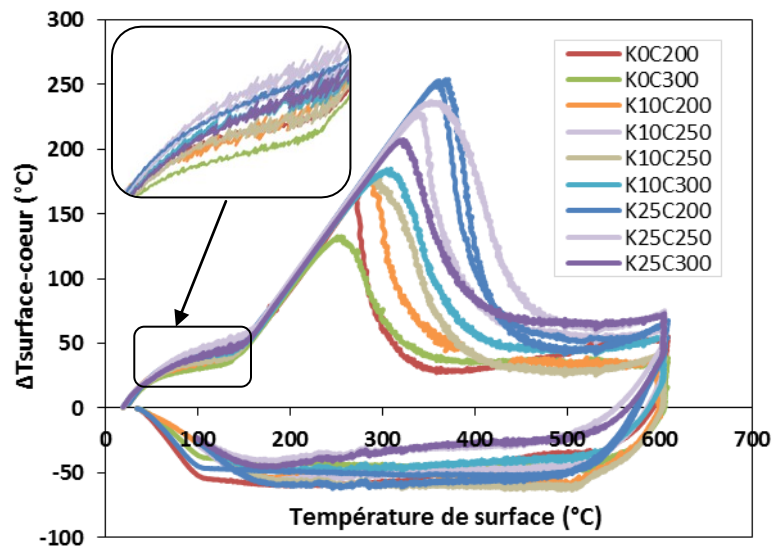


Figure VI-2 Réponse thermique des éprouvettes de bétons de sol.

La dérivée par rapport au temps de la perte de masse des éprouvettes ayant une évolution similaire à celle du gradient thermique, l'évolution de ΔT au cours du chauffage, reflète les transferts massiques d'eau liquide et de vapeur (Noumowé et al. 2003). L'augmentation de $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ est ralentie entre 50 et 150 °C, ce qui traduit une plus grande conductivité du matériau. Un zoom de la partie des courbes dont la température de surface est inférieure à 150 °C est proposé sur la Figure VI-2. L'objectif est de montrer que les plus grands écarts de ΔT correspondent aux bétons les plus poreux et donc à plus faible conductivité thermique.

Ces différences de températures entre le cœur et la surface témoignent d'un gradient thermique et hydrique au sein de l'éprouvette à l'origine d'augmentations de contraintes au cours du chauffage liées aux déformations empêchées et à la migration de fluides vapeur ou liquide. Ces plus fortes contraintes peuvent donc générer un endommagement plus important du béton lors du chauffage. À l'inverse, la forte consommation de chaleur sous forme latente liée à l'importante quantité d'eau libre augmente l'inertie du matériau et la chaleur se diffuse moins rapidement que pour un béton ordinaire, améliorant l'aspect « protection thermique » du matériau.

Le pic de $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ apparaît pour une température de surface comprise entre 323 et 372 °C pour les formulations K25, entre 293 et 309 °C pour les formulations K10, et dès 251 à 274 °C pour les formulations K0. Ce pic endothermique provient de la consommation de la chaleur latente résultant de la déshydratation des C-S-H et de l'évaporation de l'eau (Yermak 2015). La température au cœur des éprouvettes de bétons de sol est comprise entre 110 et 125 °C lorsque $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$

est maximal (**Tableau VI-1**). Les résultats montrent finalement que la consommation de chaleur sous forme latente due à l'évaporation de l'eau est majoritaire et on peut supposer que l'eau libre est en grande partie éliminée une fois que le pic est atteint. Pour une même vitesse de chauffe et distance de mesure, la température de surface atteinte quand on est au pic est du même ordre de grandeur que celle des bétons ordinaires. Cependant, cette dernière varie davantage selon la formulation. Les pics de $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ des bétons de sol sont relativement élevés par rapport à ceux des bétons ordinaires dont $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ est de l'ordre de 80 à 100 °C. Ceci s'explique par la teneur en eau beaucoup plus importante des bétons de sol.

Formulations	$\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ [° C]	T_{surface} [° C]	$T_{\text{cœur}}$ [° C]
K25C200	253,6	371,7	118,1
K25C200	250,9	363,3	112,4
K25C250	236,8	352,7	115,9
K25C250	227,6	340,9	113,3
K25C300	207,3	322,7	115,4
K10C300	184,6	309,2	124,6
K10C250	178,3	293,5	115,2
K10C200	178,6	293	114,4
K0C200	163,6	274	110,4
K0C300	132,4	251,4	119

Tableau VI-1 Relevés de températures à cœur et en surface des éprouvettes (1^{er} pic endothermique).

Les bétons de sol K25 sont plus poreux et contiennent donc initialement plus d'eau que les bétons de sol K0, ce qui explique la différence d'intensité du premier pic endothermique et le décalage de la température de surface où il est atteint d'une formulation à l'autre. Pour une teneur en kaolinite donnée, les formulations C300 ont toutes un pic de plus faible amplitude que les formulations C200. Cela confirme l'influence prépondérante de la quantité d'eau libre par rapport à la quantité d'hydrates sur l'amplitude du pic endothermique. On remarque toutefois une descente plus rapide de l'écart de température après le pic pour les formulations C200. En effet, la chaleur consommée par la déshydratation des CSH qui se poursuit après le départ de l'eau libre est plus élevée pour les formulations C300 et conduit donc à une diminution plus progressive de l'écart de température.

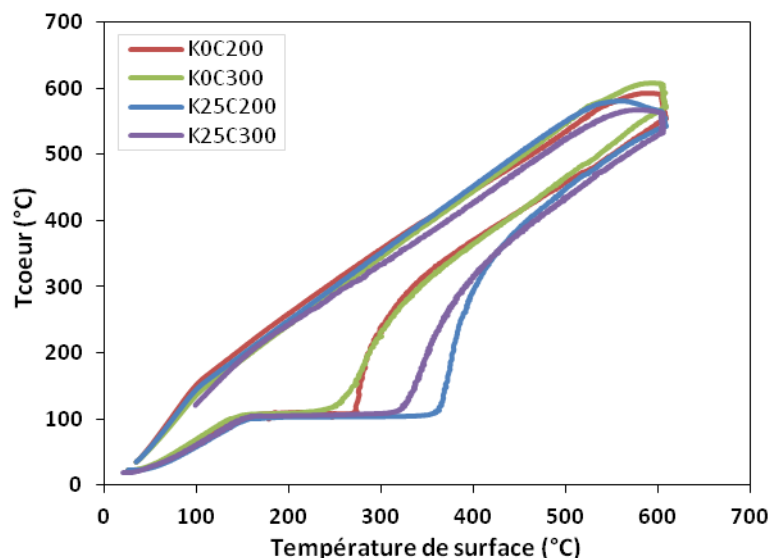


Figure VI-3 Réponse thermique des éprouvettes de bétons de sol.

Cela est encore plus évident lorsque l'on trace l'évolution de la température au cœur des éprouvettes en fonction de leur température de surface (**Figure VI-3**).

Légèrement avant 600 °C, une nouvelle augmentation de différence de température semble s'initier. En absence de Portlandite (CEM III/C), cette dernière est liée à la transformation allotropique du quartz α en quartz β qui a généralement lieu autour de 570 °C (**Laneyrie, 2014**) et surtout à la déshydroxylation de la kaolinite d'après les courbes TD. Sur la **Figure VI-2**, il semble toutefois difficile de relier cette augmentation aux paramètres de formulation. La valeur de $\Delta T_{\text{surface-coeur}}$ chute rapidement au début de la phase de refroidissement, puis elle devient négative et relativement constante pour une température de surface comprise entre 100 et 500 °C tant que le four arrive à réguler la température. À ce stade du chauffage, le palier souligne la faible inertie des bétons de sol (à l'état sec).

VI.3 Evolution des propriétés physiques en fonction de la température

VI.3.1 Pertes de masse et masses volumiques apparente sèche

La **Figure VI-4** présente l'évolution de la perte de masse en fonction de la température pour les six formulations de béton de sol testées. Les résultats montrent que la perte de masse augmente en fonction de la teneur en argile et donc de la porosité des bétons de sol. La perte de masse mesurée entre l'état endogène (20 °C) et après le chauffage (300 °C) pour l'ensemble des formulations résulte du départ de l'eau libre, de l'eau adsorbée et de l'eau liée. Une forte perte de masse est généralement observée entre 150 et 300 °C pour les bétons ordinaires et hautes performances, et attribuée au départ de l'eau initialement contenue dans les C-S-H (**Noumowé, 1995**).

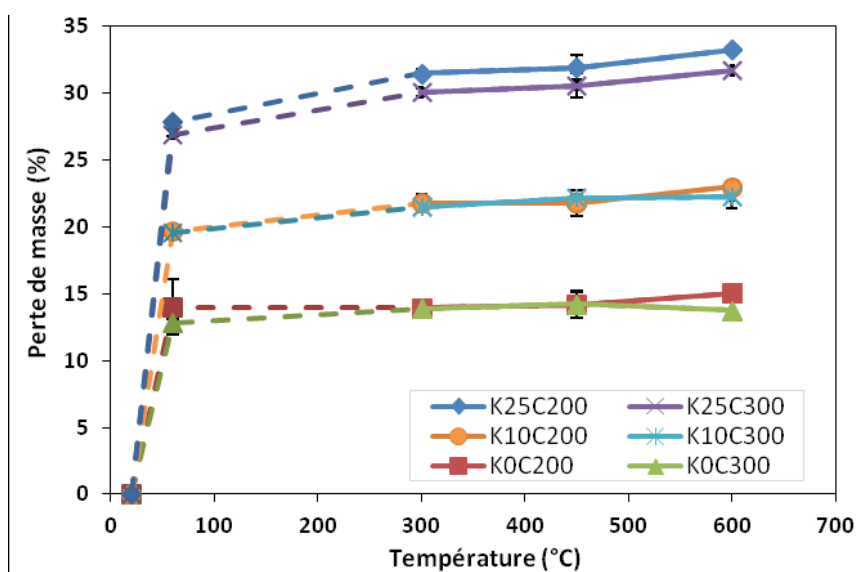


Figure VI-4 Evolution de la perte de masse des éprouvettes en fonction de la température.

Pour les bétons de sol en revanche, la perte de masse est vraiment importante dès un séchage à 60 °C (**Figure VI-4**), à cause de la grande quantité d'eau libre initiale liée aux conditions de conservation endogène (**Tableau VI-2**). En témoigne également la faible variation de masse volumique sèche entre 60 et 300 °C (**Figure VI-5**). Il est cependant important de préciser que les points à 60 °C ont été déterminés pour des conditions de chauffe différentes.

Formulations	K25C200	K25C300	K10C200	K10C300	K0C200	K0C300
Eau de gâchage [%]	46,96	46,90	30,74	30,69	20,30	20,28
Perte de masse 600 °C [%]	33,25	31,72	23,00	22,31	15,03	13,76

Tableau VI-2 Comparaison entre la teneur en eau massique de gâchage a) et la perte de masse des éprouvettes après un chauffage à 600 °C b).

À cette température, la perte de masse correspond à l'eau perdue lors d'un séchage en étuve à 60 °C jusqu'à masse constante (15 jours environ). Les courbes de la **Figure VI-4** sont donc tracées en pointillé entre 20 et 300 °C.

Entre 60 et 600 °C, la perte de masse augmente légèrement avec la proportion d'argile des bétons de sol (**Figure VI-4**). La perte est de 0,02, 0,05 et 0,09 ‰/°C pour les formulations K0, K10 et K25 respectivement. Il est toutefois possible de distinguer trois phases. La perte de masse augmente effectivement entre 60 et 300 °C, avant d'arriver à un palier entre 300 et 450 °C auquel cette augmentation est ralentie, puis une nouvelle fois la perte de masse s'accroît entre 450 et 600 °C. Ces tendances sont en adéquation avec les résultats obtenus par ATG sur les poudres sèches, puisque ces analyses montrent que la perte de masse entre 300 et 450 °C est clairement plus modérée. Les résultats montrent que la perte de masse des éprouvettes dépend essentiellement de la porosité accessible du matériau. La perte de masse est en effet surtout liée au départ de l'eau libre, autrement dit plus le matériau est poreux, plus la perte de masse sera importante puisque à l'état endogène les pores sont quasiment saturés en eau. Le **Tableau VI-2** montre d'ailleurs que la perte de masse est proportionnelle à l'eau de gâchage (w). L'écart entre l'eau de gâchage et la perte de masse à 600 °C est de l'ordre de 30 %. Cela s'explique principalement par la perte en eau des éprouvettes pendant la confection des éprouvettes, c'est-à-dire entre l'étape de moulage et de démoulage (ressuage, évaporation). De plus à 600 °C, la deuxième phase de déshydratation des C-S-H n'a pas encore eu lieu, par conséquent à ce palier de chauffage toute l'eau libre a été évacuée, mais seulement une partie de l'eau liée a été consommée (90 % environ).

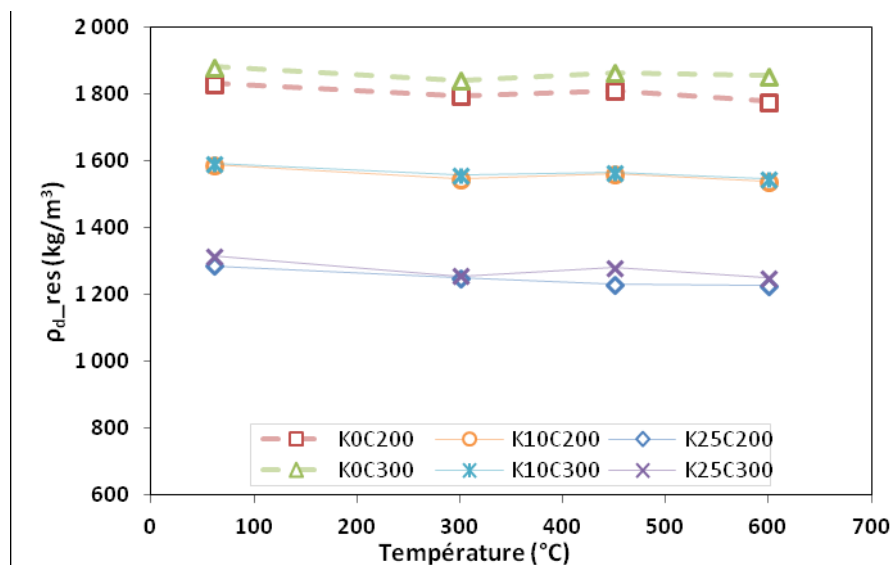


Figure VI-5. Evolution de la masse volumique sèche résiduelle (ρ_{d_res}) des éprouvettes après les cycles chauffage/refroidissement.

La **Figure VI-4** montre très clairement que la perte de masse liée à la déshydratation des C-S-H (perte de masse entre 60 et 300 °C) est faible par rapport à celle de l'eau libre (séchage à 60 °C en étuve jusqu'à masse constante). Ceci est lié à la composition particulière des bétons de sol avec un rapport

E/C bien au-dessus de celui nécessaire à l'hydratation de la masse de ciment. La **Figure VI-5** présente l'évolution de la masse volumique sèche en fonction de la température de chauffage pour les six formulations de béton de sol testées. Les résultats montrent que ρ_d diminue légèrement au cours du chauffage. La diminution de ρ_d est en moyenne de $-2,7 \pm 0,9$ % et de $-3,3 \pm 1,2$ % entre respectivement 60 et 300 °C, et entre 60 et 600 °C.

VI.3.2 Porosité accessible à l'eau

De nombreuses études sur les bétons de structure ont montré une augmentation progressive de la porosité en fonction de la température (**Yermak, 2015**). Nos investigations s'intéressent au cas des bétons de sol de manière à mesurer l'importance de cette augmentation suivant différents paliers de chauffage. La **Figure VI-6.a** présente l'évolution de la porosité accessible à l'eau en fonction de la température, et la **Figure VI-6.b** sa variation par rapport à la porosité obtenue pour une température de séchage de 60 °C. Dans des conditions normales de séchage (60 °C), la porosité accessible à l'eau varie entre 49,8 et 27,7 % suivant la formulation. L'écart type des mesures expérimentales étant très faible ($\pm 0,4$ % en moyenne), il n'est pas représenté sur la **Figure VI-6.a**.

Les résultats montrent pour des températures élevées (300, 450 et 600 °C) que la porosité accessible à l'eau varie ensuite de +2,39 à +4,62 % en valeur absolue. On observe en effet une augmentation de la porosité entre 60 et 300 °C pour la plupart des bétons de sol, cependant entre 300 et 600 °C la porosité est relativement stable. L'augmentation de la porosité peut être attribuée au départ de l'eau liée et à la microfissuration du matériau. Pour une teneur en argile donnée, l'augmentation de la porosité semble légèrement plus importante pour les formulations avec 300 kg/m³, en raison de la plus grande quantité de pâte des bétons de sol C300 (**Figure VI-6.b**).

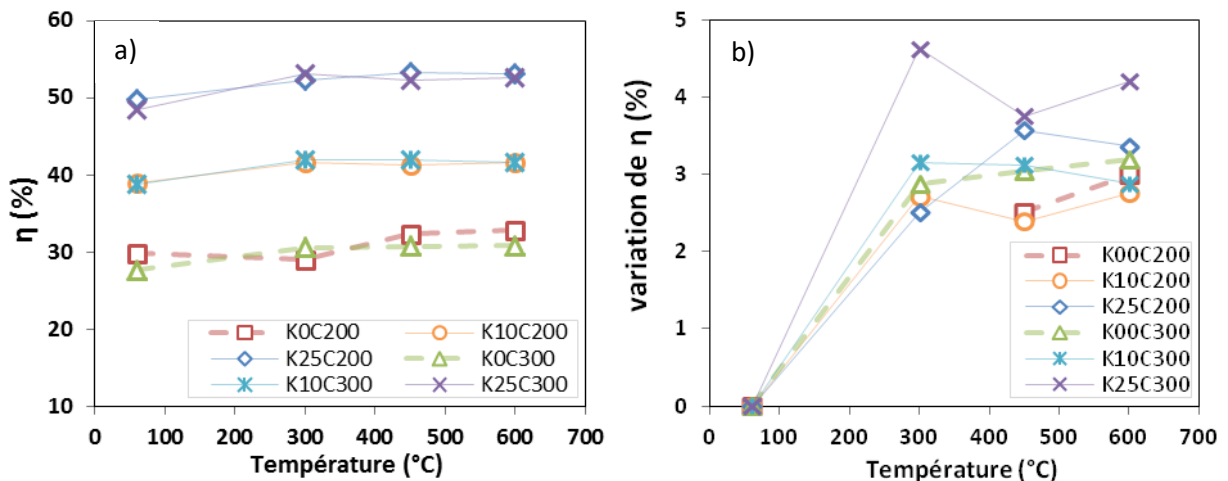


Figure VI-6 Influence de la température de chauffage sur la valeur de la porosité accessible à l'eau des bétons de sol : a) porosité, b) variation de porosité.

Entre 60 et 300 °C, l'augmentation de porosité à l'eau est semblable à celle mesurée sur les bétons de structure. Par contre, entre 300 et 600 °C, cette augmentation est plus faible que celles rencontrées dans la littérature (**Pliya, 2010**), (**Xing 2011**), (**Niry, 2016**). Les travaux de Niry (2016) ont en effet montré que l'augmentation de porosité pour les mortiers est d'environ 2 à 3,5 % à 600 °C tandis que pour des bétons, elle varie entre 7 et 12 % (**Niry, 2016**). Les bétons de sol étant initialement déjà très poreux, l'augmentation de porosité au terme d'un chauffage à 600 °C est donc 2 à 3 fois plus faible que celle généralement observée pour les bétons ordinaires. L'accroissement de η est proche de celle des mortiers qui ont une granulométrie voisine de celle des bétons de sol.

Outre la plus forte porosité de la pâte, la plus faible taille de granulats (sable de fontainebleau) permet aussi de limiter les contraintes différentielles à l'interface pâte-granulat et donc l'apparition de fissures autour des granulats.

VI.3.3 Conductivité hydraulique

La **Figure VI-7.a** présente la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la température. Ces résultats sont normalisés sur la **Figure VI-7.b** par rapport à la valeur de la conductivité hydraulique déterminée avant l'endommagement par le chauffage. Les résultats montrent que dans le cas des bétons de sol sans argile (K0) la conductivité hydraulique augmente dès 300 °C, alors que celle des bétons de sol contenant de l'argile est relativement stable entre 20 et 300 °C avant d'augmenter considérablement entre 450 et 600 °C (augmentation du coefficient de dilatation des granulats siliceux à 400°C). L'augmentation de la conductivité hydraulique observée pour les bétons de sol K0C200 et K0C300 entre 20 et 300 °C est cohérente vis-à-vis de l'augmentation relative de porosité plus importante pour ces bétons de sol. La présence d'argile dans les bétons de sol limite clairement l'augmentation de la conductivité hydraulique, voire induit une légère diminution de k entre 20 et 300 °C qui peut s'expliquer par la densification et l'agglomération de l'argile au-delà d'une température de 100 °C (**Chen et al. 2016**). À 600 °C, les formulations avec un dosage à 200 kg/m³ de ciment montrent toutes une plus forte augmentation de conductivité hydraulique que les formulations à 300 kg/m³ de ciment.

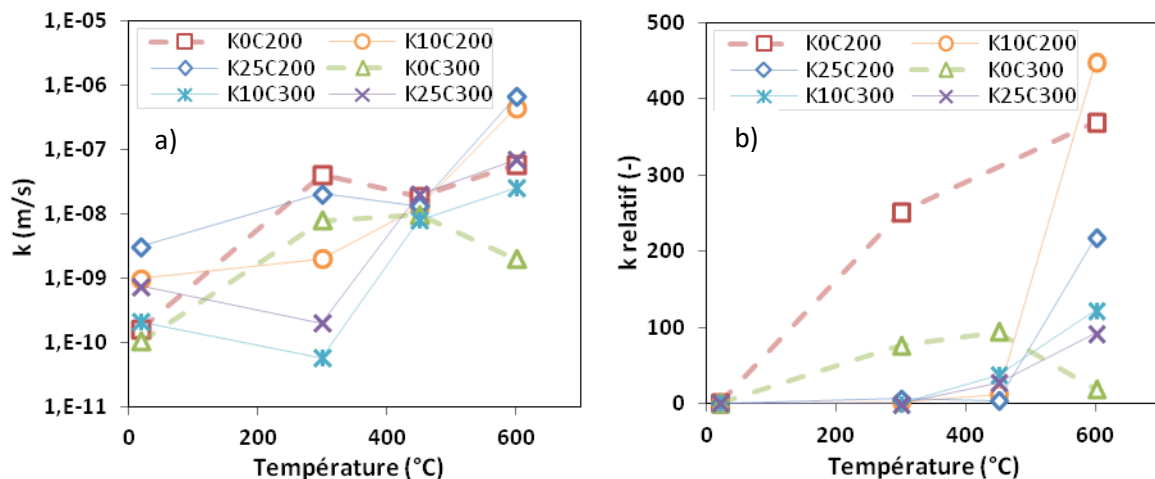


Figure VI-7 Influence de la température de chauffage sur la valeur de la conductivité hydraulique des bétons de sol : a) conductivité hydraulique, b) valeur relative par rapport à k (20°C).

VI.3.4 Observations visuelles et analyse de la microstructure après chauffage

Dans ce travail de recherche, le choix d'un chauffage avec un gradient suffisamment faible (vitesse de chauffage 0,5 °C/min) et l'importante porosité des bétons de sol limite considérablement l'augmentation de pression de vapeur dans les bétons testés. Pour l'ensemble des formulations, quasiment aucune fissuration n'est visuellement constatée à la surface des éprouvettes, malgré un chauffage à 600 °C (**Figure VI-8**). Toutefois, un faïençage important a été observé pour la formulation K25C200 après un chauffage à 450 °C (**Figure VI-9**). La calcination donne aux éprouvettes de béton de sol une couleur blanchâtre qui nuit finalement à l'observation de la fissuration.

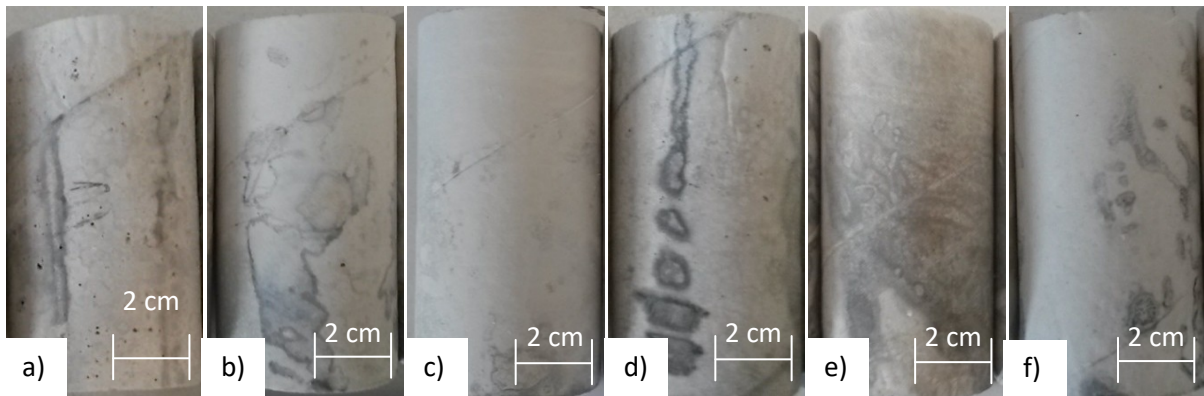


Figure VI-8 Etat des éprouvettes de béton de sol après un chauffage à 600°C: a) K0C200, b) K10C200, c) K25C200, d) K0C300, e) K10C300, f) K25C300.

Une étude à l'échelle de la microstructure du matériau a permis de mieux comprendre l'influence du traitement thermique, en ciblant notamment l'interface pâte-granulat. Les **Figures VI-10, 11, et 12**, présentent effectivement différentes images MEB réalisées après un chauffage à 300, 450 et 600 °C, respectivement. Dans le cas des bétons ordinaires, la taille des pores augmente sous traitement thermique à cause de la rupture des cloisons des capillaires et de la microfissuration (**Noumowé 1995**). Les clichés MEB illustrent assez bien l'augmentation de la taille des pores engendrée par le chauffage, qui résulte de la microfissuration surtout à 450 et 600 °C. Selon Zhang et Ye (2011), la morphologie des C-S-H n'est pas affectée jusqu'à une température de chauffage de 400 °C, et commence à se densifier à partir de 500 °C pour finalement se transformer partiellement en une phase cristalline à 1000 °C (**Zhang et Ye 2011**). Le traitement thermique d'une pâte de ciment Portland entraîne par ailleurs la disparition de l'ettringite à partir de 100 °C et une déshydratation progressive des C-S-H (**Castellote et al. 2004**).

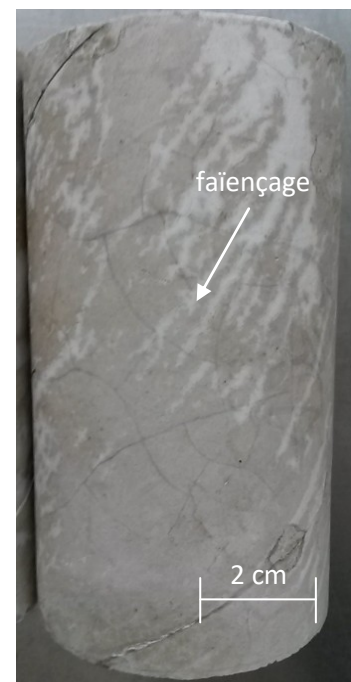


Figure VI-9 État d'une éprouvette K25C200 après un chauffage à 450 °C.

Le traitement thermique se traduit donc par une modification microstructurale, une perte d'eau structurale, et une microfissuration de la phase liante. Dans cette étude un faible grossissement a été choisi pour observer plutôt la microfissuration du matériau, l'influence du chauffage sur les produits d'hydratation du ciment étant déjà bien documentée dans la littérature. Certaines images ont toutefois nécessité un plus fort grossissement pour améliorer l'analyse de l'influence du chauffage sur la microstructure du matériau, notamment pour les éprouvettes sans argile. La comparaison avec les micrographies présentées au chapitre III montre que la microfissuration est considérablement plus importante après chauffage. Une certaine microfissuration est observée pour les bétons de sol K0C200, et K0C300 à 300 °C (**Figure VI-10.a**). Cependant, la dégradation des bétons de sol sans argile semble à cette température plus liée à une déstructuration de la pâte cimentaire (**Figure VI-11.a et b**), qui d'ailleurs s'amplifie à 450 °C dans le cas des bétons de sol K0C200 (**Figure VI-12.a**). Ceci contraste avec les bétons de sol contenant de l'argile qui semblent à 300 °C globalement moins endommagés par microfissuration (**Figure VI-10.c, d, e, f**), mais surtout dont la phase liante constituée d'argile et de ciment est nettement moins affectée par le chauffage malgré

l'augmentation assez nette de sa porosité (**Figure VI-11.c, d, e, f**). Rostasy (1979) a montré par intrusion de mercure, que le volume des pores augmentait en fonction de la température de chauffage pour une pâte de ciment Portland, avec notamment la création de très gros pores (**Rost 1980**). Ces très gros pores capillaires résultent de l'agrandissement des pores capillaires déjà présent avant chauffage, alors que les pores plus petits sont généralement plutôt issus de la microfissuration (**Noumowé 1995**). Dans le cas des bétons de sol, les fissures et les pores capillaires après chauffage sont sensiblement du même ordre de grandeur (de l'ordre du μm).

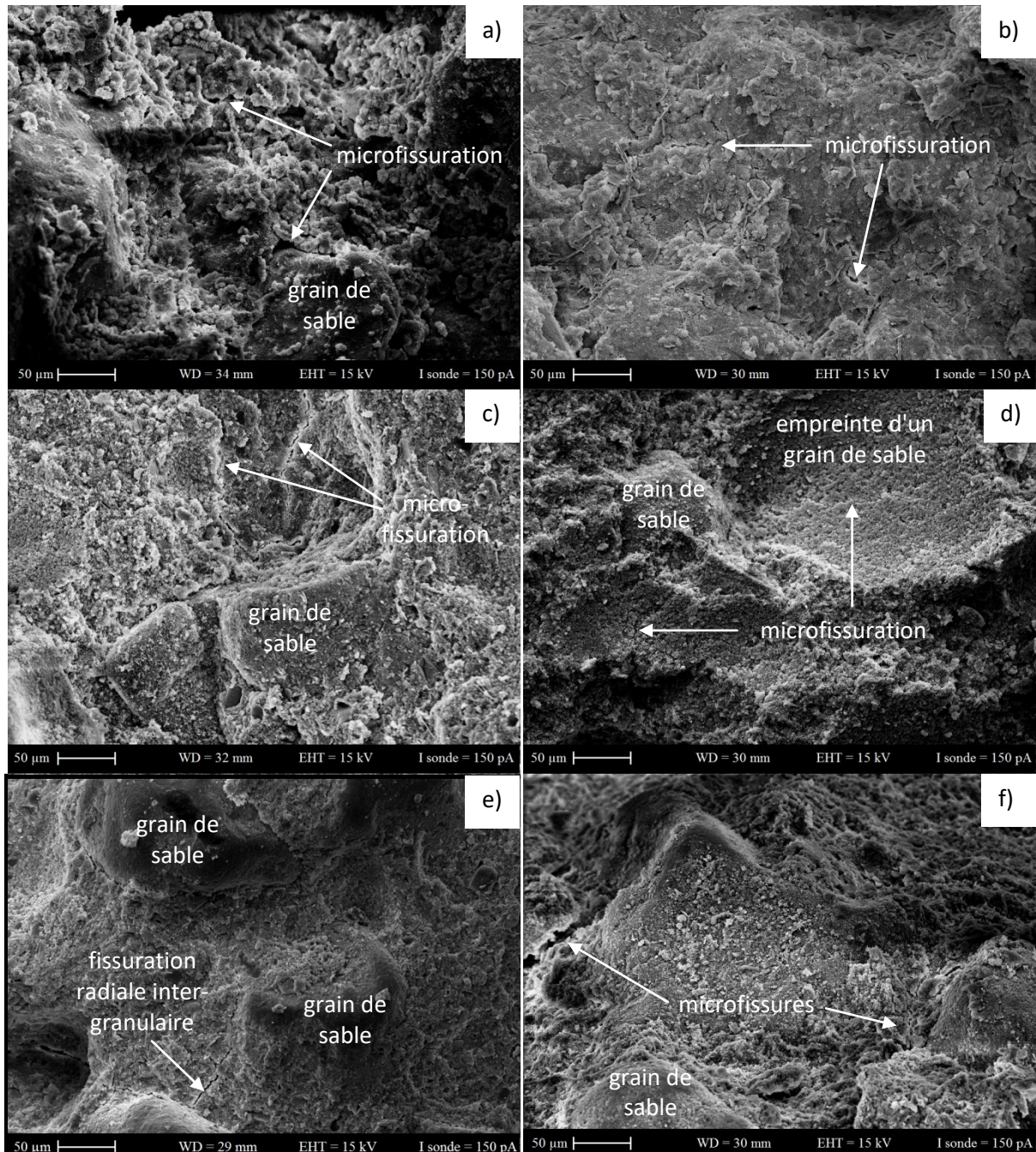


Figure VI-10 Micrographies MEB après un chauffage à 300 °C : a) KOC200, b) KOC300, c) K10C200, d) K10C300, e) K25C200, f) K25C300.

À un palier de chauffage de 600 °C, la phase liante se densifie, mais laisse place à une microfissuration importante (**Figure VI-13**). C'est sans doute la raison pour laquelle, entre 300 et

600 °C, la porosité reste inchangée alors que la conductivité hydraulique augmente. La microfissuration observée dans le cas des bétons de sol sans argile (K0) ne semble pas suffire à expliquer avec certitude l'augmentation importante de la conductivité hydraulique dès le chauffage à 300 °C (k multiplié par 50 à 250 fois). Cette augmentation de k est, semble-t-il, plutôt liée à un "craquèlement" de la matrice cimentaire qui accroît fortement la connectivité du réseau poreux. Dans le cas des bétons de sol contenant de l'argile, la microfissuration est relativement faible à 300 °C (**Figure VI-10.c, d, e, f**), mais nettement plus prononcée au sein de la phase liante à 600 °C (**Figure VI-13.c, d, e, f**).

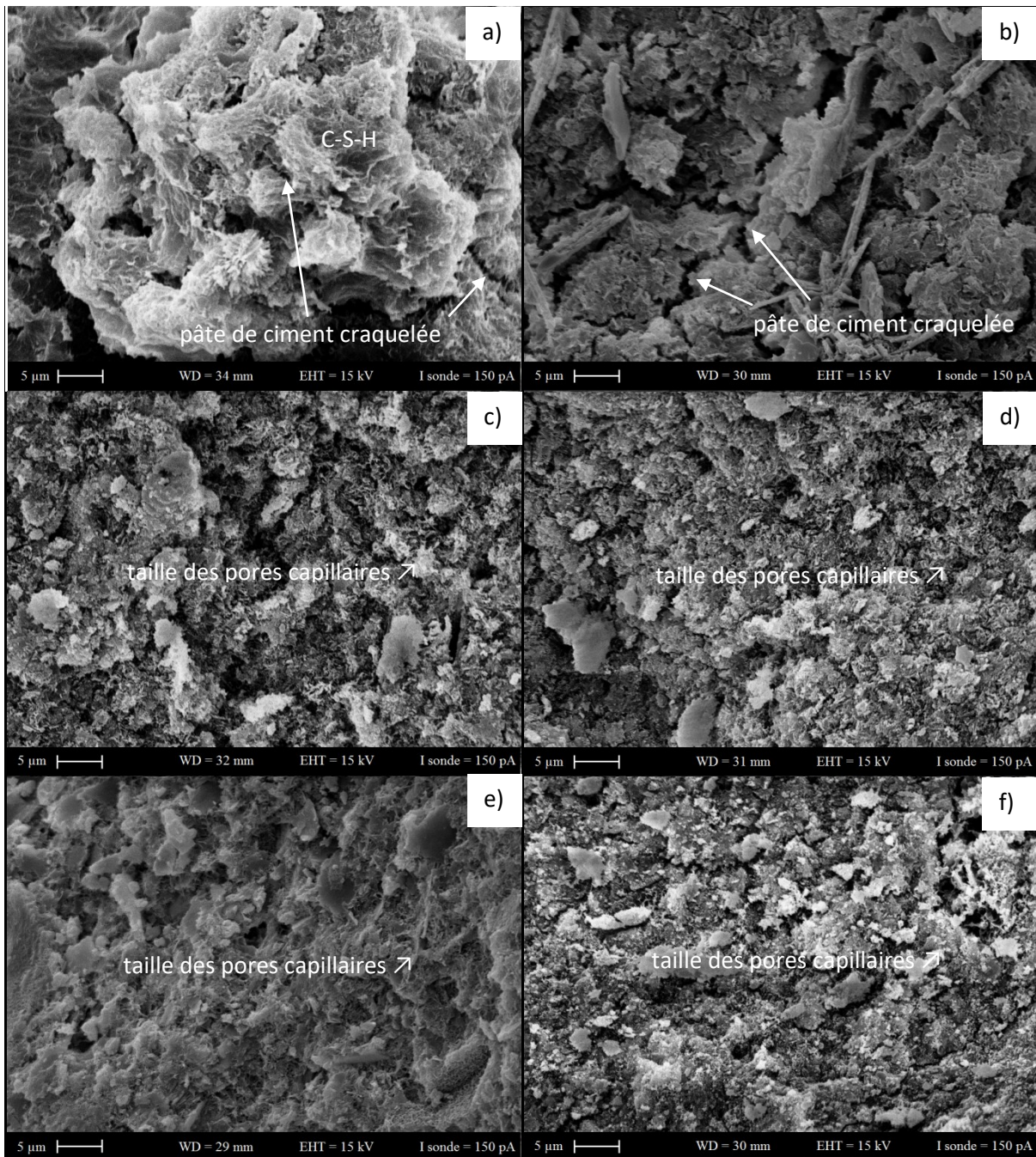


Figure VI-11 Micrographies MEB après un chauffage à 300 °C (zoom sur la phase liante) : a) K0C200, b) K0C300 (craquèlement de la pâte de ciment), c) K10C200, d) K10C300, e) K25C200, f) K25C300 (augmentation de porosité).

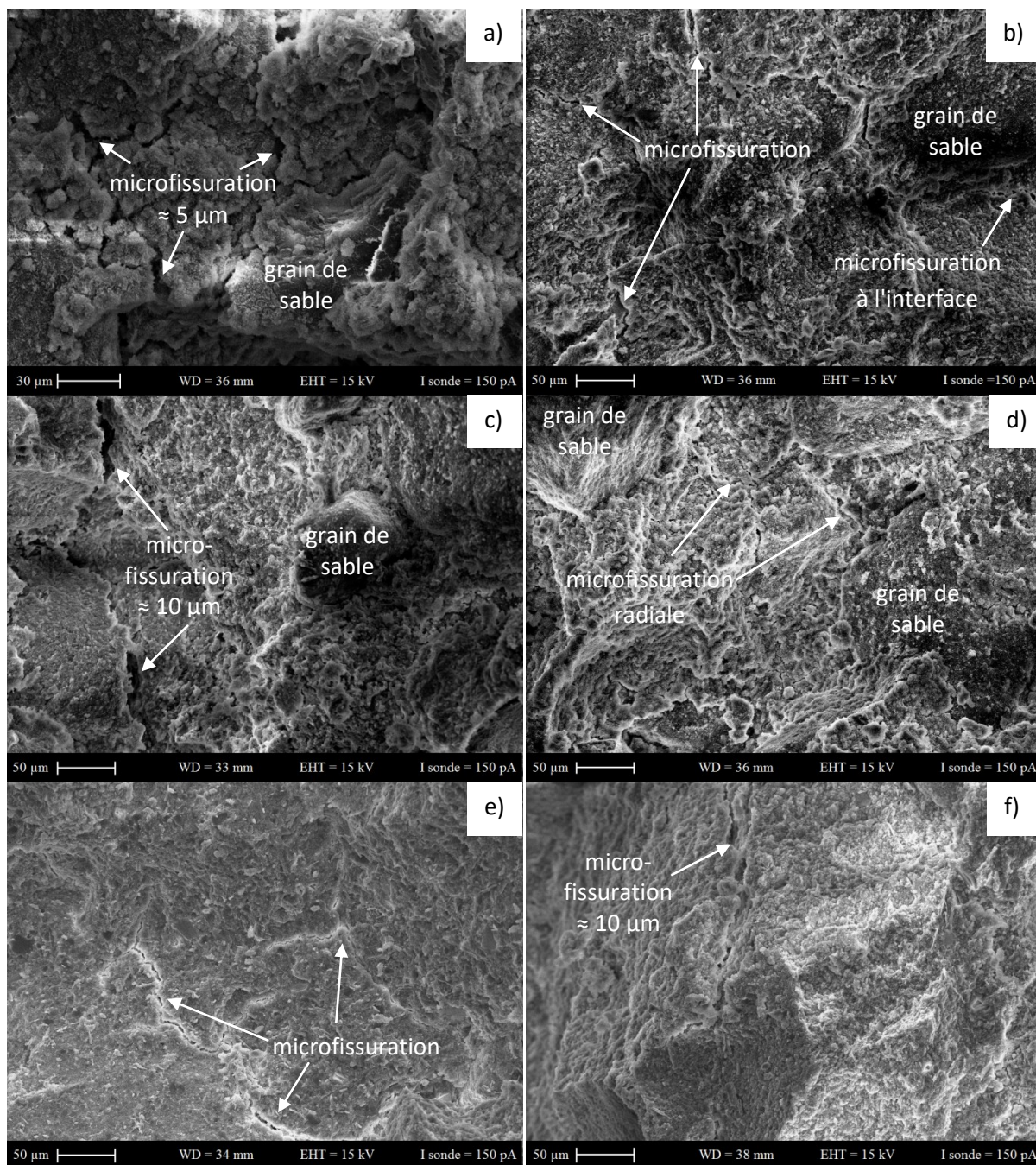


Figure VI-12 Micrographies MEB après un chauffage à 450 °C : a) K0C200, b) K0C300, c) K10C200, d) K10C300, e) K25C200, f) K25C300.

La conductivité hydraulique augmente donc significativement seulement après le chauffage à 600 °C (k multiplié par 100 à 400 fois). Pour l'ensemble des formulations, l'épaisseur et la densité de microfissuration augmentent sensiblement après le chauffage à 600 °C (**Figure VI-13**), ce qui est cohérent avec l'évolution de la conductivité hydraulique observée. Les résultats montrent que la présence de microfissuration radiale inter-granulaire augmente avec la température, et que ce type de désordre est surtout observé après un chauffage à 600 °C. La transformation allotropique du quartz induit une dilatation en volume (**Fares, 2010**). De façon générale, c'est l'incompatibilité de déformation entre granulat en extension et la pâte qui se rétracte au-delà de 200 °C qui entraîne ce type de microfissuration. À haute température (600 °C), la décomposition des produits d'hydratation

du ciment est également à l'origine d'une chute des propriétés mécaniques (Lee et al. 2014). Ce sujet a fait l'objet de tests en laboratoire qui sont présentés dans la partie suivante.

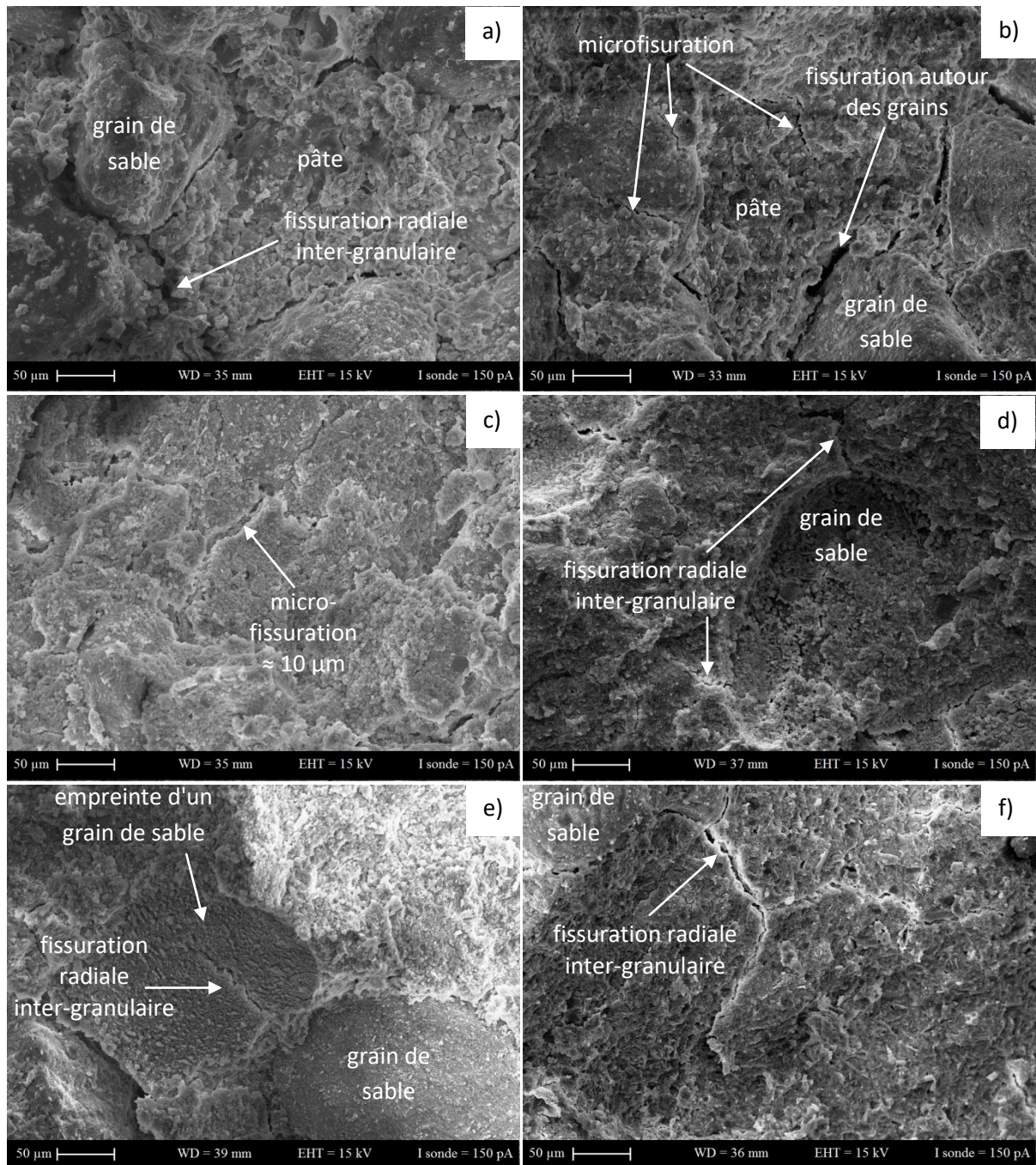


Figure VI-13 Micrographies MEB après un chauffage à 600 °C : a) KOC200, b) KOC300, c) K10C200, d) K10C300, e) K25C200, f) K25C300.

VI.4 Evolution des propriétés mécaniques en fonction du chauffage

VI.4.1 Résistance en compression simple

La **Figure VI-14** présente la variation de la résistance en compression en fonction de la température. Les résultats sont normalisés à partir de la valeur initiale des résistances mécaniques (cure endogène). Pour les formulations dont le sol contient de l'argile, la résistance en compression est

peu impactée par le chauffage à 300 °C. Une variation de seulement +3 à -7 % est en effet mesurée par rapport aux éprouvettes n'ayant pas subi d'endommagement par traitement thermique. C'est seulement au-delà d'un chauffage à 300 °C que la résistance en compression des bétons de sol K25C200, K25C300, K10C200, K10C300 est sérieusement affectée. Leur résistance résiduelle converge alors vers 45 % de la résistance initiale après un chauffage à 600 °C. Les bétons de sol "K0" (sans argile) perdent en revanche dès une température de chauffage de 300°C, environ 30 à 45% de leur résistance en compression initiale (formulations K0C300 et K0C200, respectivement). La chute de f_c semble linéaire pour les mélanges sans argile, et seulement 25 à 36 % de la résistance en compression initiale est conservée après un chauffage des éprouvettes à 600 °C. Cette diminution s'explique par une microfissuration et par une déstructuration de la matrice cimentaire d'après les analyses réalisées par MEB.

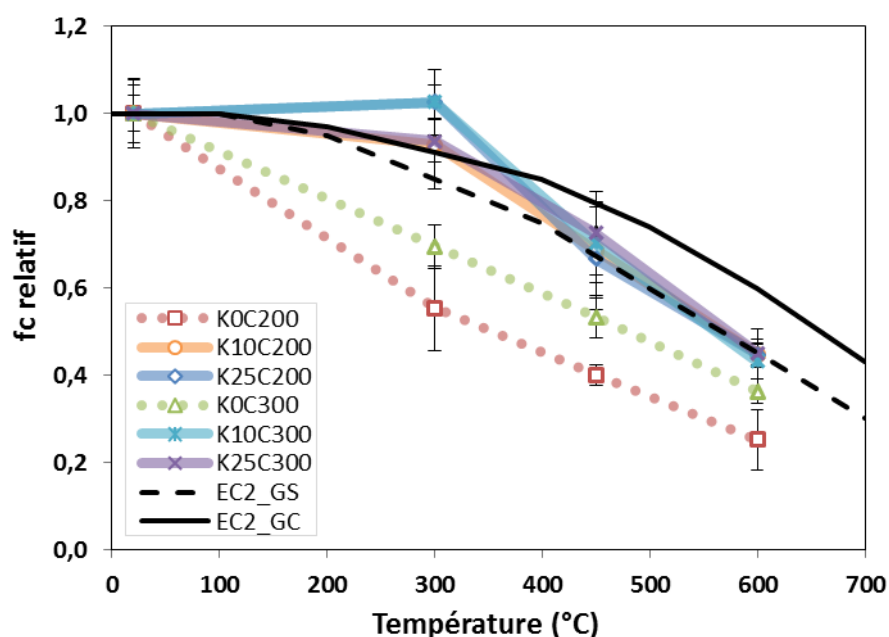


Figure VI-14 Influence de la température de chauffage sur la résistance en compression simple.

Les résultats sont comparés avec la courbe de l'Eurocode 2 pour les bétons ordinaires constitués de granulats siliceux (EC2_GS) ou calcaires (EC2_GC). La comparaison montre que la chute de résistance mécanique proposée par l'EC2 est sensiblement la même que celle des bétons de sols contenant de l'argile (K10C200, K10C300, K25C200, K25C300), à l'exception du palier à 300 °C. Les bétons de sol K0C200 et K0C300 sont en revanche plus endommagés que ne le prévoit la norme pour les bétons de structure classique.

La **Figure VI-15** présente les courbes de contrainte-déplacement pour les différentes formulations, avec une comparaison du comportement du matériau avant et après chauffage. Les résultats soulignent qu'en présence d'argile dans les mélanges, la déformation au niveau de la résistance à la rupture du matériau augmente progressivement en fonction de la température. La valeur moyenne des déformations au niveau du pic de contrainte est de $1,1 \pm 0,1$ % à 20 °C (matériau sain), de $1,8 \pm 0,1$ % à 300 °C, et de $2,7 \pm 0,3$ % à 600 °C. Malgré une chute significative de résistance mécanique suite au chauffage à 300°C, la déformation associée à la résistance de rupture des bétons de sol "K0" est en revanche identique avant et après chauffage (1 et 1,2 % pour les mélanges K0C200 et K0C300, respectivement). Une augmentation d'environ 1 % (valeur absolue) de la déformation au niveau du

pic de contrainte est ensuite enregistrée après le chauffage à 600 °C. La fissuration thermique augmente par ailleurs la phase de serrage après chauffage pour l'ensemble des formulations.

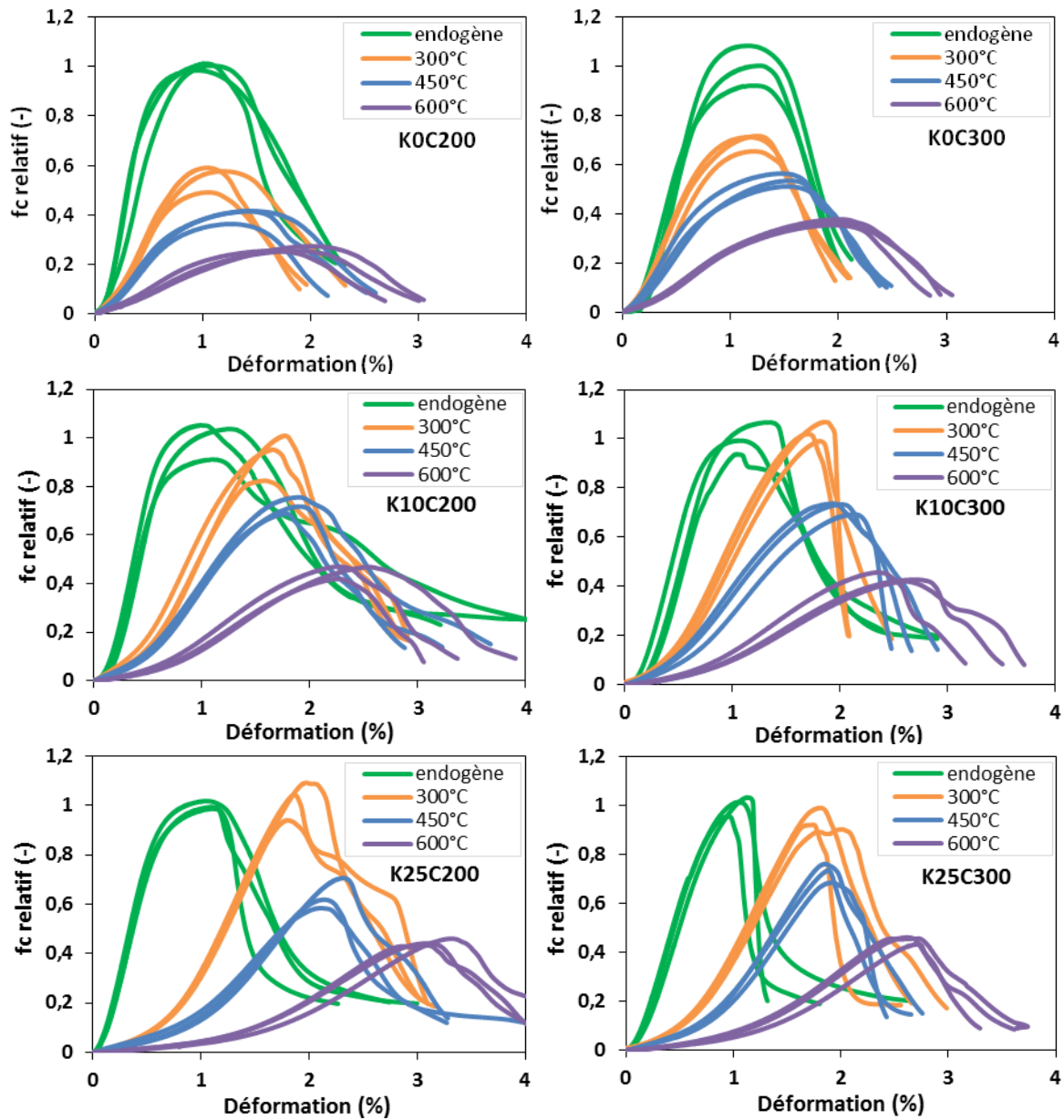


Figure VI-15 Courbes contrainte-déplacement avant et après chauffage (déplacement de la presse).

VI.4.2 Module d'élasticité statique et dynamique

La Figure VI-16 présente les propriétés élastiques résiduelles des bétons de sol soumis à un chauffage de 300, 450 et 600°C. Les modules dynamiques sont déterminés à partir des mesures de vitesse d'onde P et de masse volumique après chauffage en utilisant un coefficient de Poisson nul (après l'endommagement induit par le chauffage $\nu = 0$). Le module d'élasticité dynamique est donc calculé suivant l'équation 62 :

$$E_{dyn} = \rho_d V_p^2 \quad (62)$$

avec ρ_d la masse volumique sèche correspondant à chacun des paliers de température et V_p la vitesse de propagation des ondes P à travers les éprouvettes ayant subi le traitement thermique.

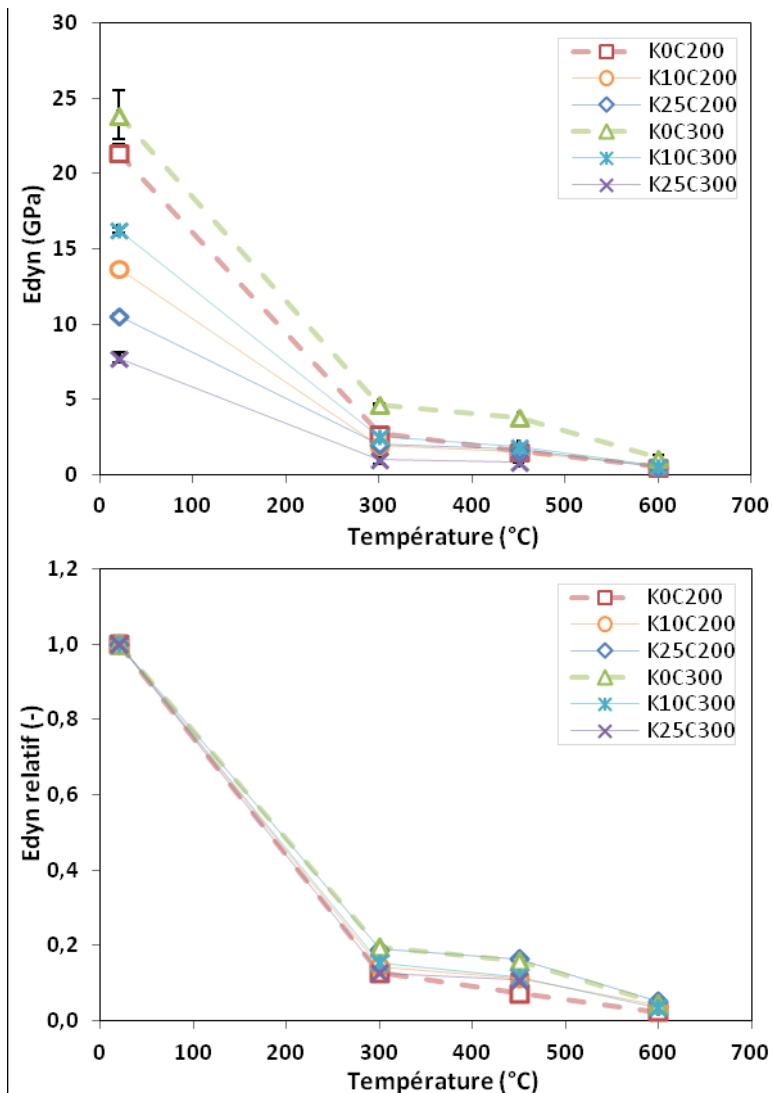


Figure VI-16 Évolution du module d'élasticité dynamique en fonction de la température : a) valeur absolues, b) valeurs relatives.

Une chute de 84 ± 3 % du module d'élasticité dynamique est enregistrée pour l'ensemble des formulations entre 20 et 300°C. Cette chute est beaucoup plus importante que celle des bétons de structure ($f_c = 38$ MPa) dont le module d'Young diminue de seulement 35 % après un chauffage à 300 °C (Xing 2011). Suite au chauffage à 300 °C, les modules d'élasticité dynamique sont comme le montre la **Figure VI-17** relativement proches des modules d'élasticité statiques ($E_{dyn} \approx E_{stat}$ avec $r^2 = 0,84$). Après un chauffage à 600 °C l'ensemble des formulations ont ensuite un module dynamique très faible, compris entre 0,5 et 1,1 GPa. Ce qui est également le cas des bétons ordinaires ou composés de granulats recyclés (Laneyrie 2014). Le traitement thermique est donc clairement plus préjudiciable vis-à-vis des propriétés élastiques des bétons de sol, et la chute du module d'Young (fissuré) est vraiment significative dès un chauffage à 300 °C du matériau, contrairement aux bétons ordinaires. Certaines courbes de contrainte-déformation sont tracées sur la **Figure VI-18**. Les essais ont été réalisés après un chauffage à 300 °C en instrumentant les éprouvettes avec des jauges de déformation. Toutes les formulations ne sont pas présentées, car pour certaines éprouvettes, les jauges ont fonctionné seulement pour les premiers cycles.

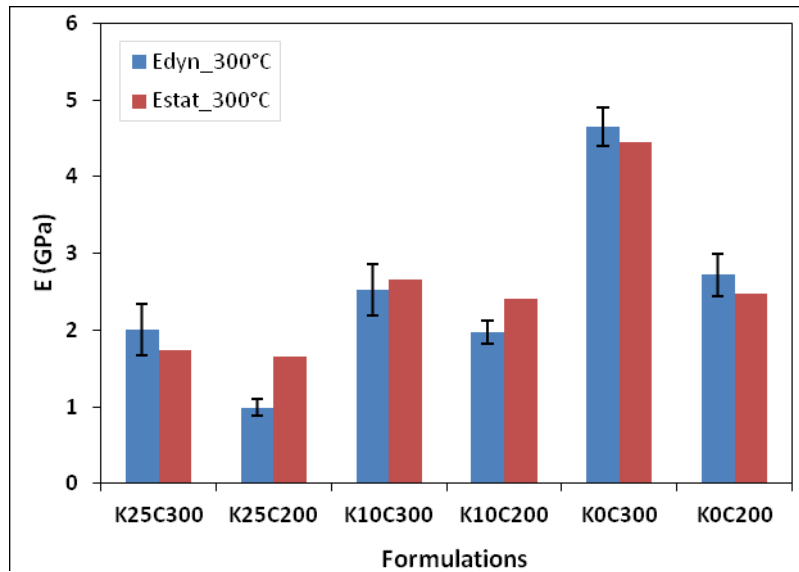


Figure VI-17 Comparaison des mesures dynamiques et statiques après un chauffage à 300 °C.

Les résultats soulignent la très importante déformabilité des bétons de sol après une exposition à de hautes températures (300 °C). De la même façon que les cycles H/S, le comportement du matériau est contractant pendant la première phase du chargement puis devient dilatant pour les taux élevés de chargement. Ce seuil de dilatance intervient environ, à partir de 40, 55 et 70 % de la résistance à la compression pour les formulations K0C200, K0C300, et K25C200, respectivement.

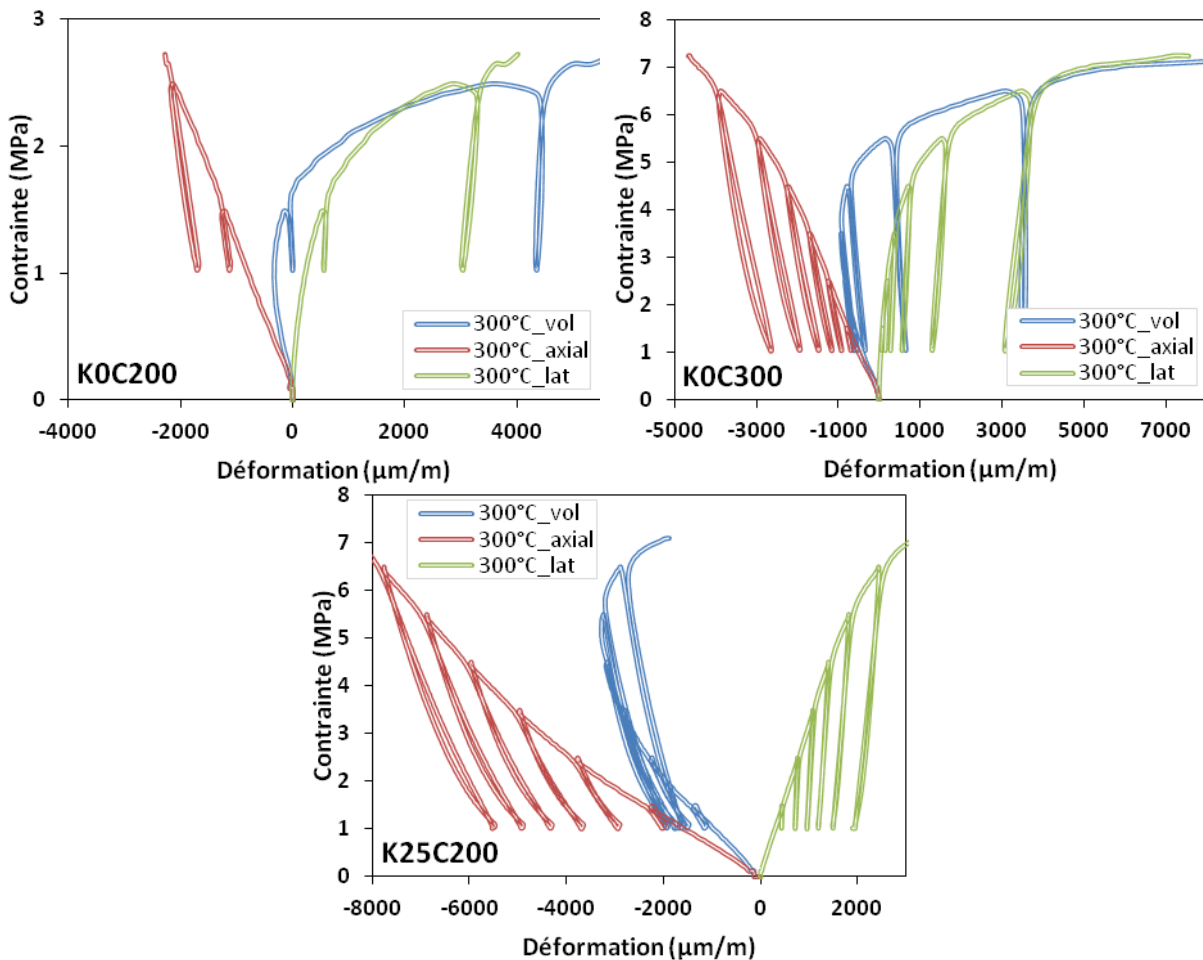


Figure VI-18 Courbes conainte-déformation après un chauffage à 300 °C.

VI.5 Conclusion

L'objectif de cette partie de la thèse était d'étudier le comportement des bétons de sol vis-à-vis des hautes températures. La réponse thermique du matériau révèle au final la présence d'un pic endothermique résultant de la consommation de chaleur latente. La forte quantité d'eau libre dans les bétons de sol entraîne pendant le chauffage un écart important de température entre la surface et le centre des éprouvettes, par rapport aux bétons ordinaires. L'intensité de la perte de masse des éprouvettes est par ailleurs directement liée à leur quantité d'eau initiale. L'important départ d'eau libre des bétons de sol masque finalement les autres facteurs habituellement à l'origine de perte de masse. Les départs de l'eau libre, adsorbée et liée suite au chauffage à 300 °C sont les principales causes de perte de masse. La perte de masse mesurée à 300 °C vaut en effet 96% de celle à 600 °C. Les analyses TG et TD mettent en évidence les différents départs et transformations physicochimiques se produisant dans le béton lors du chauffage. La présence d'argile dans les bétons de sol se traduit notamment entre 500 et 650 °C par une perte de masse liée à la déshydroxylation de la kaolinite. Cette réaction est endothermique tout comme celle du gypse entre 130 et 170 °C, et celle de la calcite entre 850 et 920 °C. Un léger pic est également identifié à 575 °C, ce dernier correspond à la transformation du quartz α en quartz β (sable de Fontainebleau). La masse volumique sèche ne diminue que très légèrement en fonction de la température, ce qui confirme que la perte de masse est essentiellement liée au départ de l'eau libre dans le cas des bétons de sol. Suite à un traitement thermique (300 et 600 °C), les bétons de sol accusent une certaine augmentation de porosité pouvant aller jusqu'à 4,6 % en valeur absolue. Cette augmentation est attribuée à la déshydratation des C-S-H et à la microfissuration du matériau à haute température. Contrairement aux bétons ordinaires, la porosité des bétons de sol est surtout affectée entre 60 et 300 °C puisqu'elle n'évolue quasiment pas entre 300 et 600 °C. Compte tenu des fortes porosités initiales, à 600 °C, la hausse de η est finalement 2 à 3 fois moins importante que celle des bétons ordinaires. L'évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la température dépend en revanche davantage de la teneur en argile. Pour les bétons de sol "KO", la valeur de k augmente en effet en fonction de la température de chauffage. Contrairement aux bétons de sol contenant de l'argile, dont la conductivité hydraulique est assez peu influencée par le chauffage jusqu'à 300 °C avant d'augmenter considérablement entre 450 et 600 °C. Ces mesures sont en adéquation avec les essais de résistance mécanique qui révèlent une diminution de résistance dès un chauffage à 300 °C pour les mélanges sable-ciment, alors qu'en présence d'argile la résistance est relativement peu impactée par le chauffage à cette température. Les observations visuelles ne montrent pas de fissuration de béton pour l'ensemble des formulations. Le traitement thermique des bétons de sol entraîne autrement dit un endommagement essentiellement par microfissuration. Les observations au MEB montrent l'influence du chauffage à l'échelle microscopique. Les différentes micrographies montrent que la densité et l'épaisseur de microfissures augmentent avec la température. Pour les bétons de sol "KO", le craquèlement de la pâte cimentaire dès le chauffage à 300 °C, explique pourquoi la conductivité hydraulique augmente et la résistance mécanique diminue toutes les deux plus rapidement en fonction de la température en absence d'argile. L'augmentation de la conductivité hydraulique semble pour les bétons de sol contenant de l'argile simplement liée à une microfissuration plus importante. Les courbes contrainte-déformation montrent alors que la ductilité post-pic du matériau augmente en fonction de la température de chauffage. Excepté pour les mélanges "KO", qui malgré une chute de résistance de 30 à 45 % suivant le dosage en ciment présentent une déformation similaire au niveau du pic de contrainte avant et après chauffage, du

moins jusqu'à 450 °C. Les résultats montrent finalement que les propriétés élastiques du matériau (module d'Young) sont beaucoup plus affectées que les résistances mécaniques. La chute du module d'Young après un chauffage à 300 °C est notamment beaucoup plus importante que celle des bétons ordinaires. La comparaison entre les mesures dynamiques et statiques est suffisamment satisfaisante pour confirmer l'exactitude des propriétés élastiques obtenues. Et enfin, les résultats montrent que suite à un endommagement par traitement thermique, le matériau passe d'un comportement contractant en début de chargement à un comportement dilatant au-delà d'un certain seuil de chargement.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Le Deep Soil Mixing est désormais souvent utilisé comme alternative aux méthodes traditionnelles de soutènements, d'écrans d'étanchéité, et de fondations. La grande diversité des outils de mélange, les nombreuses conditions d'exposition possibles du matériau, mais aussi les paramètres de formulation entraînent une certaine fluctuation des propriétés physico-mécaniques des bétons de sol. L'objectif des travaux de recherche effectués au L2MGC était donc de contribuer à la compréhension du comportement des bétons de sol, afin, notamment, d'aider au dimensionnement des ouvrages en proposant des modèles prédictifs et en évaluant la durabilité du matériau.

Les méthodes d'amélioration de sol ont l'avantage d'utiliser directement le sol en place comme matériau de construction, ce qui permet une économie non négligeable de matériaux naturels, limite l'impact des transports, et facilite considérablement l'étape de mise en œuvre. D'après l'étude bibliographique présentée dans le premier chapitre, les caractéristiques du matériau sont en revanche moins bien maîtrisées en raison de l'hétérogénéité des sols, des conditions de malaxage difficiles *in situ* et du manque de retour d'expérience sur la durabilité du matériau. Le résultat des essais menés en laboratoire est fortement influencé par la méthode de confection et de conservation des éprouvettes. Il existe par ailleurs peu de modèles de prédiction dans la littérature. Les règles existantes sont encore empiriques et de forts coefficients de sécurité sont utilisés pour le dimensionnement des ouvrages. Certains chercheurs ont toutefois déjà entamé l'étude de la durabilité de mélanges sol-ciment en laboratoire. Différentes études tirées de la littérature montrent que la durabilité des bétons de sol peut être affectée par la lixiviation du calcium, les attaques chimiques liées à la pollution du sol et/ou de la nappe phréatique, les cycles humidification/séchage et gel/dégel. Malgré l'identification des mécanismes de dégradation, les recommandations en matière de formulation sont difficiles à extraire de la littérature compte tenu de la composition finalement assez variable des bétons de sol étudiés. Il paraît donc essentiel de définir des critères de durabilité fondés sur la porosité et la conductivité hydraulique du matériau, ainsi par exemple qu'un seuil d'argile ou de matière organique dans le sol à ne pas dépasser.

Dans le deuxième chapitre, le choix des matériaux, le matériel utilisé, et les protocoles mis en place sont détaillés afin d'expliquer la démarche expérimentale adoptée pour répondre au besoin de prédiction et de fiabilisation performantielle des bétons de sol. Les sols "artificiels" utilisés ont été préparés au laboratoire en mélangeant du sable de Fontainebleau avec de la kaolinite Speswhite. L'étude paramétrique sur les sols artificiels avait en effet pour but de s'affranchir de l'hétérogénéité des sols et de maîtriser ses propriétés physiques et chimiques. Le ciment utilisé au cours de cette étude est un CEM III/C. Sa forte teneur en laitier visait à conférer aux bétons de sol une bonne résistance vis-à-vis des attaques chimiques. Ce facteur est essentiel dans le cas d'ouvrages souterrains tels que les colonnes réalisées par Deep Soil Mixing, qui sont potentiellement exposées à des agents agressifs. Une approche "béton" a été suivie tout au long de ces travaux de recherche en s'appuyant notamment sur différentes normes (EN 196-1, NF P 18-459, NF P 15-433, NF EN 1015-11, ASTM D559-96). De plus, le dosage en ciment a été exprimé en kg/m^3 de béton frais et la méthode de formulation s'est appuyée sur l'ouvrabilité du mélange définie comme autoplaçante conformément à la mise en place *in situ* du matériau. Cette hypothèse nous a conduits, en fixant un étalement de 32 centimètres au mini-cône, à ajuster la quantité d'eau des mélanges en fonction de la teneur en argile du sol, en raison de la capacité de rétention et la forte surface spécifique de l'argile.

Dans le troisième chapitre, le résultat des essais de caractérisation chimique, physique et mécanique permet de décrypter le comportement du matériau. À l'état frais, la consistance ferme des bétons de sol ne contenant pas d'argile est à l'origine d'une plus grande quantité d'air occlus, mais provoque un ressuage plus important, signe d'un meilleur tassement granulaire. En présence d'argile, la consistance BAP limite en revanche la quantité d'air entraînée pendant le malaxage et l'argile stabilise le mélange. D'après les essais de variation dimensionnelle, les bétons de sol sont particulièrement sensibles au phénomène de retrait, si bien qu'une protection paraît indispensable aux ouvrages exposés à l'air. Les mesures de masse volumique permettent aussi de classer les bétons de sol parmi les "bétons légers". Avec une porosité accessible à l'eau variant de 28 à 60 % suivant les formulations, les bétons de sol sont d'ailleurs 2 à 4 fois plus poreux que les bétons ordinaires. Pour maintenir une ouvrabilité constante, la quantité d'eau de gâchage et donc la porosité augmente en fonction de l'argilosité du sol. Selon les essais de porosimétrie au mercure, la distribution des pores est uni-modale pour les éprouvettes avec argile, mais plutôt bimodale pour les mélanges sable-ciment. Au-delà de 28 jours de cure endogène, la conductivité hydraulique des bétons de sol varie entre 10^{-8} et 10^{-10} m/s ce qui est suffisamment faible dans le cas des barrières étanches. Concernant les propriétés mécaniques, l'évolution de la résistance en compression en fonction du temps est logarithmique. Après 180 jours de cure endogène, un optimum de résistance est observé avec 15 % d'argile dans le sol. Ce dernier s'explique par un meilleur arrangement granulaire, mais aussi par une meilleure interface pâte-granulat d'après les essais de flexion et les micrographies réalisées au MEB. De plus, la résistance en compression augmente de 68 % lorsque le dosage en ciment passe de 200 à 300 kg/m³, quel que soit le type de sol et le temps de cure. Le facteur d'augmentation de résistance dépend toutefois du dosage initial en ciment. Les résultats montrent également que le matériau acquiert l'essentiel de sa rigidité au cours des 2 premiers mois de cure. Les modules d'élasticité les plus élevés sont obtenus pour les bétons de sol sans argile. Une substitution progressive du sable par de l'argile fait néanmoins régulièrement chuter la valeur du module d'élasticité. Le module d'élasticité statique augmente de 26 % lorsque le dosage en ciment passe de 200 à 300 kg/m³. Cette augmentation du dosage en ciment limite considérablement l'endommagement observé au cours du chargement mécanique. La comparaison entre les deux méthodes de détermination du module montre par ailleurs que le module dynamique est environ 6 % plus élevé que le module statique. La dernière partie qui s'intéresse aux conditions de cure souligne qu'une exposition à l'air des éprouvettes de béton de sol stoppe l'hydratation du ciment. Plus la teneur en argile est élevée, plus le séchage limite l'augmentation de résistance mécanique et rend le matériau ductile par rapport à des conditions de cure endogène. Certaines précautions doivent également être prises à propos de la température de cure. Les résultats montrent en effet qu'à basse température (10 °C), le CEM III/C peut considérablement retarder l'augmentation de la résistance en compression. À court terme, cela peut conduire à des résistances mécaniques jusqu'à 3 fois plus faibles que celles attendues à 20 °C.

Dans le quatrième chapitre, les données expérimentales sont corrélées les unes aux autres et des relations mathématiques sont proposées dans le but d'aider au dimensionnement des ouvrages réalisés par Deep Soil Mixing. La comparaison des résultats expérimentaux, relatifs à la caractérisation des échantillons de bétons de sol fabriqués au laboratoire, avec des résultats de chantiers tirés de la littérature confirme la bonne représentativité des bétons de sol reconstitués. Les résultats montrent également que la conductivité hydraulique des bétons de sol est sensiblement liée à la porosité et aux diamètres des pores des bétons de sol. L'introduction d'un paramètre α prenant en compte la variation de section des pores améliore sensiblement la prédiction de k et

souligne l'importance de la porosité piégée. Concernant les propriétés mécaniques, ce travail de recherche montre qu'il est possible de prédire avec précision l'évolution de la résistance en compression en fonction du temps uniquement à partir de f_{c28} . Le modèle proposé est valable quels que soient les paramètres de formulation et intègre de nombreux résultats de la littérature. De plus, les modèles de Bolomey et d'Abrams fonctionnent pour les bétons de sol, à condition d'ajuster les paramètres de ces différentes lois. La résistance mécanique des bétons de sol dépend donc grandement des paramètres de formulation, notamment du rapport E/C. D'après les résultats obtenus, les vitesses des ondes acoustiques sont également un bon moyen d'estimer la résistance en compression. Toutefois, il paraît indispensable de connaître la masse volumique pour améliorer la prédiction. Les formules de l'EC2 et de l'ACI pour les bétons légers sous-estiment les valeurs expérimentales du module d'élasticité statique de respectivement 18 % et 37 %. Sur le même principe, des modèles plus adaptés aux bétons de sol ont donc été proposés en fonction de la masse volumique et de la résistance en compression. Une dernière étude a porté sur l'influence des inclusions de sol sur les propriétés mécaniques des bétons de sol. Une campagne expérimentale montre qu'une incorporation de 6 % d'inclusions de sol peut faire chuter d'environ 40 % la résistance en compression et de 15 à 20 % le module d'élasticité statique. La simulation numérique réalisée à l'aide du logiciel Salome-Meca illustre les concentrations de contraintes induites par les inclusions de sol.

Dans le cinquième chapitre, deux types d'essais de vieillissement accélérés sont présentés : les cycles humidification/séchage et les attaques sulfatiques externes. Les résultats visent à évaluer l'importance des mécanismes de dégradation en fonction des paramètres de formulation :

- La présence d'argile dans les bétons de sol favorise la fissuration du matériau liée aux cycles H/S. Ce type de désordre résulte à la fois de l'incompatibilité des déformations entre les grains de sable et la phase liante, et du retrait empêché de l'argile sous l'effet d'un gradient de séchage. Le façonnage des éprouvettes présente un maillage plus fin pour les mélanges C300. Certaines des éprouvettes présentent également une lixiviation et de la desquamation. Ces dégradations de surface sont engendrées par l'eau qui est plus acide que le béton pour la lixiviation, et par la plus grande porosité, teneur en pâte, et le plus fort gradient hydrique en surface pour la desquamation. La perte de masse augmente avec le nombre de cycles H/S. Le séchage s'accroît au fur et à mesure des cycles à cause de la progression de la fissuration du matériau qui favorise ce séchage. Le suivi des vitesses d'ondes P souligne que l'effet des paramètres de formulation diffère suivant le type de séchage, avec notamment une influence prépondérante de l'argile pour les cycles "accélérés" contrastée par une plus forte influence du ciment pour les cycles "longs". Les essais de résistance en compression montrent qu'un dosage en ciment supérieur à 300 kg/m^3 et une quantité d'argile dans le sol inférieure ou égale à 10 % permettent de conserver suite aux cycles H/S environ 80 % des résistances mécaniques. En revanche, le module d'élasticité statique chute de 13 à 50 % après 6 cycles H/S "accélérés" et de 40 à 90 % après 6 cycles H/S "longs". La comparaison entre les mesures statiques et dynamiques du module montre toutefois que la dégradation périphérique des éprouvettes de béton de sol amplifie la chute du module d'élasticité statique. La corrélation entre la chute de la conductivité hydraulique en fonction de l'endommagement mécanique semble par ailleurs évidente.

- Les attaques sulfatiques externes entraînent des désordres d'ordre chimique et mécanique. Cependant, en dessous d'une conductivité hydraulique de $2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$, aucune altération n'est observée à l'échelle macroscopique. Pour les bétons de sol les plus perméables, la solution concentrée à 25 g/l de sulfate de sodium peut engendrer une desquamation qui, contrairement aux

cycles H/S, est observée sur toute la surface des éprouvettes (K10C200, K25C200), et une fissuration verticale et le long des arrêtes de l'éprouvette. Ces désordres s'accroissent avec la durée d'immersion. Les dégradations liées aux sulfates sont liées aux pressions de cristallisation induites par la formation de gypse et d'ettringite. La précipitation de ces minéraux engendre une augmentation de masse allant jusqu'à 2,25 % pour certaines formulations. Une cure des éprouvettes dans l'eau équilibrée provoque en revanche une perte de masse attribuée au phénomène de lixiviation. L'action des sulfates étant extrêmement lente, un gonflement a été mesuré pour certaines éprouvettes (K25C200 et K25C300), seulement après plus d'un an d'immersion. Les mesures de vitesse d'onde P sont finalement peu affectées par les sulfates, ce qui semble indiquer que l'influence du Na_2SO_4 est surtout superficielle et localisée. D'après les images MEB, le sulfate parvient à pénétrer en profondeur dans l'éprouvette tandis que l'ettringite paraît se développer seulement dans les gros pores. Certaines observations montrent d'ailleurs qu'une fissuration précède l'immersion dans la solution chargée en sulfate décuple la dégradation des éprouvettes. La résistance en compression des bétons de sol est finalement peu impactée par les attaques sulfatiques externes, excepté pour les formulations dont le sol contient 25 % d'argile qui présentent tout de même une diminution de 20 à 30 % après 22 mois d'immersion.

D'après les essais de vieillissement accéléré effectués, au-dessus de 10 % d'argile et avec moins de 300 kg/m^3 de ciment des problèmes de durabilité peuvent se poser et des essais sont indispensables pour évaluer la perte de performance. Ces seuils correspondent à une porosité et une conductivité hydraulique respectivement inférieures à 40 % et 10^{-9} m/s .

Dans le sixième chapitre, les analyses TG et TD mettent en évidence la décomposition du gypse, la déshydratation des C-S-H, la transformation allotropique du quartz, la déshydroxylation de la kaolinite, et la décomposition du CaCO_3 lorsque le béton est chauffé. La réponse thermique du matériau reflète les transferts d'eau liquide et de vapeur. La forte quantité d'eau libre dans les bétons de sol entraîne pendant le chauffage un important écart de température entre la surface et le cœur des éprouvettes. Cet écart de température est plus élevé que celui observé sur des bétons ordinaires. L'intensité de la perte de masse des éprouvettes est par ailleurs directement liée à leur quantité d'eau initiale. Le traitement thermique des bétons de sol entraîne une augmentation de porosité allant jusqu'à 4,6 % en valeur absolue, principalement entre 60 et 300 °C. La valeur de la porosité se stabilise entre 300 et 600 °C. L'évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la température dépend en revanche de la teneur en argile. La valeur de la conductivité hydraulique augmente en effet dès le chauffage à 300 °C pour les formulations K0, contrairement aux mélanges contenant de l'argile où celle-ci n'augmente qu'au-delà de 450 °C. Ces résultats sont cohérents avec l'évolution des résistances mécaniques en fonction de la température. La résistance en compression des éprouvettes K0 diminue en effet linéairement en fonction de la température. Cependant en présence d'argile, la résistance en compression n'est pas impactée jusqu'à 300 °C avant de chuter également. Les résultats montrent finalement que les propriétés élastiques du matériau sont plus affectées que les résistances à la rupture. Les observations au MEB permettent d'expliquer pourquoi la conductivité hydraulique augmente et la résistance mécanique diminue toutes les deux plus rapidement en fonction de la température en absence d'argile. Un "craquèlement" de la pâte cimentaire est en effet observé pour ces formulations dès le chauffage à 300 °C, alors que la microfissuration du matériau s'intensifie surtout à partir de 450 °C pour les bétons de sol contenant de l'argile.

Les résultats présentés dans ce travail de recherche expérimentale ont soulevé différents axes de recherche qui mériteraient d'être approfondis afin d'améliorer la compréhension du comportement des bétons de sol :

- Dans ce travail de recherche, la quantité d'eau des mélanges a été fixée par rapport à la consistance du mélange en utilisant un mini-cône. Les recommandations en matière d'ouvrabilité sont peu nombreuses. Une étude rhéologique plus poussée pourrait permettre d'optimiser la valeur du rapport E/C en fonction du type de sol. L'utilisation d'un rhéomètre permettrait entre autres de proposer des seuils de propriétés rhéologiques plus physiques. Il pourrait également s'agir de fixer une ouvrabilité optimale en s'appuyant sur des critères de résistance et de masse volumique. L'idée serait de déterminer la valeur du rapport E/C en dessous de laquelle un remplissage des moules sans vibration fait décroître la valeur de f_c et de ρ par création de vides (bulles d'air).

- Pour certaines applications de soil-mixing telles que les fondations et les murs de soutènement, le fluage (augmentation progressive de la déformation avec le temps pour une contrainte appliquée constante) est un paramètre important qui devrait être étudié. Le développement très important des déformations différées qui témoignent d'un comportement visqueux et d'un endommagement progressif du matériau peut mener à la rupture. Dans le cas des bétons de sol, les valeurs élevées de déformation ainsi que l'importante chute de module d'Young (à faible niveau de chargement) pendant les essais de compression simple instantanée ont été constatées. Ces observations soulignent l'intérêt d'étudier la déformation différée de ce matériau, notamment à différentes échéances.

- Les ciments riches en laitier sont sensibles à la carbonatation. Celle-ci peut avoir des effets significatifs sur la microstructure du béton de sol. Les changements de volume associés à la précipitation de CaCO_3 peuvent créer des fissures qui augmentent la conductivité hydraulique des bétons de sol.

- L'évolution de la conductivité hydraulique a également fait l'objet de nombreux essais en condition de cure endogène pour mesurer l'influence des paramètres de formulation. La détermination de k_a a également permis d'évaluer le niveau d'endommagement en fonction du nombre de cycles H/S subis ou de la température de chauffage à haute température. La prochaine étape pourrait s'intéresser à l'influence du niveau de chargement mécanique sur la conductivité hydraulique et relier l'endommagement à la densité de fissuration par analyse d'image.

- Concernant les propriétés mécaniques, de nombreux modèles de prédiction et corrélations ont été proposés, puis étayés à partir de résultats de la littérature. Cependant, la sensibilité avérée des bétons de sol vis-à-vis d'une exposition à l'air ou aux cycles H/S remet en causes la validité de ces modèles dans des conditions géologiques, environnementales et de réalisation défavorables. Pour être plus réalistes, les investigations à venir pourraient concerner les propriétés mécaniques de bétons de sol issus de chantiers dans des conditions d'exposition particulièrement préjudiciables. L'objectif serait de proposer à terme des améliorations en matière de formulation.

- Une partie de ce travail de recherche a aussi concerné l'influence des inclusions de sol sur les propriétés mécaniques des bétons de sol. Les recherches à venir pourraient consister à étudier l'influence de la fraction volumique, de la dimension, de la distribution spatiale, de la forme et de la rigidité des inclusions sur le comportement mécanique des bétons de sol. Ces résultats expérimentaux pourraient également être complétés par une étude numérique.

- Il serait intéressant d'étudier l'effet d'une distribution granulaire différente (par exemple continue, ou plus grossière, etc.) sur les performances des bétons de sol. La nature des granulats (silico-calcaires ou calcaires), de l'argile (illite voire montmorillonite en proportions variables) voire même du liant (CEMIII avec moins de laitier par exemple, autres liants que le Portland) seraient également intéressantes à étudier. Enfin, étant donné l'étalement important de ces bétons de sol, l'ajout de super-plastifiant pourrait aider à diminuer la teneur en eau et limiter l'endommagement tout en préservant mieux les propriétés mécaniques.

- Dépister une éventuelle réactivité des éléments grossiers, pour les phénomènes d'alcali-réaction, et analyser l'influence des argiles sur l'usage des granulats à partir de l'essai de propreté pourrait également enrichir la problématique du contexte géologique. Une étude microstructurale à partir d'observations au MEB et d'analyses DRX pourrait également être intéressante à différents temps de maturation, notamment afin d'évaluer la vitesse de l'hydratation du ciment en fonction des paramètres de formulation.

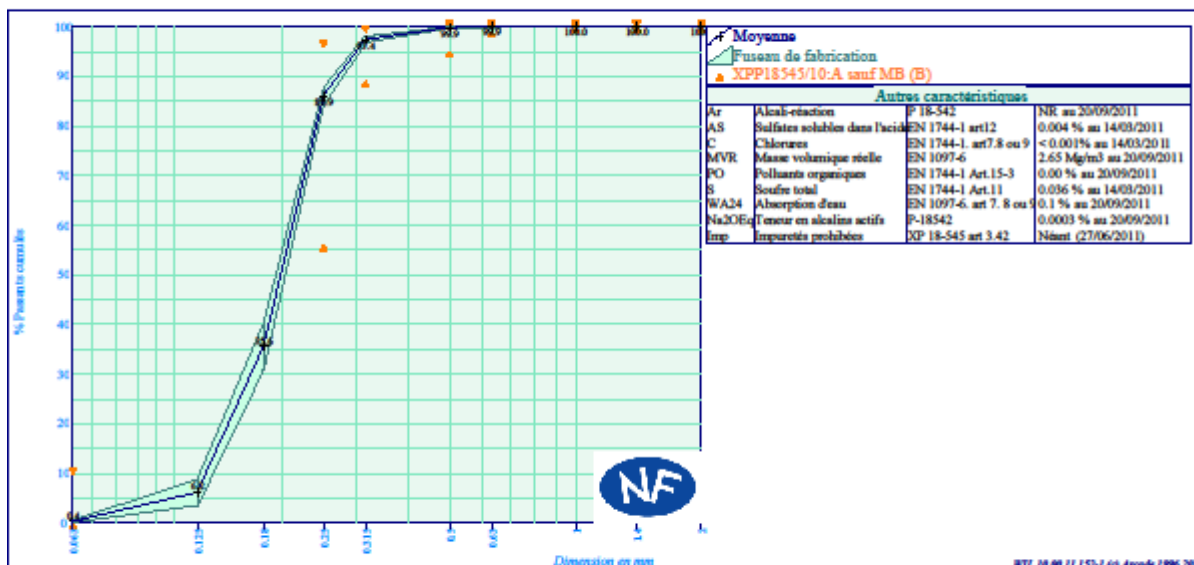
VII. Annexes : fiches techniques des matériaux, DRX et tableau de synthèse

	SIBELCO FRANCE 2, Rue de Foljuif 77140 Saint Pierre les Nemours Tél : 01 64 28 72 74 Fax : 01 64 29 22 22	Fiche Technique Produit 2011-2 <small>Engagement du 01/07/2011 au 31/12/2011</small> Page 1/1
---	---	--

Producteur : Carrière de Bonnevaux
Granulat : Sable Correcteur NE 0/1 type (0/0.315)
Péetrographie : Sable siliceux

Partie contractuelle														
Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage														
Classe granulaire		Norme										Code		
0	1	Norme XP P 18-545 Article 10										A sauf MB (B)		
		0.063	0.125	0.18	0.25	0.315	0.5	0.63	1	1.4	2	MB	W	f
Etendue e	10				40	10								
V.S.S.+U	11.0				99.0	100.0						2.50		
V.S.S.	10.0				96.0	99.0						2.00		10.0
V.S.I.					56.0	89.0	95.0	99.0	100.0	100.0	100.0			
V.S.I.-U					53.0	86.0	94.0	98.0	100.0	100.0	100.0			
Ecart-type max					12.12									

Partie informative													
Résultats de production													
du 03/01/11 au 30/06/11													
	0.063	0.125	0.18	0.25	0.315	0.5	0.63	1	1.4	2	MB	W	f
Maximum	0.7	10.0	45.4	88.6	98.5	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	0.70	5.4	0.7
Xf+1.25x Ecart-type	0.6	8.8	40.2	87.6	98.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	0.63	4.6	0.6
Moyenne Xf	0.4	6.2	35.6	85.9	97.5	99.9	99.9	100.0	100.0	100.0	0.48	3.8	0.4
Xf-1.25x Ecart-type	0.2	3.6	31.0	84.3	96.9	99.7	99.9	100.0	100.0	100.0	0.33	2.9	0.2
Minimum	0.1	1.8	26.2	82.1	96.3	99.7	99.8	100.0	100.0	100.0	0.22	2.5	0.1
Ecart-type	0.15	2.07	3.70	1.30	0.48	0.09	0.06	0.00	0.00	0.00	0.121	0.70	0.10
Nombre de résultats	52	52	52	52	52	52	52	52	52	52	52	52	52
Unité	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	g/kg	%	%
Norme											EN 933-9	EN 1097-5	EN 933-1



Speswhite™

Speswhite is a highly refined kaolin of ultrafine particle size and high brightness from deposits in the South West of England.

IMERY'S PERFORMANCE & FILTRATION MINERALS
 Par Moor Centre,
 Par Moor Road, Par
 Cornwall, PL24 2SQ - UK
 Tel: +44 1726 818000
 Fax: +44 1726 811200

SPECIFICATION

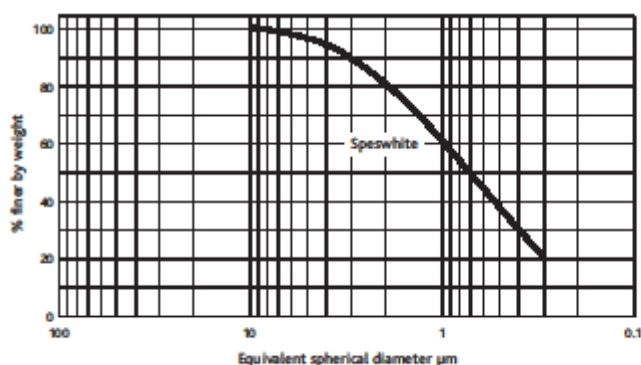
Brightness	(ISO R457)	85.5 ± 1.0
+ 300 mesh	(mass % max.)	0.02
+ 10 µm	(mass % max.)	0.5
- 2 µm	(mass %)	76 - 83
Moisture	(mass % max.)	1.5

TYPICAL PROPERTIES

Yellowness		4.7
Specific gravity		2.6
pH		5.5
Surface area	(BET; m ² /g)	14
Oil absorption	(g/100g)	42
Aerated powder density	(kg/m ³)	360
Tapped powder density	(kg/m ³)	620
Water soluble salt content	(mass %)	0.20
Chemical analysis by X-ray fluorescence		
SiO ₂	(mass %)	47
Al ₂ O ₃	(mass %)	38

CAS No. 1332-58-7

TYPICAL PARTICLE SIZE DISTRIBUTION



ISO 9001
 IM 14752

Kaolin does not appear in EINECS as an individual entry but is classified as "naturally Occurring Substance" with the EINECS No. 3 10-127-6.

The data quoted are determined by the use of IMERY'S Minerals Ltd Standard Test Methods, copies of which will be supplied on request. Every precaution is taken to ensure the products conform to our published data, but since the products are based on naturally occurring raw materials, we reserve the right to change these data should it become necessary. Sales are in accordance with our 'Conditions of Sale', copies of which will be supplied on request.



DAT002K
 March 2008 - Eighth Edition.
 This data sheet supersedes the data sheet dated January 2007.



Version du : 01/07/2013

N° certificat CE : 0333-CPR-2205

Fiche produit de

Rombas
CEM III/C 32,5 N - SR CE PM NF "HRC"

Caractéristiques physiques et mécaniques

Compression en MPa				Eau pâte pure en %	Début de prise en mn à 20 °C	Chaleur en J/g à 41h	Masse volumique en g/cm ³	Surface Bialne en cm ² /g	Stabilité en mm
1j	2j	7j	28j						
nd	11	28	42	34.5	260	199	2.90	4700	1

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)		Caractéristiques des constituants		
Perte au feu	1.8	Principaux		Nature	Caractéristiques	
SiO ₂	32.8	Clinker (K) de	15.0	<u>Clinker (K)</u>	CaO/SiO ₂	3.1
Al ₂ O ₃	10.2	Couvrer		<u>Couvrer</u>	C3S+C2S	79
Fe ₂ O ₃	0.7	Laitier (S)	85.0		MgO (%)	1.0
TiO ₂	nd	Cendres (V)			C3S (%)	68
MnO	nd	Calcaire (L ou LL)			C2S (%)	11
CaO	46.0	Fumées de silice (D)			C3A (%)	11
MgO	5.5				C4AF (%)	7
SO ₃	2.9	Secondaires		<u>Laitier (S)</u>	Laitier vitreux (%)	99.0
K ₂ O	0.58	Calcaire (L ou LL)			(CaO-MgO)/SiO ₂	1.3
Na ₂ O	nd				CaO-MgO-SiO ₂ (%)	82.2
P ₂ O ₅	nd			<u>Cendres (V)</u>	PF (%)	
S ⁻	0.70	Total	100.0		CaO réactive (%)	
Cl ⁻	0.02	Sulfate de calcium			SiO ₂ réactive (%)	
		Gypse		<u>Calcaire</u>	CaCO ₃ (%)	
		Anhydrite	5.5	<u>(L ou LL)</u>	Adsorption bleu méthylène (g/100g)	
Insoluble CEN	0.5	Additifs			TOC (%)	
Na ₂ O éq. actif	nd	Agent de mouture		<u>Fumées</u>	SiO ₂ amorphe (%)	
		Cloter F5003 (AXIM)	0.016	<u>de silice (D)</u>	PF (%)	
					Aire massique BET (m ² /kg)	
Colorimétrie (L*)	81					

Mouture	
Broyeur(s)	6 et 5

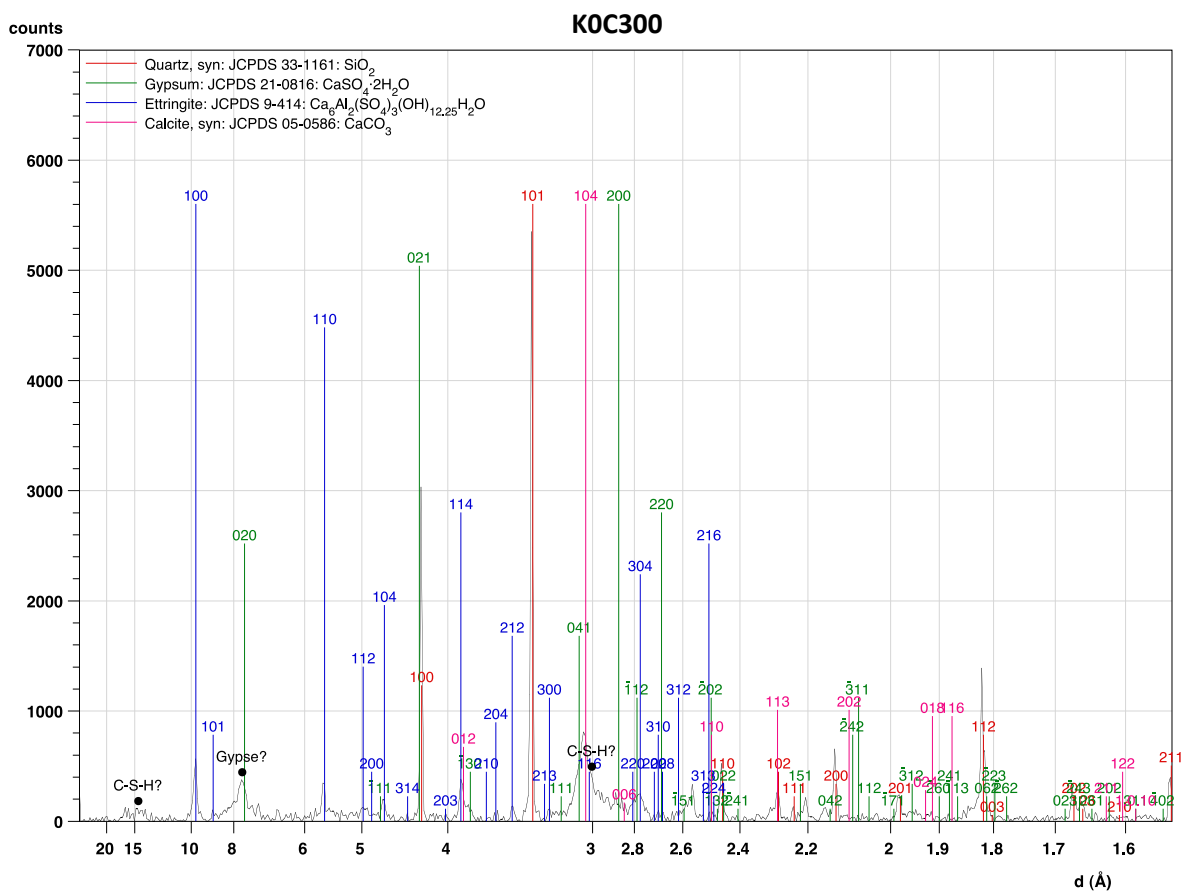
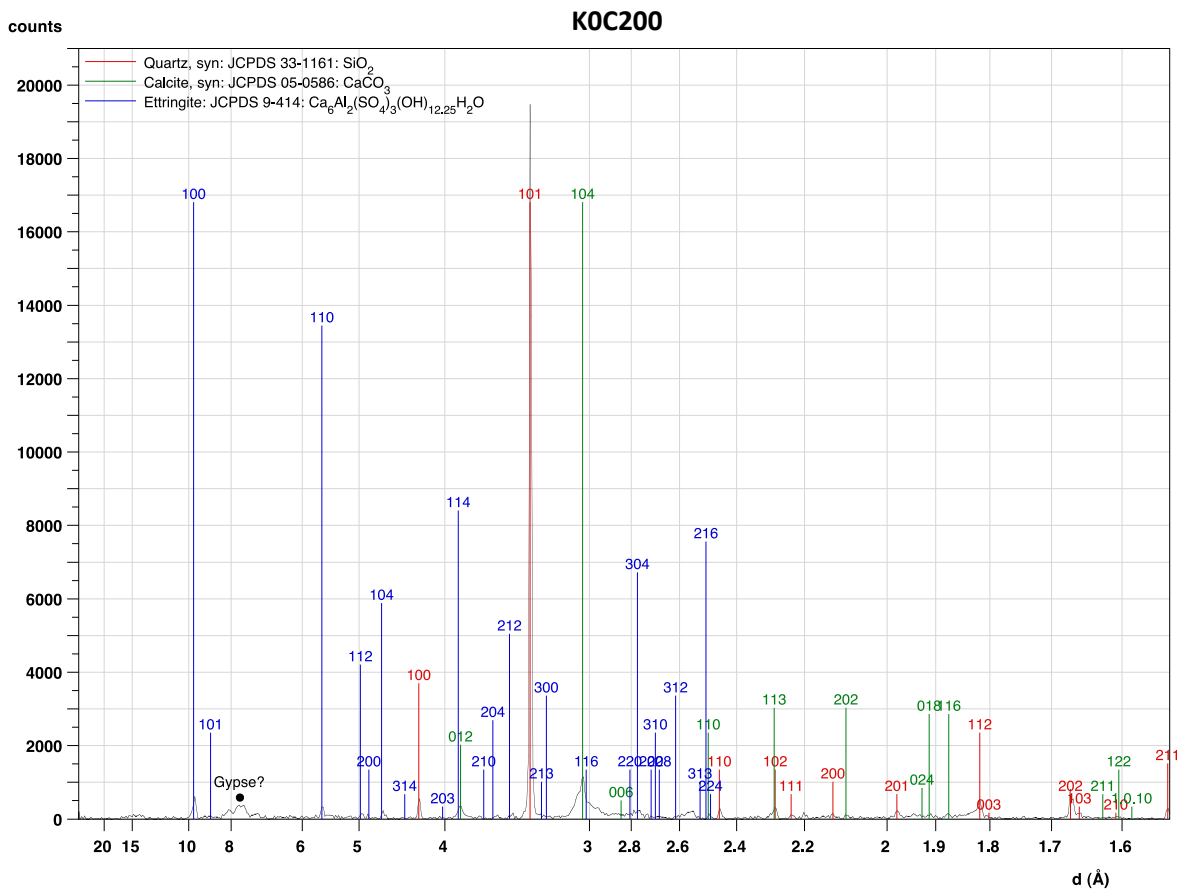
Stockage	
Silo(s)	cf plan de silotage

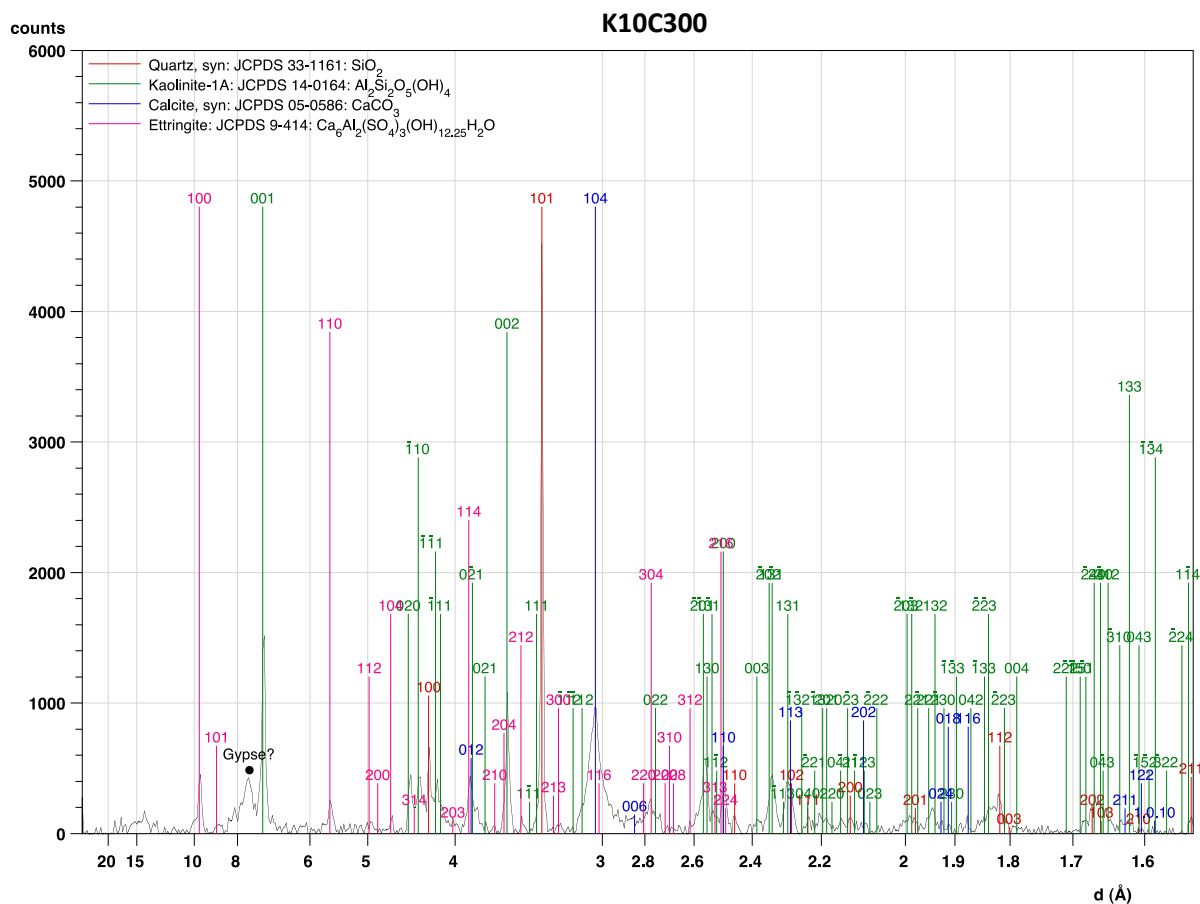
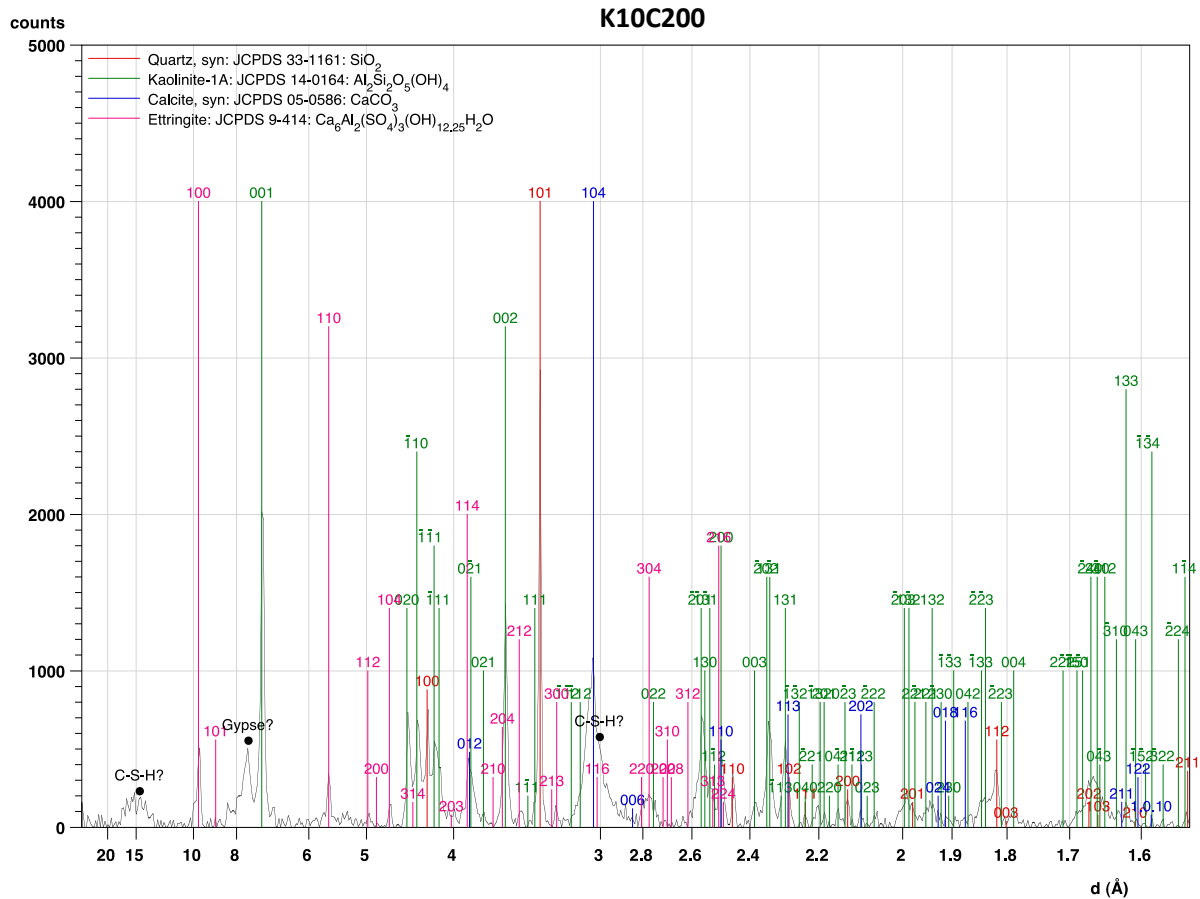
Etablissement	Vrac	Ensachage
Usine de Rombas Dépôt de Gennevilliers	Oui Oui	Oui* Non

* Produit éventuellement disponible en sac dans les dépôts et ou usines

Ces valeurs ne sont données qu'à titre indicatif. Les résultats d'auto-contrôle sont disponibles sur demande à la Direction Commerciale Assistance et Prescription Clients







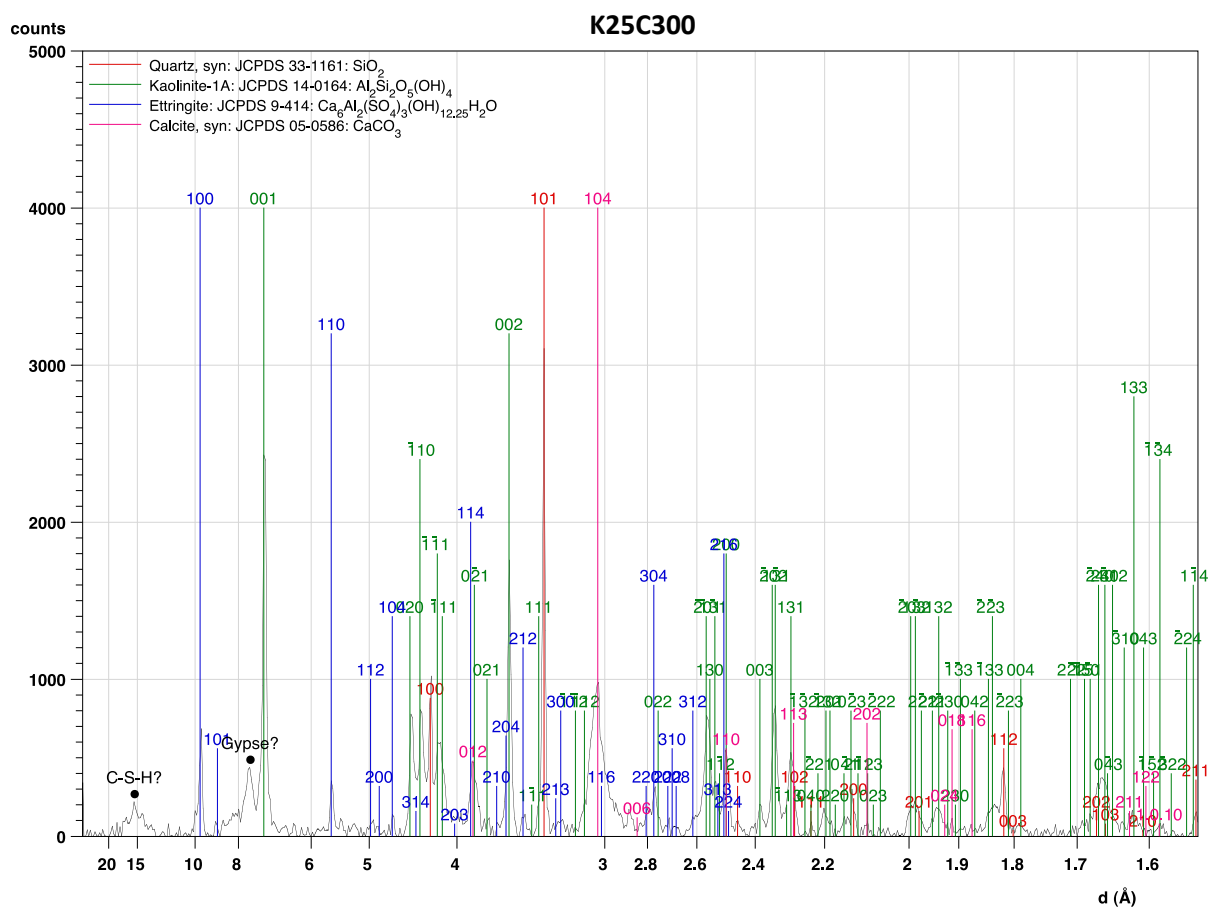
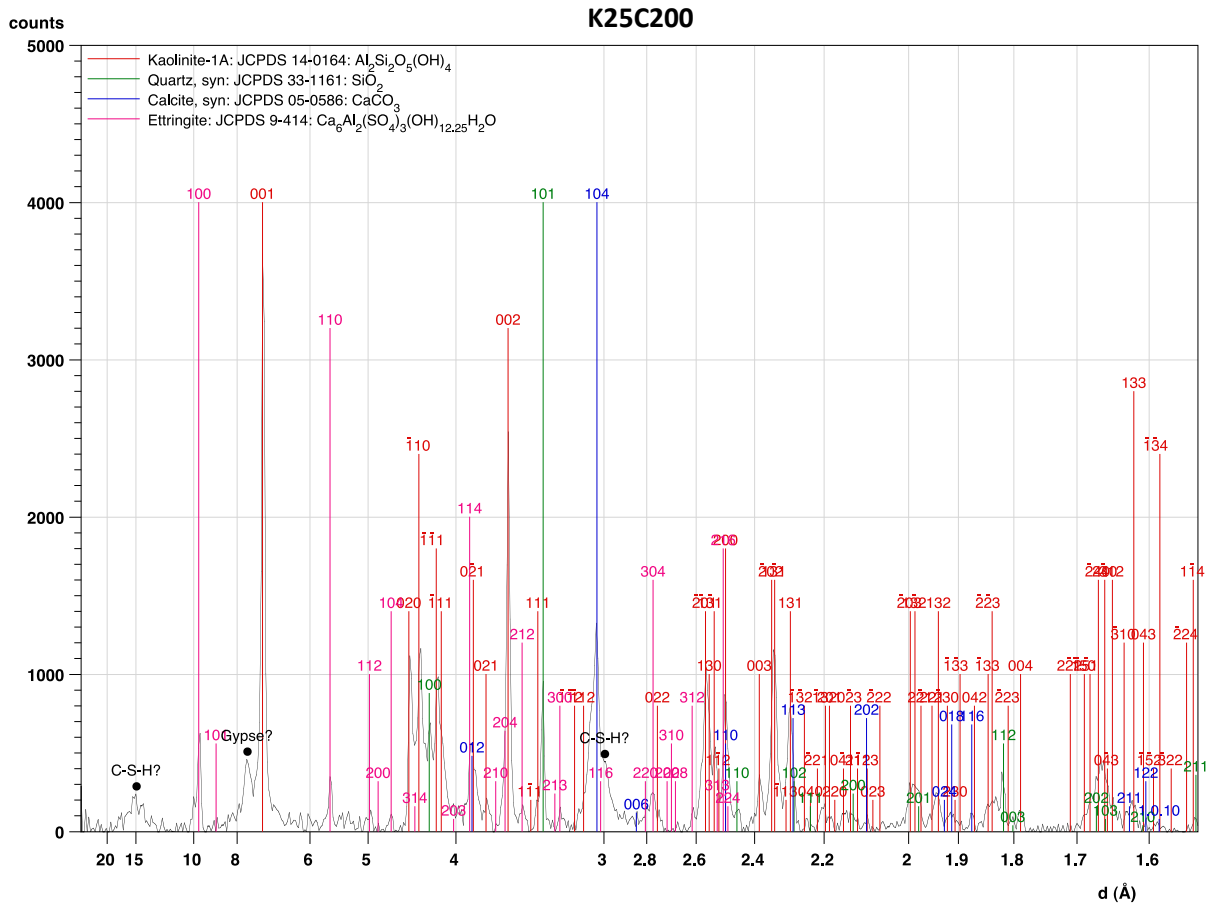


Tableau : synthèse des propriétés physiques et mécaniques après 180 jours de cure endogène

Paramètre	Ciment	Kaolinite (%vol)					
	Kg/m ³	0	5	10	15	25	50
fc [Mpa]	200	5,75 ± 1,07	7,56 ± 0,54	8,45 ± 0,16	9,12 ± 0,40	6,26 ± 0,18	5,65 ± 0,17
	300	9,37 ± 1,02	12,58 ± 0,12	14,27 ± 0,36	15,14 ± 0,57	11,94 ± 0,95	8,67 ± 1,25
Estat [Gpa]	200	17,72 ± 0,13	13,17 ± 0,50	12,9 ± 0,14	10,37 ± 0,50	9,45 ± 0,35	5,06 ± 0,96
	300	22,71 ± 1,41	16,87 ± 0,24	15,5 ± 0,14	14,32 ± 1,18	10,55 ± 0,07	6,66 ± 0,55
Edyn [Gpa]	200	21,34 ± 0,61	15,76 ± 0,28	13,69 ± 0,16	12,30 ± 0,24	7,79 ± 0,14	5,22 ± 0,73
	300	23,88 ± 1,62	16,96 ± 0,42	16,23 ± 0,20	12,79 ± 0,89	10,57 ± 0,35	7,88 ± 0,25
ν [-]	200	0,23 ± 0,02	0,24 ± 0,02	0,30 ± 0,01	0,33 ± 0,02	0,36 ± 0,01	0,37 ± 0,05
	300	0,27 ± 0,04	0,30 ± 0,03	0,3 ± 0,005	0,34 ± 0,02	0,34 ± 0,01	0,32 ± 0,01
ft [MPa]	200	1,7 ± 0,3	-	2,2 ± 0,2	-	1,8 ± 0,2	-
	300	3,2 ± 0,3	-	3,0 ± 0,3	-	2,6 ± 0,4	-
Vp [m/s]	200	3449 ± 22	3024 ± 26	3100 ± 26	2828 ± 54	2725 ± 30	2449 ± 01
	300	3739 ± 17	3359 ± 42	3331 ± 20	3219 ± 10	3003 ± 22	2668 ± 14
ρh [kg/m ³]	200	2092 ± 09	2034 ± 03	1944 ± 05	1845 ± 23	1758 ± 07	1575 ± 01
	300	2123 ± 08	2039 ± 02	1962 ± 02	1980 ± 04	1778 ± 01	1589 ± 04
ρd [kg/m ³]	200	1821 ± 24	1694 ± 06	1582 ± 11	1487 ± 15	1296 ± 08	991 ± 07
	300	1822 ± 05	1718 ± 12	1599 ± 09	1496 ± 10	1311 ± 10	1027 ± 09
η [%]	200	31 ± 1,7	35,7 ± 0,6	40,2 ± 0,5	43,5 ± 0,9	50 ± 0,2	60,1 ± 0,3
	300	29,3 ± 0,9	34 ± 0,6	37,6 ± 0,28	41,35 ± 1,7	48,8 ± 0,3	57,5 ± 0,3
k [m/s]	200	1,5844E-10	-	1,2748E-09	-	1,6522E-09	-
	300	1,0211E-10	-	2,0489E-10	-	7,3058E-10	-

VIII. Bibliographie

- Abdo, J., & Serfass, J.-P. (2009). *Terrassements et assises de chaussées : Traitement des sols aux liants hydrauliques T70*. Collection Technique Cimbéton.
- AFNOR. (2003). NF EN 13286-41. Mélanges traités mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 41 : méthode d'essai pour la détermination de la résistance à la compression des mélanges traités aux liants hydrauliques.
- AFNOR. (2005). NF EN 14679. Exécution de travaux géotechniques spéciaux : Colonnes de sol traité.
- AFNOR. (2012a). NF EN 12390-2. Essais pour béton durci - Partie 2 : confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance.
- AFNOR. NF EN 197-1, Standard. Cement - Part 1: Composition, Specifications and Conformity Criteria for common Cements (2012). French Association for Standardization.
- Åhnberg, H. (2006). *Strength of Stabilised Soils – A laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder*. Thèse de doctorat en génie civil, Swedish Geotechnical Institute, Linköping.
- Ajorloo, A. M. (2010). *Caractérisation du comportement mécanique d'un sable lâche amélioré avec du ciment - Application à la technique du « Deep Mixing »*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Lille 1.
- Akin, M. K. (2016). Experimental studies on the physico-mechanical properties of jet-grout columns in sandy and silty soils. *Journal of African Earth Sciences*, 116, 190–197.
- Al-Tabbaa, A., & King, S. D. (2010). Time Effects of Three Contaminants on the Durability and Permeability of a Solidified. *Environmental Technology*, (Taylor & Francis), 37–41.
- Aldaood, a., Bouasker, M., & Al-Mukhtar, M. (2014). Impact of wetting–drying cycles on the microstructure and mechanical properties of lime-stabilized gypseous soils. *Engineering Geology*, 174, 11–21.
- Alves de Adzeredo, G. (2005). *Mise au point de procédures d'essais mécaniques sur mortiers de terre: application à l'étude de leur rhéologie*. Thèse de doctorat en génie civil, INSA de Lyon.
- Amitrano, D. (2006). Notice de dimensionnement d'un puit canadien. *Arch. Ouvert.*, 1–13.
- Arnold, M., Beckhaus, K., & Wiedenmann, U. (2011). Cut-off wall construction using Cutter Soil Mixing: A case study. *Geotechnik*, 34(1), 11–21.
- Arora, S., Shao, L., & Conkle, C. (2015). Utilizing real-time data and statical analysis for wet soil mixing: a case history. In *Conference Deep Mixing 2015* (pp. 223–236). Deep Foundations Institute (DFI).
- ASTM D5058-90. (1997). *Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*. ASTM International : West Conshohocken, PA.
- ASTM D559 - 96. (2005). *Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures*. ASTM International : West Conshohocken, PA.
- Atkinson, J. (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations. Classification of soils, Book Chapter 5* (Edition 2). New York: Taylor & Francis e-Library, pp.53-65, (ISBN 0-203-01288-7).
- Auroy, M. (2014). *Impact de la carbonatation sur les propriétés de transport d'eau des matériaux cimentaires*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Paris-Est.
- Babaahmadi, A., Tang, L., Abbas, Z., Zack, T., & Mårtensson, P. (2015). Development of an electro-chemical accelerated ageing method for leaching of calcium from cementitious materials. *Materials and Structures*, 531, 1–14.

- Bauer, A., & Berger, G. (1998). Kaolinite and smectite dissolution rate in high molar KOH solutions at 35° and 80°C. *Applied Geochemistry*, 13(7), 905–916.
- Bell, F. G. (1993). Engineering Treatment of Soils. In *Soil stabilization, Book chapter 10*. London: Taylor & Francis e-Library, pp. 235-262, (ISBN 0-203-78242-9).
- Bellato, D. (2013). Experimental Study on the hydro-mechanical behaviour of soils improved using the CSM technology. Thèse de doctorat, Università degli Studi di Padova.
- Bellato, D., Coste, A. D., Gerressen, F.-W., & Simonini, P. (2012). Long-term performance of CSM walls in slightly overconsolidated clays. In *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (Vol. 3, pp. 23–33). Brussels.
- Bellato, D., Simonini, P., Grisolia, M., Leder, E., & Marzano, I. P. (2013). Quality control of Cutter Soil Mixing (CSM) technology – a case study. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 495–498).
- Benhamou, L., & Mathieu, F. (2012). Geomix Caissons against liquefaction Seismic background of Caribbean Islands. In *ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 33–40). Brussels.
- Bergado, D. T., & Lorenzo, G. A. (2005). Economical Mixing Method for Cement Deep Mixing. In *Proceedings of Geo-Frontiers 2005 Innovations in Grouting and Soil Improvement*. Austin.
- Blanc, G., Escadeillas, G., Turatsinze, A., Abdou-Chakra, A., & Brûle, S. (2015). Durabilité de mortiers à bas module d'élasticité. In *Conférence Internationale Francophone NoMaD* (pp. 1–10). Mines Douai.
- Bordy, A., Younsi, A., Fiorio, B., & Aggoun, S. (2016). Influence of drying conditions on hydration of cement pastes with substitution of Portland cement by a recycled cement paste fine. In *ICOME'16 International Conference On Materials And Energy* (pp. 1–6). La Rochelle.
- Bottoni, M. (2009). *Modélisation de la thermo-hydratation, du séchage et du retrait du béton*. Manuel de référence, Fascicule r7.01 : Modélisations pour le Génie Civil et les géomatériaux.
- Boussaid, Ak. (2005). *Sols intermédiaires pour la modélisation physique : application aux fondations superficielles*. Thèse de doctorat, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Braja M.Das. (2002). Soil improvement and Ground Modification, Book chapter 16. In *Principles of foundation engineering* (Edition 8). Boston: Cengage Learning; pp. 813-873 (ISBN-13: 978-1-305-08155-0).
- Brecolotti, M., Bonfigli, M. F., D'Alessandro, A., & Materazzi, A. L. (2015). Constitutive modeling of plain concrete subjected to cyclic uniaxial compressive loading. *Construction and Building Materials*, 94, 172–180.
- Bruce, D. A., Bruce, M. E. ., & DiMillio, A. F. (1999). Dry Mix Methods - A Brief Overview of International Practice. In *International Conference on Dry Mix Methods: Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization* (pp. 15–25). Rotterdam Balkema.
- Bruce, D. A., & Sills, G. (2009). *Managing Our Water Retention Systems. USSD Annual Meeting and Conference*. Nashville.
- Brûle, S. (2014). Le sol mixing depolluant. In *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014*. Beauvais.
- Bur, N. (2012). *Etude des caractéristiques physico-chimiques de nouveaux bétons éco-respectueux pour leur résistance à l'environnement dans le cadre du développement durable*. Thèse de Doctorat, Université de Strasbourg.
- Burlion, N., Bourgeois, F., & Shao, J. F. (2005). Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete. *Cement and Concrete Composites*, 27(3), 367–379.

- Buttress, a. J., Grenfell, J. r. a., & Airey, G. D. (2015). Accelerated swell testing of artificial sulfate bearing lime stabilised cohesive soils. *Materials and Structures*, 48(11), 3635–3655.
- Cali, P. R., & Filz, G. (2015). CRITIQUE OF SPECIFICATIONS FOR DEEP MIXING. In *Conference Deep Mixing 2015* (pp. 1051–1060). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI).
- Castellote, M., Alonso, C., Andrade, C., Turrillas, X., & Campo, J. (2004). Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction. *Cement and Concrete Research*, 34(9), 1633–1644.
- Causescu-ersen, E. A. (2004). *Application de la technique d'émission acoustique à la caractérisation de matériaux céramiques évolutifs*. Thèse de doctorat en Matériaux Céramiques et Traitements de Surface, Université de Limoges.
- Chen, X.-T. (2009). *Effet du chauffage sur le comportement mécanique et poro-mécanique de matériaux cimentaires- propriétés hydrauliques et changements morphologiques*. Thèse de doctorat en génie civil, Ecole Centrale de Lille.
- Chen, Z., Zhu, H., Yan, Z., Zhao, L., Shen, Y., & Misra, A. (2016). Experimental study on physical properties of soft soil after high temperature exposure. *Engineering Geology*, 204, 14–22.
- Chittoori, B., & Puppala, A. J. (2012). Chemical Stabilization of Subgrades for Better Support of Highway Infrastructure. In *ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 289–296). Brussels.
- Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U., & Mengé, P. (2009). *Construction processes. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The Academia and Practice of Geotechnical Engineering* (Vol. 4).
- Chuaqui, M., Hu, F., Gursaud, N., & Lees, D. (2012). A Case Study: Two-fluid jet grouting for Tunneling Application – Soil stabilization and permeability reduction. In *4th International Conference on Grouting and Deep Mixing* (pp. 1–12). Canada: Geo-Foundations Contractors.
- Consoli, N. C., Moraes, R. R. de, & Festugato, L. (2010). Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(October), 1568–1573.
- Correia, A. A. S. (2013). Prediction of the unconfined compressive strength in soft soil chemically stabilized. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013* (pp. 2457–2460).
- Costa, A. (2006). Permeability-porosity relationship: A reexamination of the Kozeny-Carman equation based on a fractal pore-space geometry assumption. *Geophysical Research Letters*, 33(2), 1–5.
- Croce, P., Flora, A., & Modoni, G. (2014). Technology, Book chapter 2. In *Jet Grouting: Technology, Design and Control*. CRC Press, pp. 9-26 (ISBN : 978-1-4822-4718-3).
- Cuira, F., Costa d'Aguiar, S., Grzyb, A., Pellet, F., Mosser, J.-F., Guimond-Barrett, A., & Le Kouby, A. (2013). Modélisation numérique du comportement d'une colonne de soil-mixing et confrontation à un essai de chargement en vraie grandeur. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 2461–2464). Paris.
- Daïan, J. (2007). Porométrie au mercure. Le modèle XDQ. *Université Joseph Fourier*.
- Daïan, J. (2010). Equilibre et transferts en milieux poreux I- Etats d'équilibre, 183 pages.
- Darquennes, A., Staquet, S., Delplancke-Ogletree, M. P., & Espion, B. (2011). Effect of autogenous deformation on the cracking risk of slag cement concretes. *Cement and Concrete Composites*, 33(3), 368–379.
- De Larrard, F. (2009). Concrete optimisation with regard to packing density and rheology. *3rd RILEM*

- International Symposium on Rheology of Cement Suspensions such as Fresh Concrete, France. 8p, 2009.*
- De Larrard, F., & Sedran, T. (1999). Une nouvelle approche de la formulation des betons. *Annales Du Bâtiment et Des Travaux Publics*, 6, 39–54.
- Deng, Y., Yue, X., Liu, S., Chen, Y., & Zhang, D. (2015). Hydraulic conductivity of cement-stabilized marine clay with metakaolin and its correlation with pore size distribution. *Engineering Geology*, 193, 146–152.
- Denies, N. (2011). SOIL MIX Activités de recherche en cours en Belgique : Projet SOIL MIX – IWT 080736. In *Journée d'étude Franco-Belge « Soutènements » Ecole Polytech' Lille*.
- Denies, N., & Huybrechts, N. (2015). Deep Mixing Method: Equipment and Field of Applications. In *Ground Improvement Case Histories, Book chapter 11, Elsevier (ISBN: 978-0-08-100191-2)* (Edition 1, pp. 311–350). Butterworth-Heinemann.
- Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., & Maertens, J. (2012). SOIL MIX WALLS as retaining structures – Belgian practice. In *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 99–117). Brussels.
- Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., Maertens, J., Vervoort, A., & Guimond-Barrett, A. (2015). Thoughts on the durability of the soil mix material. In *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical engineering for infrastructure and development* (Vol. 1, pp. 1404–1408). Edinburgh.
- Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., Vervoort, A., & Maertens, J. (2012a). Mechanical characterization of DEEP SOIL MIX material – procedure description. In *ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI*. Brussels.
- Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., Vervoort, A., & Maertens, J. (2012b). SOIL MIX WALLS as retaining structures – mechanical characterization. In *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 99–117). Brussels.
- Denies, N., & Van Lysebetten, G. (2012). General Report SESSION 4 – SOIL MIXING 2 – DEEP MIXING. In *ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 87–126). Brussels.
- Desarnaud, J. (2010). *Mécanisme de croissance et dissolution de cristaux de KCl sous charge : Apport dans la connaissance des mécanismes d'altération des pierres par les sels*. Thèse de doctorat en géosciences, Université de Paul Cézanne.
- El Ouahabi, M. (2013). *Valorisation industrielle et artisanale des argiles du maroc*. Thèse de doctorat en Géologie, Université de Liège.
- Fares, H. (2010). *Propriétés mécaniques et physico-chimiques de Bétons autoplaçants exposés à une température élevée*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Cergy-Pontoise.
- Farouk, A., & Shahien, M. M. (2013). Ground improvement using soil–cement columns: Experimental investigation. *Alexandria Engineering Journal*, 52(4), 733–740.
- Fatahi, B., Engelbert, D., Mujic, S., & Khabbaz, H. (2011). Effects of Preloading on Soft Clay Improvement Using Deep Soil Mixing. *Australian Geomechanics Journal*, 46(3), 53–62.
- Ganne, P., Denies, N., Huybrechts, N., Vervoort, A., Tavallali, A., Maertens, J., ... De Cock, F. (2012). Deep Soil Mix technology in Belgium: Effect of inclusions on design properties. In *Grouting and Deep Mixing 2012* (Vol. 1, pp. 367–357).
- Gaombalet, J. (2010). *Modélisation du gonflement des argiles et de ses effets sur les ouvrages de stockage souterrain*. Thèse de doctorat en mécanique, École Polytechnique.
- Garnier, V., Chaix, J. ., Rossat, M., Payan, C., & Corneloup, G. (2009). Caractérisation Non Destructive

- des bétons par propagation d'ondes ultrasonores. In *19ème Congrès Français de Mécanique* (pp. 24–28). Marseille.
- Garvin, S. L., & Hayles, C. S. (1999). The chemical compatibility of cement-bentonite cut-off wall material. *Construction and Building Materials*, *13*, 329–341.
- Gelard, D. (2005). *Identification et caractérisation de la cohésion interne du matériau terre dans ses conditions naturelles de conservation*. Thèse de doctorat à l'institut national polytechnique de Grenoble.
- Gélard, D., Dudoignon, P., & Bernard, M. (2007). Mécanisme de réorganisation de argileuse par séchage dans un matériau terre : influence sur la cohésion . In *25èmes rencontres de l'AUGC* (pp. 23–25). Bordeaux.
- Gerressen, F. W., & Vohs, T. (2012). CSM-Cutter Soil Mixing – Worldwide experiences of a young soil mixing method. In *Proceedings of the Fourth International Conference on Grouting and Deep Mixing* (pp. 281–290). New Orleans.
- Geryville, D., Kacimi, L., Cyr, M., & Clastres, P. (2011). Amélioration et étude de l'activité pouzzolanique de certains matériaux d'aluminosilicates naturels. In *19èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil* (pp. 148–157). Lille.
- Grangeon, S., Claret, F., Linard, Y., & Chiaberge, C. (2013). X-ray diffraction: A powerful tool to probe and understand the structure of nanocrystalline calcium silicate hydrates. *Acta Crystallographica Section B: Structural Science, Crystal Engineering and Materials*, *69*(5), 465–473.
- Grisolia, M., Kitazume, M., Leder, E., Marzano, I. P., & Morikawa, Y. (2012). Laboratory study on the applicability of molding procedures for the preparation of cement stabilised specimens. In *ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 335–343). Brussels.
- Grisolia, M., Leder, E., & Marzano, I. . (2013). Standardization of the molding procedures for stabilized soil specimens as used for QC/QA in Deep Mixing application. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 2481–2484).
- Grisolia, M., Leder, E., Marzano, I. P., Mizutani, T., & Morikawa, Y. (2012). Influence of tire chips on the mechanical properties of cement treated soil. In *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 325–333). Brussels.
- Guimond-Barrett, A. (2013). *Influence of mixing and curing conditions on the characteristics and durability of soils stabilised by deep mixing*. Thèse de doctorat en génie civil, Université du Havre.
- Guimond-Barrett, A., Pantet, A., Reiffsteck, P., Fabien, S., Jean-François, M., & Alain Lekouby. (2011). Influence des conditions de mélange et de cure sur les caractéristiques de sols traités au ciment par soil mixing. *29ème Rencontres de l'AUGC Tlemcen (29-31 Mai 2011)*.
- Gunther, J., Holm, G., Westberg, G., & Eriksson, H. (2004). Modified dry mixing (MDM) - A new possibility in Deep Mixing. In *Geotechnical Engineering for Transportation Projects* (pp. 1375–1384). ASCE Special publication 126.
- Hannink, G., Huybrechts, N., & Denies, N. Handboek soilmix-wanden Ontwerp en uitvoering (2015). BGGG/GBMS Thema-avond "Soilmix-wanden."
- Hashimoto, H., Nishimoto, S., & Hayashi, H. (2009). Investigation of Improvement Strength Variation for the Trencher Mixing Method. In *International Symposium on Deep Mixing and Admixture Stabilisation*. Okinawa.
- Hayashi, H., Nishikawa, J., Ohishi, K., & Terashi, M. (2003). Field Observation of Long-Term Strength

- of Cement Treated Soil. *Grouting and Ground Treatment*, 598–609.
- Head, K. H. (1998). *Manual of Soil Laboratory Testing: Volume 3 - Effective stress tests* (John Wiley). England.
- Horpibulsuk, S., Phojan, W., Suddepong, A., Chinkulkijniwat, A., & Liu, M. D. (2012). Strength development in blended cement admixed saline clay. *Applied Clay Science*, 55, 44–52.
- Hughes, P., & Glendinning, S. (2004). Using Blast Furnace Slag and Red Gypsum. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 37, 205–216.
- Ikegami, M., Ichiba, T., Ohishi, K., & Terashi, M. (2002). Long-term strength change of cement treated soil at Daikoku Pier. In *Proceedings of the Nakase Memorial Symposium* (pp. 241–246). Yokosuka.
- Ilić, B. R., Mitrović, A. A., & Miličić, L. R. (2010). Thermal treatment of kaolin clay to obtain metakaolin. *Hemijska Industrija*, 64(4), 351–356.
- Jamshidi, R. J., Lake, C. B., & Barnes, C. L. (2014). Examining Freeze / Thaw Cycling and its Impact on the Hydraulic Performance of a Cement-Treated Silty Sand. *ASCE Journal of Cold Regions Engineering*, 1–17.
- Jasperse, B. H., & Ryan, C. R. (1992). In-situ stabilisation and fixation of contaminated soils by soil mixing. In *ASCE Geotechnical Division Specialty Conference Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics*.
- Jeanty, J. ., Matieu, F., & Benhamou, L. (2013). Importance et applications des inclusions de grande inertie Importance and practical examples of inertial soil improvement. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 2505–2508). Paris.
- Jegandan, S., Al-Tabbaa, A., Liska, M., & Osman, a. a-M. (2010). Sustainable binders for soil stabilisation. *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, 163(1), 53–61.
- Juzwa, A., & Wanik, L. (2012). Selected problems connected with the use of the jet grouting technique. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 2437–2440). Paris.
- Kamruzzaman, A. H. M., Chew, S. H., & Lee, F. H. (2011). Microstructure of cement-treated Singapore marine clay. *Ground Improvement*, 10(3), 113–123.
- Khatri, R. P., Sirivivatnanon, V., & Yang, J. L. (1997). Role of permeability in sulphate attack. *Cement and Concrete Research*, 27(8), 1179–1189.
- Khay, I. (2012). *Etude physico-chimique des interfaces chaux/chanvre/argile : Impact sur la rhéologie des mortiers et sur les propriétés mécaniques , thermiques du matériau composite*. Thèse de doctorat en matériaux, Université de Limoges.
- Kitazume, M. (2012). Influence of specimen preparation on unconfined compressive strength of cement-stabilized Kaolin clay. In *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 385–395). Brussels.
- Kitazume, M., Grisolia, M., Leder, E., Marzano, I. P., Correia, A. A. S., Oliveira, P. J. V., ... Andersson, M. (2015). Applicability of molding procedures in laboratory mix tests for quality control and assurance of the deep mixing method. *Soils and Foundations*, 55(4), 761–777.
- Kitazume, M., & Terashi, M. (2013). *The deep mixing method*. (L. C. Press, Ed.). (ISBN: 978-0-203-58963-2).
- Kolovos, K. G., Asteris, P. G., Cotsovos, D. M., Badogiannis, E., & Tsivilis, S. (2013). Mechanical properties of soilcrete mixtures modified with metakaolin. *Construction and Building Materials*, 47, 1026–1036.

- Konan, K. L. (2006). *Interactions entre des matériaux argileux et un milieu basique riche en calcium*. Thèse de doctorat, Université de Limoges.
- Laefer, D. F., Neill, D. O., & Mahony, C. O. (2009). Impact of clay on early jet-grouting strength. *DFI Proceedings of the 34th Annual Conference on Deep Foundations*.
- Laneyrie, C. (2014). *Valorisations des déchets de chantier du BTP : comportement à haute température des bétons de granulats recyclés*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Cergy-Pontoise.
- Lapointe, E., & Famaña, F. (2015). on the Use of Cement Content Determination Tests for Deep Mixing Projects. In *Deep Mixing Conference* (pp. 581–590). San Francisco.
- Larsson, S. (2005). State of Practice Report – Execution , monitoring and quality control. In *proceedings of International Conference on Deep Mixing: Best Practice and Recent Advances. Deep Mixing '05* (Vol. 2, pp. 732–786). Stockholm: Swedish Deep Stabilization Research Centre, Stockholm.
- LCPC. (2007). *Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne*.
- Le Kouby, A., Duc, M., Marino-paredes, J., & Fanelli, S. (2016). Approche multi-échelle du traitement des argiles par la méthode du Deep Soil Mixing. In *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur* (pp. 205–212). Nancy.
- Le Kouby, A., & Guimond-barrett, A. (2015). Influence of curing conditions on the stiffness and strength of cement-stabilized soils. In *Conference Deep Mixing 2015* (pp. 661–670). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI).
- Le Kouby, A., Saussaye, L., Fargier, Y., Boussafir, Y., Chevalier, C., Ananfouet, Y., ... Auger, N. (2016). Renforcement des digues de Loire par la technique du Deep Soil Mixing ; Deux méthodes proposées - suivi sur deux ans. In *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur* (pp. 229–236). Nancy.
- Lee, H., Vimonsatit, V., Chindaprasirt, P., & Boonserm, K. (2014). Preliminary Study of Lime-Pozzolan Based Cement after Exposed to High Temperatures. *Int'l Journal of Advances in Agricultural & Environmental Engg. (IJAAEE)*, 1(1), 6–12.
- Leoni, F. M., & Bertero, A. (2012). Soil mixing in highly organic materials : the experience of LPV111 , New Orleans , Louisiana (USA). In *Proceedings of the IS-GI Brussels 2012* (pp. 189–198). Belgium.
- Li, J.-S., Xue, Q., Wang, P., Li, Z.-Z., & Liu, L. (2014). Effect of drying-wetting cycles on leaching behavior of cement solidified lead-contaminated soil. *Chemosphere*, 117, 10–13.
- Locat, J., Bérubé, M.-A., & Choquette, M. (1990). Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(3), 294–304.
- Lothenbach, B., Scrivener, K., & Hooton, R. D. (2011). Supplementary cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 41(12), 1244–1256.
- Madhyannapu, R. S., Puppala, A. J., Nazarian, S., & Yuan, D. (2010). Quality Assessment and Quality Control of Deep Soil Mixing Construction for Stabilizing Expansive Subsoils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1), 119–128.
- Malinin, D., & Malinin, A. (2013). Ultrasonic quality control method of sealing walls made by jet grouting technology. In *Proceedings of the 5th International Young Geotechnical Engineers' Conference* (pp. 122–125). IOS Press, Amsterdam.
- Malvault, G., & D, G. M. (2013). *Détermination expérimentale de la distribution de taille de pores d'un milieu poreux par l'injection d'un fluide à seuil ou analyse harmonique*. Thèse de doctorat en mécanique, École Nationale Supérieure d'Arts et Métiers.

- Manić, V., Miljković, L., & Dimitrijević, P. (1996). Influence of mineral additions on cement hydration investigated by NMR and SEM methods. In *Physics, Chemistry and Technology* (pp. 240–248). Yougoslavie.
- Marzano, I. P., Leder, E., Grisolia, M., & Danisi, C. (2012). Laboratory study on the molding techniques for QC / QA process of a Deep Mixing work. In *Proceedings of the 3rd International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 779–786). Near East University, Nicosia.
- Massaad, G., Rozi, E., Loukili, A., & Izoret, L. (2015). Nouvelle méthode d'évaluation des attaques sulfatiques externes : analyse des changements microstructuraux à partir de données macroscopiques. *33èmes Rencontres de l'AUGC, Anglet*.
- Massaad, G., Rozière, E., Loukili, A., & Izoret, L. (2015). Attaques sulfatique externe: nouvelle specification performantielle. In *Conférence Internationale Francophone NoMaD 2015* (pp. 1–10). Mines Douai.
- Massarsch, K., & Topolnicki, M. (2005). Regional Report : European Practice of Soil Mixing Technology. *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing'05, 1*, 19–45.
- Maubec, N. (2010). *Approche Multi-Echelle du traitement des sols à la chaux. Etude des interactions avec les argiles*. Thèse de doctorat en génie civil : université de Nantes.
- Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. M. (2006). *Third Edition Prentice- Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ. Concrete: microstructure, properties, and materials*.
- Melentijevic, S., & Arcos, J. L. (2013). Application of cement deep mixing method for underpinning. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 2549–2552). Paris.
- Melentijevic, S., Martin, F., & Prieto, L. (2013). Execution of Springsol® deep mixed columns: Field trials. *Installation Effects in Geotechnical Engineering*, 219–225.
- Mindess, S., Young, J. F., & Darwin, D. (2002). *Concrete*. (Pearson, Ed.) (Edition 2). Hydration of Portland Cement, Book chapter 4, pp. 57-91 (ISBN : 0-13-064632-6).
- Minet, J. (2003). *Synthèse et Caractérisation de Silicates de Calcium Hydratés Hybrides*. Thèse de doctorat en chimie inorganique, Université de Paris XI.
- Mitchell, J. K. (1993). Soil Mineralogy, Book chapter 3. In *Fundamentals of soil behavior*. 2nd ed. New York: Wiley, pp. 35-82.
- Mohamed, M. A. S. (2011). *Influence de la valorisation des microfibrilles végétales sur la formulation et la résistance aux cycles de gel-dégel de BAP*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Cergy-Pontoise.
- Montes-Hernandez, G. (2002). *Etude expérimentale de la sorption d'eau et du gonflement des argiles par microscopie électronique à balayage environnementale (ESEM) et l'analyse digitale d'images*. Thèse de doctorat en géochimie, Université Louis Pasteur de Strasbourg.
- Namikawa, T., & Koseki, J. (2007). Evaluation of tensile strength of cement-treated sand based on several types of laboratory tests. *Soils and Foundations*, 47(4), 657–674.
- National Research Council. (2007). *Assessment of the Performance of Engineered Waste Containment Barriers* (National A). Washington, DC.
- Neville, A. M. (2011). *Properties of Concrete*. (Pearson, Ed.) (Edition 5). Durability of concrete, Book chapter 10, (ISBN: 978-0-273-75580-7).
- Newman, A. (1967). Clays and Clay Minerals. In proceedings of the fourteenth National Conference (Ed.), *Clay Minerals* (Vol. 7, pp. 124–125). Berkeley, California.

- Nguyen, M., Wardeh, G., & Ghorbel, E. (2015). Etude de l'endommagement des bétons à granulats recyclés. In *33èmes Rencontres de l'AUGC, ISABTP/UPPA* (pp. 1–10). Anglet.
- Nguyen, V. T. (2013). *Comportement des bétons ordinaire et à hautes performances soumis à haute température : application à des éprouvettes de grandes dimensions*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Cergy-Pontoise.
- Niry, R. (2016). *Comportement des bétons à haute température : influence de la nature du granulats*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Cergy-Pontoise.
- Noumowé, A. (1995). *Effet de hautes températures (20-600°C) sur le béton. Cas particulier du béton à hautes performances*. Thèse de doctorat en génie civil, Institut national des sciences appliquées de Lyon.
- Noumowé, A., Ranc, G., & Hochet, C. (2003). Moisture migration and thermo-mechanical behaviour of Concrete at up to 310 °C. In *Transactions of the 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 17)* (pp. 1–9). Prague.
- Nozu, M., Anh, N. T., Shinkawa, N., Matsushita, K., & Corporation, F. T. (2012). Remedy of Deep Soil Mixing Quality for Montmorillonite Clay Deposited in the Mekong and Mississippi Deltas. In *ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 443–449). Brussels.
- Ochma, M., Modoni, G., & Bzówka, J. (2015). Prediction of the diameter of jet grouting columns with artificial neural networks. *Soils and Foundations*, 55(2), 425–436.
- Olivier, K., Darquennes, A., Benboudjema, F., & Gagné, R. (2013). Etude de la sensibilité à la fissuration des matériaux cimentaires avec additions minérales au jeune âge. In *31èmes Rencontres de l'AUGC. E.N.S., Cachan*.
- Ollivier, J.-P., & Vichot, A. (2008). *La durabilité des bétons*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- P. Lunardi. (1997). Ground improvement by means of jet-grouting. In G. Improvement (Ed.), *Proceedings of the ICE Ground Improvement* (pp. 65–85). Parma.
- Pagán-Ortiz, J. E. (2013). Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support. *U.S. Department of Transportation, Washington, DC*, p.228.
- Panesar, D. K., & Shindman, B. (2011). Elastic properties of self consolidating concrete. *Construction and Building Materials*, 25(8), 3334–3344.
- Park, S.-S. (2010). Effect of Wetting on Unconfined Compressive Strength of Cemented Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(12), 1713–1720.
- Pellerin, F.-M. (1980). La porosimétrie au mercure appliquée à l'étude géotechnique des sols et des roches. *Bulletin de Liaison Des Laboratoires Ponts et Chaussées*, 106, 105–116.
- Perera, A., Al-Tabbaa, A., Reid, J., & Johnson, D. (2005). State of practice report UK stabilisation/solidification treatment and remediation - Part V: Long-term performance and environmental impact. In *Proceedings of the International Conference on Stabilisation/Solidification Treatment and Remediation* (pp. 437–457). Cambridge.
- Planel, D. (2002). *Les effets couplés de la précipitation d'espèces secondaires sur le comportement mécanique et la dégradation chimique des bétons*. Thèse de doctorat en physico-chimie des matériaux, Université de Marne la Vallée.
- Pliya, B. A. P. (2010). *Contribution des fibres de polypropylène et métalliques à l'amélioration du comportement du béton soumis à une température élevée*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Cergy-Pontoise.

- Pooranampillai, S., Parmantier, D., Dawson, K., & Shin, S. (2011). A case history on the design, construction, and field quality control of cement Deep Soil Mixing. In *37th Annual conference on deep foundations* (pp. 135–144). Houston.
- Porbaha, A., Shibuya, S., & Kishida, T. (2000). State of the art in deep mixing technology. Part I: Basic concepts and overview. *Ground Improvement*, 4, 91–110.
- Puppala, A. J., Intharasombat, N., & Vempati, R. K. (2005). Experimental Studies on Ettringite-Induced Heaving in Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(3), 325–337.
- Quickfall, G., Okada, W., & Morrison, T. (2014). Ground Improvement using Turbojet Deep Soil Mixing - Case Study, p.8.
- Reiffsteck, P., Kouby, A. Le, Szymkiewicz, F., & Pantet, A. (2011). *Propriétés du produit Soilmix Soil mixing Facteurs influant sur la résistance du solmix*. Journée d'étude Franco-Belge "Soutènements."
- Reiffsteck, P., Nguyen Pham, P.-T., & Arbaut, J. (2007). Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol. *BLPC n°268-269*, 83–104.
- Richards, T. W., & Yngve, V. (1918). The solubility of sodium sulfate as a means of determining temperatures. *Journal of the American Chemical Society*, 40(1), 164–174.
- Richardson, D. N. (1991). Review of variables that influence measured concrete compressive strength. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 3(2), 95–112.
- Richardson, I. G. (2004). Tobermorite/jennite- and tobermorite/calcium hydroxide-based models for the structure of C-S-H: Applicability to hardened pastes of tricalcium silicate, β -dicalcium silicate, Portland cement, and blends of Portland cement with blast-furnace slag, metakaol. *Cement and Concrete Research*, 34(9), 1733–1777.
- Rilem Tc 129-Mht. (1995). Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures - Compressive strength for service and accident conditions. *Materials and Structures*, 28, 410–414.
- Rost, F. S. (1980). Changes of pore structure of cement mortars due to temperature. *Cement and Concrete Research*, 10, 157–164.
- Samouh, H., Rozière, E., & Loukili, A. (2012). Interprétation des mesures du retrait de dessiccation des bétons autoplaçants (BAP). In *XXXe Rencontres AUGC-IBPSA* (pp. 1–10). Chambéry.
- Sargent, P., Rouainia, M., Hughes, P. N., & Glendinning, S. (2012). Alkali Activation of Industrial By-Products for use in Soil Stabilisation. In *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI*. Brussels.
- Saride, S., Puppala, A. J., & Chikyala, S. R. (2013). Swell-shrink and strength behaviors of lime and cement stabilized expansive organic clays. *Applied Clay Science*, 85, 39–45.
- Sasa, K., Kurumada, Y., & Watanabe, M. (2015). Mixing Proportion Design and Construction Management for Application of Cement Deep Mixing Method To Construction Project on Controlled Final Landfill Site in Japan. In *Conference Deep Mixing 2015* (pp. 193–202). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI).
- Saussaye, L., Boutouil, M., Baraud, F., & Leleyter, L. (2012). Soils treatment with hydraulic binders : physicochemical and geotechnical investigations of a chemical disturbance. In *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (Vol. II, pp. 479–489). Brussels.
- Shakhmenko, G., & Birsh, J. (1998). Concrete mix design and optimization. In *2nd Int PhD Symposium Civil Engineering* (pp. 1–8). Budapest.
- Sheen, Y.-N., Zhang, L.-H., & Le, D.-H. (2013). Engineering properties of soil-based controlled low-strength materials as slag partially substitutes to Portland cement. *Construction and Building*

Materials, 48, 822–829.

- Sheng-Hua, X., Song-Yu, L., Zhi-Bin, L., & Guang-Yin, D. (2012). In-situ Test on Soft Marine Clays with High Clay Content Improved by Bidirectional Dry Jet Mixing Method. *GeoCongress*, (1984), 988–995.
- Sherwood, P. T. (1962). Effect of sulfates on cemented lime-stabilized soils. *National Academy of Sciences-National Research Council Publication 1048*, pp. 98–107. Washington, D.C.
- Shihata, S. A., & Baghdadi, Z. A. (2001). Long-Term Strength and Durability of Soil Cement. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 13, 161–165.
- Société des ciments Français - CEREG CH. Vernet. (1982). des ciments riches en laitier (CLK) (*). In *Conférence sur les Laitiers et Ciments au Ajouts - MONS (Belgique)* (pp. 85–89).
- Swedish Ministry of Transport, P. W. a. W. M. (2002). *EuroSoilStab : Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils Design*.
- Szymkiewicz, F. (2011). *Evaluation des propriétés mécaniques du matériaux Soil-Mixing*. Thèse de doctorat en géotechnique, Université Paris-Est.
- Szymkiewicz, F., Guimon-Barrett, A., Marino, J. P., Le Kouby, A., & Reiffsteck, P. (2015). Assessment of Strength and Other Mechanical Properties of the Deep Mixing Material. In *Conference Deep Mixing 2015* (pp. 651–660). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI).
- Szymkiewicz, F., Guimond-Barrett, A., Le Kouby, A., & Reiffsteck, P. (2012). Influence of grain size distribution and cement content on the strength and aging of treated sandy soils. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(7), 37–41.
- Szymkiewicz, F., Le Kouby, A., Reiffsteck, P., Mosadegh, A., & Tacita, J.-L. (2013). Etude paramétrique en laboratoire du matériau Deep Soil-Mixing. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 2605–2608). Paris.
- Szymkiewicz, F., Le Kouby, A., Reiffsteck, P., Tacita, J.-L., & Lechevallier, S. (2010). Caractérisation par essais mécaniques de l'homogénéité du matériau soil-mixing. In *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur* (pp. 737–744). Grenoble.
- Szymkiewicz, F., Tamga, F.-S., Le Kouby, A., & Reiffsteck, P. (2013). Optimization of strength and homogeneity of deep mixing material by the determination of workability limit and optimum water content. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(10), 1034–1043.
- Szymkiewicz, F., Tamga, F.-S., Le Kouby, A., Reiffsteck, P., & Tacita, J.-L. (2012). Laboratory study of the workability of the Deep Soil-Mixing material and in situ applications. In *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 501–510).
- Tayabji, S. (2016). *Subgrade Stabilisation Materials & Méthods*. In *Nebraska Concrete Paving Workshop*. Lincoln.
- Taylor, H. (1997). *Cement chemistry*. Thomas Telford Publishing (Edition 2). (ISBN: 0 72772592 0).
- Terashi, M. (1997). Theme lecture : Deep mixing method-Brief state of the art. In *14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 2475–2478). Hamburg.
- Terashi, M., & Kitazume, M. (2015). Deep Mixing – Four Decades of Experience, Research and Development. In *Deep Mixing Conference* (pp. 781–800). San Francisco.
- Terashi, M., Okumura, T., & Mitsumoto, T. (1977). *Fundamental properties of lime treated soil (1st report)*. Report of the Port and Harbour Research Institute, 16(1).
- Terashi, M., Tanaka, H., Mitsumoto, T., Honma, S., & Ohhashi, T. (1983). *Fundamental properties of lime and cement treated soils (3rd Report)*. Report of the Port and Harbour Research Institute, Ministry of the Transport, Nagase.
- Terzaghi, S., Okada, W., Houghton, L. D., & Quickfall, G. (2002). COLMIX - Deep Soil Mixing in New

Zealand – An update. *Geo Technical Stabilization : Hiway Stabilizers Australia*.

- Thiery, M. (2005). *Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires : Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques*. Thèse de doctorat en Structures et Matériaux, École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Tinoco, J., Correia, A. G., & Cortez, P. (2013). A novel approach to predicting Young's modulus of jet grouting laboratory formulations over time using data mining techniques. *Engineering Geology*, 169, 50–60.
- Topolnicki, M. (2004). *Ground Improvement*. (Spon Press, Ed.) (Edition 2). In situ soil mixing, Book chapter 9, pp.331-428, (ISBN 0-203-57085-5).
- Topolnicki, M. (2012). General Overview. *Latest Advances in Deep Mixing: Presentation of the Short Courses of the Int. Symp. on Ground Improvement IS-GI*. Brussels.
- Topolnicki, M. (2015). Geotechnical design and performance of road and railway viaducts supported on DSM columns - A summary of practice. In *Conference Deep Mixing 2015* (pp. 131–150). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI).
- Topolnicki, M., & Soltys, G. (2012). Novel Application of Wet Deep Soil Mixing for Foundation of Modern Wind Turbines. In *proceedings of the 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing* (pp. 1–10). New Orleans.
- Ueno, K., Tokunaga, S., Asanuma, T., Morikawa, Y., Nakagawa, D., Hanawa, N., & Nagatsu, T. (2015). Research on strength characteristics of cement-treated soils at construction joints. In *Conference Deep Mixing 2015* (Vol. 109, pp. 96–99). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI).
- Van Lysebetten, G., Vervoort, A., Maertens, J., & Huybrechts, N. (2014). Discrete element modeling for the study of the effect of soft inclusions on the behavior of soil mix material. *Computers and Geotechnics*, 55, 342–351.
- Van Rompaey, G. (2006). *Etude de la réactivité des ciments riches en laitier, à basse température et à temps court, sans ajout chloruré*. Thèse de doctorat en sciences appliquées, Université Libre de Bruxelles.
- Verástegui-Flores, R. D. (2014). Impact of sulfate attack on mechanical properties and hydraulic conductivity of a cement-admixed clay. *Applied Clay Science*, 101, 490–496.
- Vervoort, A., Tavallali, A., & Lysebetten, G. Van. (2012). Mechanical characterization of large scale soil mix samples and the analysis of the influence of soil inclusions. In *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI* (pp. 127–136). Brussels.
- Vu, T.-H. (2009). *Caractérisation de la phase solide et transferts de gaz dans les milieux poreux insaturés. Etude expérimentale et modélisation appliquées à la diffusion de l'hydrogène dans les matériaux cimentaires*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Toulouse.
- Wagner, J. F. (2013). Mechanical properties of clays and clay minerals, Book chapter 9. In *Developments in Clay Science* (Edition 2, pp. 347–381). Geology Department, Trier University, Trier: Elsevier Ltd, pp. 347-381.
- Wang, L. (2002). *Cementitious stabilization of soils in the presence of sulfate*. Ph.D. Dissertation, Louisiana State University: Baton Rouge.
- Wang, Z.-F., Shen, S.-L., & Yang, J. (2012). Estimation of the Diameter of Jet-Grouted Column Based on Turbulent Kinematic Flow Theory. In *Grouting and Deep Mixing* (pp. 2044–2051). ASCE Geotechnical Special Publication 228.
- Wei, X., Hong, T., Luong, N., & Hattab, M. (2011). Etude expérimentale de la fissuration par dessiccation dans une kaolinite. In *29èmes Rencontres Universitaire de Génie Civil* (pp. 520–529). Tlemcen.

- Wiyantoko, B., Kurniawati, P., Purbaningtias, T. E., & Fatimah, I. (2015). Synthesis and Characterization of Hydrotalcite at Different Mg/Al Molar Ratios. *Procedia Chemistry*, 17, 21–26.
- Xing, H., Yang, X., Xu, C., & Ye, G. (2009). Strength characteristics and mechanisms of salt-rich soil–cement. *Engineering Geology*, 103(1–2), 33–38.
- Xing, Z. (2011). *Influence de la nature minéralogie des granulats sur leur comportement et celui des bétons à hautes températures*. Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Cergy-Pontoise.
- Yamasaki, K., Hemstreet, D., Gerondale, A., & Shao, L. (2015). Wet Soil Mixing for Supporting Bridge Abutments on Spread Footings. In *Conference Deep Mixing 2015* (pp. 395–404). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI).
- Yang, S., Zhongzi, X., & Mingshu, T. (1996). The process of sulfate attack on cement mortars. *Advanced Cement Based Materials*, 4(1), 1–5.
- Yang, Y., Wang, G., Xie, S., Tu, X., & Huang, X. (2013). Effect of mechanical property of cemented soil under the different pH value. *Applied Clay Science*, 79, 19–24.
- Yermak, N. (2015). *Comportement à hautes températures des bétons additionnés de fibres*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Cergy-Pontoise.
- Younsi, A. (2012). *Carbonatation de bétons à forts taux de substitution du ciment par des additions minérales*. Thèse de doctorat en génie civil, Université de La Rochelle.
- Yu, C., Sun, W., & Scrivener, K. (2013). Mechanism of expansion of mortars immersed in sodium sulfate solutions. *Cement and Concrete Research*, 43(1), 105–111.
- Zhang, Q., & Ye, G. (2011). Microstructure analysis of heated Portland cement paste. *Procedia Engineering*, 14, 830–836.
- Zhang, Z., & Tao, M. (2008). Durability of cement stabilized low plasticity soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 203–213.