

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI-MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté des sciences de l'ingénieur

Année 2018

Département de Génie Civil

THESE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT

Amélioration des propriétés géotechniques des argiles par l'utilisation de sous-produits industriels

Option

GEOTECHNIQUE

Par

ZEMOULI SAMIRA

DIRECTEUR DE THESE CHELGHOU M. N. P.R Université Badji Mokhtar- Annaba

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :	ACHOURA DJAMEL	P.R	Université Annaba
EXAMINATEURS :	MESSAST SALAH	P.R	Université Skikda
	BOUABAZ MOHAMED	P.R	Université Skikda
	MENDJEL ABDEL HAMID	MCA	Université Annaba
	LAOUAR MOHAMED SALAH	MCA	Université Tébessa

REMERCIEMENTS

Gloire à Dieu le seul et unique omniscient et omniprésent.

Le travail présenté dans cette thèse est une contribution au développement de la stabilisation chimique des sols fins problématiques qui fait actuellement l'objet d'études et de recherches un peu partout dans le monde. Cette technique de traitement des sols dits à problèmes assure une stabilité des ouvrages géotechniques construits avec d'énormes quantités de remblai en terre souvent de qualité inadéquate et les structures légères réalisées à leur surfaces superficielles.

Au cours de son travail de recherche, l'auteure a bénéficié de l'aide et des orientations de son encadreur, Monsieur Noureddine Chelghoum Professeur des universités au département de Génie Civil de l'Université Badji Mokhtar-Annaba, pour traiter ce sujet. Son encadrement scientifique, son accessibilité et surtout la confiance qu'il m'a témoignée m'ont été d'un grand apport pour la réalisation de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma grande reconnaissance

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et critiquer mon travail et assister à ma soutenance.

L'auteur tient aussi à remercier M. Toukik Benhanachi et M. Nacer Aimer Chefs départements des Laboratoires des Travaux Publics de l'Est des villes de Constantine et d'Annaba pour m'avoir permis d'utiliser les facilités disponibles en leurs deux laboratoires..

Mes remerciements sont également destinés aux différents responsables du département de génie civil des Universités Badji Mokhtar-Annaba et 20 Aout 1955 de Skikda, auxquels sans leur aides ce travail n'aurait pas été possible.

Merci à tous ceux qui, de près ou de loin m'ont aidé dans la préparation de cette thèse plus particulièrement mes étudiants en Master Géotechniques pour tous les efforts qu'ils ont consenti pour réaliser les différents essais en plus d'être disponible à tout moment.

Je remercie également mes enfants, Rhil, Mohamed Wassim et Sarra pour ce qu'ils ont supporté et mes parents qui m'ont soutenu durant tout mon parcours de formation universitaire tant financièrement que moralement.

SOMMAIRE

	<i>Pages</i>
ملخص	v
RESUME	vi
ABSTRACT	vii
NOTATIONS	viii
LISTE DES FIGURES	x
LISTE DES TABLEAUX	xvi
<i>Chapitre 1</i> INTRODUCTION	1
1.1 INTRODUCTION GENERALE	1
1.2 OBJECTIFS	3
1.3 STRUCTURE DE LA THESE	4
<i>Chapitre 2</i> LES ARGILES ET LEURS MINERAUX	5
2.1 INTRODUCTION	5
2.2 DEFINITION DES ARGILES	5
2.3 MINERAUX ARGILEUX	6
2.3.1 <i>Microstructure des argiles</i>	6
2.4 PROPRIETES MACROSCOPIQUES	12
2.4.1 <i>Argiles tendres et argiles raides</i>	12
2.4.2 <i>Propriétés mécaniques caractéristiques des argiles</i>	13
2.4.3 <i>L'argile en tant que milieu poreux</i>	14
2.4.4 <i>Gonflement, retrait et dessiccation</i>	14
2.5 TRAITEMENT DES SOLS EXPANSIFS	19
<i>Chapitre 3</i> STABILISATION DES SOLS	20
3.1 INTRODUCTION	20
3.2 STABILISATION DES SOLS	21
3.3 LE LAITIER	24
3.3.1 <i>Refroidissement lent</i>	25
3.3.2 <i>Refroidissement rapide:</i>	25
3.3.3 <i>Activation du laitier granulé:</i>	26
3.4 TRAVAUX ANTERIEURS	27
3.4.1 <i>Noorina Tarannum Khan†*, Swapnil Walzade† and R.K. Yadav (2017)</i>	27
3.4.2 <i>Daylan J (2016)</i>	31

	3.4.3 Ashish Kumar Pathak ¹ , Dr. V. Pandey, Krishna Murari. J.P.Singh (2014)	36
	3.4.4 Sridevi G and Sreerama Rao A (2014)	40
	3.4.5 Anil Kumar Sharma (2011)	43
	3.4.6 Erdal Cokca, Veysel Yazici et Vehbi Ozaydin (2009)	46
	3.4.7 R. James, A. H. M. Kamruzzaman, A. Haque and A. Wilkinson (2008)	53
Chapitre 4	MATERIAUX ET PROCEDURES D'ESSAIS	57
	4.1 INTRODUCTION	57
	4.2 MATERIAUX	57
	4.2.1 LES MATERIAUX STABILISATEURS	57
	4.2.2 LE MATERIAU SOL	61
	4.3 EQUIPEMENTS ET PROCEDURES D'ESSAIS	70
	4.3.1 Préparation des éprouvettes	70
	4.3.2 Modes Opératoires	71
Chapitre 5	ESSAIS ET INTERPRETATIONS	76
	5.1 INTRODUCTION	76
	5.2 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LE PH DU SOL	76
	5.3 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LA DENSITE SPECIFIQUE DU SOL	79
	5.4 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LA GRANULOMETRIE DU SOL	80
	5.5 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LES LIMITES D'ATTERBERG DU SOL	81
	5.5.1 Sol traité au laitier seul	81
	5.5.2 Sol traité au laitier activé	87
	5.5.3 Comparaison des résultats pour les additifs laitier et laitier activé	93
	5.6 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LE COMPACTAGE DU SOL	95
	5.6.1 Influence du laitier sur les caractéristiques de compactage	95
	5.6.2 Influence du laitier activé sur les caractéristiques de compactage	99
	5.7 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LA COMPRESSION SIMPLE DU SOL	104
	5.8 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LE GONFLEMENT DU SOL	116
	5.8.1 Influence du laitier sur le gonflement du sol	116
	5.8.2 Influence du laitier activé sur le gonflement du sol	122
	5.8.3 Comparaison de l'influence du laitier et du laitier activé sur le gonflement du sol	128
	5.8.4 Comparaison de la variation de la hauteur	131
	5.8.5 Etude de fiabilité des essais de gonflement	132
Chapitre 6	CONCLUSIONS ET RECOMANDATONS	137

6.1 CONCLUSIONS	137
6.2 RECOMANDATIONS	138
REFERENCES	139
ANNEXE	144

ملخص

اطروحة لنيل

شهادة الدكتوراه

عنوان:

تحسين الخصائص الجيوتقنية للطين من خلال استخدام المنتجات الثانوية الصناعية

مؤلف

سميرة زمولي

المؤسسة:

جامعة باجي مختار عنابة

ملخص

منطقة عنابة في شمال شرق الجزائر هي أول أكبر منطقة لإنتاج الحديد والصلب في البلاد. أكثر من 500000 طن من خبث الحديد و الصلب ينتج سنويا من قبل مصنع الحجار لوحده و من المقرر أن تزداد في المستقبل القريب هذه الكمية الهائلة عند فتح مصانع الحديد و الصلب الرئيسية في منطقتي الميلية في الشرق و بشار في الجنوب. هذه النفايات الصناعية، اذا لم تستخدم سيتم تكديسها على الأرض متسببة في مشاكل بيئية خطيرة. من بين طرق معالجة الخبث ليصبح منتج مفيد، طريقة تحبيبه بمياه التبريد السريع عند إزالته من الأفران، هذا ينتج حبيبات زجاجية من الخبث غنية بالسليكا والكالسيوم. الخبث يمكن أن يطحن لصناعة حبيبات الفرن العالي المطحونة (GGBFS) هذا الأخير هو إسمنتي بشكل طبيعي ويمكن أن يستخدم كموثق هيدروليكي لتحسين الخواص الجيوتقنية للأتربة الناعمة في الأماكن التي لا يوجد فيها إختيار آخر لتشييد هياكل الهندسة المدنية بتربة عين المكان و التي لا يمكن تجنبها. هذه التقنية يمكن أن تستفيد منها الجزائر وذلك بتخفيض تكلفة بناءات المنشآت الترابية مع استخدام منتج النفايات من صناعة الحديد و الصلب في تثبيت التربة الأصلية. تقدم هذه الأطروحة دراسة عن تأثير الخبث المحبب المنتج محليا (GGBFS) على الخواص الهندسية للتربة المستعملة في المنشآت الترابية المدنية. النتائج المتحصل عليها تبين أن خلافا لاستخدام GGBFS لوحده كموثق هيدروليكي، تفعله من خلال إضافة الجير يحسن خصائص اللدونة، الرص ومقاومة التربة ويؤدي هذا الى الزيادة في تحسين القدرة على المناورة و معامل السلامة والقدرة التحملية للتربة.

الكلمات الرئيسية

الضغط، قوة القص-اللدونة-حبيبات خبث- أسمنت-الجير- تثبيت التربة-الكلمات الرئيسية: تحسين التربة

RESUME

THESE SOUMISE

POUR LE DIPLOME DE DOCTORAT

Titre:

Amélioration des propriétés géotechniques des argiles par l'utilisation de sous-produits industriels

Auteur:

SAMIRA ZEMOULI

Institution:

BADJI MOKHTAR –ANNABA UNIVERSITY

RESUME

La région d'Annaba, dans la partie nord-est de l'Algérie, est la première région de production d'acier au pays. Plus de 500 000 tonnes de laitier de fer et de l'acier sont produites chaque année par la seule usine métallurgique d'El Hadjar. Cette importante quantité devrait augmenter dans un proche avenir puisque deux autres grandes usines d'acier sont sur le point d'ouvrir dans les régions d'El Milia et de Bechar. Ces déchets industriels, s'ils ne sont pas utilisés, seront stockés à l'air libre causant de grave problème environnemental. Une façon de traiter le laitier en un produit utile est de le granuler par refroidissement rapide à l'eau lorsqu'il est sorti des hauts-fourneaux. Il en résulte un laitier granulé vitreux riche en silice et en calcium. Le laitier peut être broyé pour donner le laitier granulé broyé des hauts fourneaux. Ce produit naturellement cimentaire, peut être utilisé comme liant hydraulique pour améliorer les propriétés géotechniques des sols fins en place quand il y a moins de choix pour l'emplacement des structures en terre et le sol naturel ne peut pas être évité. Cette application pourrait profiter à l'Algérie en réduisant le coût de construction tout en utilisant un déchet de l'industrie de l'acier dans la stabilisation du sol naturel sur place. Cet article présente une étude sur l'effet du GGBFS produit localement sur les propriétés des sols fins utilisés dans la construction des ouvrages en génie civil. Les résultats obtenus montrent que contrairement à l'utilisation du laitier granulé seul comme liant hydraulique, le laitier granulé activé à la chaux hydratée améliore la plasticité, le compactage, les caractéristiques de résistance et réduit le gonflement, ce qui se traduit par l'améliore la maniabilité, l'augmente le facteur de sécurité et de la portance du sol.

***Mots clé:** Amélioration des sols, Stabilisation des sols, Chaux, Ciment, Laitier, Plasticité, Compactage, Résistance, Gonflement*

ABSTRACT
THESIS SUBMITTED
FOR THE DOCTOR'S DEGREE

Title:

**Improvement of clay's geotechnical properties by the
use of industrial waste**

Author:

SAMIRA ZEMOULI

Institution:

BADJI MOKHTAR –ANNABA UNIVERSITY

ABSTRACT

The Annaba area in the Nord-East part of Algeria is the nation's first largest steel production region. Over 500000 tons of iron and steel slag is produced each year by El Hadjar-steel plant industry. This important quantity is due to increase in the near future since two author major steel plants are about to open in El Milia and Bechar regions. This industrial waste, if not used will be sent to land fill causing serious environmental problem. One way to process slag into a useful product is to granulate by rapid water cooling as it is removed of the blast-furnace. This produces glassy granules of slag that are rich in both silica and calcium. Slag can be ground to create ground granulated blast-furnace slag. This material is naturally cementitious and can be used as a hydraulic binder to improve the soft fine soil geotechnical properties where there is less choice in the location of earth work structures and native soil cannot be avoided. This application could benefit Algeria by reducing the cost of construction while utilizing a waste product from the steel industry in the native soil stabilization. This Thesis presents a study on the effect of granulated slag produced locally on the engineering properties of soft engineering soil. The results obtained shows that unlike the use of granulated slag alone as a hydraulic binder the granulated slag activated by hydrated lime improves plasticity, compaction and strength characteristics and reduce swelling potential resulting therefore in a better workability, an increase in factor of safety and bearing capacity.

Keywords: *Soil improvement, Soil stabilization, Lime, Cement, Slag, Plasticity, Compaction, Strength, Swelling*

NOTATIONS

<i>Symboles</i>	<i>Définitions</i>
<i>Å</i>	<i>Angstrom (10⁻¹⁰m)</i>
<i>C°</i>	<i>Degree Celsius</i>
<i>CHS</i>	<i>complexe hors sphère</i>
<i>CSI</i>	<i>complexe de sphère interne</i>
<i>FF</i>	<i>assemblages face-à-face des cristallites (face to face)</i>
<i>EF</i>	<i>assemblages côté à face des cristallites (edge to face)</i>
<i>EE</i>	<i>assemblages côté à côté des cristallites (edge to edge)</i>
<i>ASTM</i>	<i>American Society of Testing and Materials</i>
<i>C-A-H</i>	<i>Calcium Aluminate Hydrate</i>
<i>C-S-H</i>	<i>Calcium Silicate Hydrate</i>
<i>C-A-S-H</i>	<i>Calcium Alumino Silicate Hydrate</i>
<i>HT</i>	<i>hydrotalcite</i>
<i>Cao</i>	<i>Chaux</i>
<i>CBR</i>	<i>Californian Bearing Ratio</i>
<i>DRX</i>	<i>Diffractomètre à Rayon-x</i>
<i>FA</i>	<i>Cendres volantes</i>
<i>FSI</i>	<i>Indice de Gonflement Libre (Free Swelling Index)</i>
<i>GBFS</i>	<i>Laitier Granulé des Hauts Fourneaux (Granulated Blast Furnace Slag)</i>
<i>GGBFS</i>	<i>Laitier Granulé Broyé des Hauts Fourneaux (Granulated Blast Furnace Slag)</i>
<i>GBFSC</i>	<i>Laitier Granulé des Hauts Fourneaux Ciment(Granulated Blast Furnace Slag Cement)</i>
<i>IP</i>	<i>Indice de Plasticité</i>
<i>LL</i>	<i>Limite de Liquidité</i>
<i>LP</i>	<i>Limite de Plasticité</i>
<i>LOI</i>	<i>Loss of Ignition</i>
<i>MDD</i>	<i>Densité Sèche Maximale (Maximum Dry Density)</i>
<i>MEB</i>	<i>Microscopie à Balayage Electronique</i>
<i>M&O</i>	<i>Machines et Outils</i>
<i>NLA</i>	<i>National Lime Association</i>
<i>O</i>	<i>octaéde</i>
<i>OMC</i>	<i>Teneur en Eau Optimale (Optimum Moisture Content)</i>

<i>PH</i>	<i>Potentiel Hydrogène-Log₁₀(H⁺ concentration)</i>
<i>T°</i>	<i>Temperature</i>
<i>T</i>	<i>tétraédre</i>
<i>TO</i>	<i>couche tétraédrique T et couche octaédrique O</i>
<i>TOT</i>	<i>couche octaédrique O entourée de deux couches tétraédriques T</i>
<i>UCS</i>	<i>Résistance au Cisaillement non confinée (Unconfined Compressive Strength)</i>
<i>UCST</i>	<i>Essai de Cisaillement non confiné</i>
<i>USCS</i>	<i>Classification universelle</i>
<i>ΔH</i>	<i>Gonflement absolu</i>
<i>ΔH/H₀</i>	<i>Gonflement relatif</i>
<i>(100%GGBFS)</i>	<i>Laitier granulé seul</i>
<i>(85%GGBFS+15%CaO)</i>	<i>Laitier granulé activé à 15% de chaux hydratée</i>

RN : Les notations utilisées dans cette thèse sont des notations universelles de géotechnique et fondations comme recommandées par la conférence Internationales de Tokyo en 1988.

LISTE DES FIGURES

<i>Figures</i>	<i>titres</i>	<i>Pages</i>
Figure 2.1	a) Unité tétraédrique à coeur de silicium; b) Schéma d'une couche de tétraèdre $[Si_4 O_{10} (OH)_2]^{6-}$ avec arrangement hexagonal	7
Figure 2.2	a) Unité octaédrique b) Structure en couche à base d'octaèdre de Brucite $Mg(OH)_2$ ou de Gibbsite $Al(OH)_3$	8
Figure 2.3	Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche Tétraédrique pour une argile TO (1:1)	8
Figure 2.4	Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux TO (1:1) et TOT (2:1)	10
Figure 2.5	Description des différents niveaux de porosité dans les argiles (d'après Griffith et Jos, 1991)	11
Figure 2.6	Courbes schématiques issues d'un essai de gonflement-retrait libre : (a): indice de vides-indice d'eau, (b) : teneur en eau-succion; (c) : courbe de rétention (sorption-désorption).	18
Figure 3.1	Granulométrie du GGBFS (Noorina Tarannum Khan, 2017)	28
Figure 3.2	Indice de gonflement libre FSI (Noorina Tarannum Khan, 2017)	29
Figure 3.3	Densité sèche maximale MDD (Noorina Tarannum Khan, 2017)	29
Figure 3.4	Teneur en eau optimale OMC (Noorina Tarannum Khan, 2017)	30
Figure 3.5	Valeurs CBR (Noorina Tarannum Khan, 2017)	30
Figure 3.6	Valeurs de compression simple UCS (Noorina Tarannum Khan, 2017)	30
Figure 3.7	Valeurs des limites d'Atterberg et Indice de plasticité (Noorina Tarannum Khan, 2017)	31
Figure 3.8	Variation de l'indice de plasticité en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)	33
Figure 3.9	Variation de l'OMC en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)	34
Figure 3.10	Variation du MDD en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)	34
Figure 3.11	Variation du CBR en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)	35
Figure 3.12	Courbes de compactage pour 0% to 25 % GGBFS (Ashish Kumar, 2014)	37
Figure 3.13	Influence du GGBFS sur la densité spécifique du sol (Ashish Kumar, 2014)	37
Figure 3.14	Influence du GGBFS sur la compression simple (Ashish Kumar, 2014)	38

<i>Figure 3.15</i>	<i>Influence du GGBFS sur les paramètres de résistance (Ashish Kumar, 2014)</i>	38
<i>Figure 3.16</i>	<i>Influence du GGBFS sur la valeur du CBR non trempé (pénétration 2.5mm) (Ashish Kumar, 2014)</i>	39
<i>Figure 3.17</i>	<i>Influence du GGBFS sur la valeur du CBR trempé (pénétration 2.5mm) (Ashish Kumar, 2014)</i>	39
<i>Figure 3.18</i>	<i>Variation de l'OMC en fonction des proportions du GGBFS (Sridevi G, 2014)</i>	42
<i>Figure 3.19</i>	<i>Variation de MDD en fonction des proportions du GGBFS (Sridevi G, 2014)</i>	42
<i>Figure 3.20</i>	<i>Variation du CBR trempé d'un sol gonflant stabilisé au GGBFS et au GGBFS+chaux (Sridevi G, 2014)</i>	42
<i>Figure 3.21</i>	<i>Variation de l'UCS d'un sol gonflant stabilisé au GGBFS (Sridevi G, 2014)</i>	43
<i>Figure 3.22</i>	<i>Relation MDD-OMC pour le sol traité au GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)</i>	45
<i>Figure 3.23</i>	<i>Variation de l'UCS du sol traité au GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)</i>	45
<i>Figure 3.24</i>	<i>Variation de l'UCS du sol traité au GGBFS et Cendre volante (Anil Kumar Sharma, 2011)</i>	45
<i>Figure 3.25</i>	<i>Variation de l'UCS du sol traité au GGBFS ensemble avec cendre et chaux (Anil Kumar Sharma, 2011)</i>	46
<i>Figure 3.26</i>	<i>Courbes granulométriques du sol A non traité, 100% GBFS et sols traités au GBFS</i>	47
<i>Figure 3.27</i>	<i>Courbes granulométriques du sol A non traité, 100% GBFSC et sols traités au GBFSC</i>	48
<i>Figure 3.28</i>	<i>Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFS</i>	49
<i>Figure 3.29</i>	<i>Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFS (7 jours de cure)</i>	49
<i>Figure 3.30</i>	<i>Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFS (28 jours de cure)</i>	49
<i>Figure 3.31</i>	<i>Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFSC (sans cure)</i>	50
<i>Figure 3.32</i>	<i>Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFSC (7 jours de cure)</i>	50
<i>Figure 3.33</i>	<i>Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFSC (28 jours de cure)</i>	50
<i>Figure 3.34</i>	<i>Influence des additifs sur le pourcentage de gonflement des éprouvettes de sol traité et non traité</i>	52

<i>Figure 3.35</i>	<i>Variation de t_{50} en fonction des ajouts</i>	52
<i>Figure 3.36</i>	<i>UCS des argiles traitées (a) 10% GGBFS et 10% chaux (b) 10% chaux et 0 à 10% GGBFS (c) 5% chaux et 0 à 25% GGBFS (périodes de cure 7-150 jours)</i>	55
<i>Figure 4.1</i>	<i>Diffractogramme de la chaux de Saida</i>	61
<i>Figure 4.2</i>	<i>Courbe granulométrique du sol artificiel constitué</i>	65
<i>Figure 4.3</i>	<i>Limite de liquidité du sol artificiel constitué non traité</i>	67
<i>Figure 4.4</i>	<i>Classification du sol selon l'USCS</i>	68
<i>Figure 4.5</i>	<i>Caractéristiques de compactage du sol artificiel constitué non traité</i>	68
<i>Figure 4.6</i>	<i>Gonflement de sol artificiel constitué non traité</i>	69
<i>Figure 4.7</i>	<i>Malaxeur Mécanique (Laboratoire de Mécanique des Sols)</i>	70
<i>Figure.4.8</i>	<i>Mesure du pH (Méthode d'Eades et Grim)</i>	72
<i>Figure 4.9</i>	<i>Dames, moule CBR et Proctor, Extracteur manuel pour essai de compactage</i>	73
<i>Figure 4.10</i>	<i>Presse mécanique Beta Test model YIM108C</i>	74
<i>Figure 4.11</i>	<i>Outils pour l'essai de gonflement linéaire (moule CBR avec une base perforée, plaque de chargement, anneau de chargement fondu normalisé de type M&O)</i>	75
<i>Figure 4.12</i>	<i>Cinq Systèmes de mesure de gonflement de sol en cours</i>	75
<i>Figure 5.1</i>	<i>Evolution du PH du sol traité en fonction du % de laitier</i>	77
<i>Figure 5.2</i>	<i>Evolution du PH du sol traité en fonction du % de laitier activé à 15% de chaux</i>	77
<i>Figure 5.3</i>	<i>Evolution du PH du sol traité en fonction du % de laitier activé à 20% de chaux</i>	78
<i>Figure 5.4</i>	<i>Evolution du PH du sol traité en fonction du % des liants hydrauliques</i>	78
<i>Figure 5.5</i>	<i>Evolution de la Densité Spécifique G_s en fonction du % de laitier</i>	79
<i>Figure 5.6</i>	<i>Evolution de la Densité Spécifique G_s en fonction du % de laitier activé</i>	79
<i>Figure 5.7</i>	<i>Evolution de la densité spécifique G_s des sols traités au laitier et au laitier activé</i>	80
<i>Figure 5.8</i>	<i>Courbes granulométriques du sol traité et non traité au laitier granulé</i>	81
<i>Figure 5.9</i>	<i>Limite de liquidité du sol non traité (0% laitier)</i>	82
<i>Figure 5.10</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 5% de laitier</i>	82
<i>Figure 5.11</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 10% de laitier</i>	83
<i>Figure 5.12</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 15% de laitier</i>	83
<i>Figure 5.13</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 20% de laitier</i>	83
<i>Figure 5.14</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 25% de laitier</i>	84

<i>Figure 5.15</i>	<i>Evolution de la limite de liquidité en fonction du % de laitier</i>	84
<i>Figure 5.16</i>	<i>Evolution de la limite de plasticité en fonction du % de laitier</i>	85
<i>Figure 5.17</i>	<i>Evolution de l'indice de plasticité en fonction du % de laitier</i>	86
<i>Figure 5.18</i>	<i>Evolution des limites d'Atterberg en fonction du % de laitier</i>	87
<i>Figure 5.19</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 5% de laitier activé</i>	88
<i>Figure 5.20</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 10% de laitier activé</i>	88
<i>Figure 5.21</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 15% de laitier activé</i>	88
<i>Figure 5.22</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 20% de laitier activé</i>	89
<i>Figure 5.23</i>	<i>Limite de liquidité du sol traité à 25% de laitier activé</i>	89
<i>Figure 5.24</i>	<i>Evolution de la limite de liquidité en fonction du % de laitier activé</i>	90
<i>Figure 5.25</i>	<i>Evolution de la limite de plasticité en fonction du % de laitier activé</i>	91
<i>Figure 5.26</i>	<i>Evolution de l'indice de plasticité en fonction du % de laitier activé</i>	92
<i>Figure 5.27</i>	<i>Influence du laitier activé sur les limites d'Atterberg</i>	93
<i>Figure 5.28</i>	<i>Comparaison des limites de liquidité du sol traité au laitier et au laitier activé</i>	93
<i>Figure 5.29</i>	<i>Comparaison des limites de plasticité du sol traité au laitier et au laitier activé</i>	94
<i>Figure 5.30</i>	<i>Comparaison des indices de plasticité du sol traité au laitier et au laitier activé</i>	95
<i>Figure 5.31</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 0% laitier</i>	96
<i>Figure 5.32</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 5% laitier</i>	96
<i>Figure 5.33</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 10% laitier</i>	97
<i>Figure 5.34</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 15% laitier</i>	97
<i>Figure 5.35</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 20% laitier</i>	98
<i>Figure 5.36</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 25% laitier</i>	98
<i>Figure 5.37</i>	<i>Influence du laitier sur les caractéristiques de compactage</i>	99
<i>Figure 5.38</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 0% laitier activé</i>	100
<i>Figure 5.39</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 5% laitier activé</i>	100
<i>Figure 5.40</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 10% laitier activé</i>	101
<i>Figure 3.41</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 15% laitier activé</i>	101
<i>Figure 5.42</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 20% laitier activé</i>	102
<i>Figure 5.43</i>	<i>Courbe de compactage du sol traité à 25% laitier activé</i>	102
<i>Figure 5.44</i>	<i>Influence du laitier activé sur les caractéristiques de compactage</i>	103

<i>Figure 5.45</i>	<i>Evolution de l'UCS après 24 heures de cure en fonction du % de laitier activé</i>	105
<i>Figure 5.46</i>	<i>Evolution de l'UCS après 7 jours de cure en fonction du % de laitier activé</i>	105
<i>Figure 5.47</i>	<i>Evolution de l'UCS après 14 jours de cure en fonction du % de laitier activé</i>	106
<i>Figure 5.48</i>	<i>Evolution de l'UCS après 21 jours de cure en fonction du % de laitier activé</i>	107
<i>Figure 5.49</i>	<i>Evolution de l'UCS après 28 jours de cure en fonction du % de laitier activé</i>	107
<i>Figure 5.50</i>	<i>Evolution de l'UCS après 3 mois de cure en fonction du % de laitier activé</i>	108
<i>Figure 5.51</i>	<i>Influence du laitier activé et le temps de cure sur l'UCS</i>	109
<i>Figure 5.52</i>	<i>Influence du laitier activé et le temps de cure sur la résistance au cisaillement non confinée (UCS)</i>	110
<i>Figure 5.53</i>	<i>Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 5% laitier activé</i>	111
<i>Figure 5.54</i>	<i>Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 5% laitier activé</i>	111
<i>Figure.5.55</i>	<i>Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 10% laitier activé</i>	112
<i>Figure 5.56</i>	<i>Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 10% laitier activé</i>	112
<i>Figure 5.57</i>	<i>Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 15% laitier activé</i>	113
<i>Figure 5.58</i>	<i>Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 15% laitier activé</i>	113
<i>Figure 5.59</i>	<i>Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 20% laitier activé</i>	114
<i>Figure 5.60</i>	<i>Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 20% laitier activé</i>	114
<i>Figure 5.61</i>	<i>Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 25% laitier activé</i>	115
<i>Figure 5.62</i>	<i>Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 25% laitier activé</i>	115
<i>Figure 5.63</i>	<i>Gonflement de sol traité à 0% laitier</i>	117
<i>Figure 5.64</i>	<i>Gonflement de sol traité à 5% laitier</i>	117
<i>Figure 5.65</i>	<i>Gonflement de sol traité à 10% laitier</i>	118
<i>Figure 5.66</i>	<i>Gonflement de sol traité à 15% laitier</i>	119
<i>Figure 5.67</i>	<i>Gonflement de sol traité à 20% laitier</i>	119
<i>Figure 5.68</i>	<i>Gonflement de sol traité à 25% laitier</i>	120
<i>Figure 5.69</i>	<i>Gonflement des sols traités de 5 à 25% laitier</i>	121
<i>Figure 5.70</i>	<i>Variation de hauteur en fonction du % laitier</i>	121
<i>Figure 5.71</i>	<i>Variation du % de Gonflement en fonction du % laitier</i>	122
<i>Figure 5.72</i>	<i>Gonflement de sol traité à 0% de laitier activé</i>	123
<i>Figure 5.73</i>	<i>Gonflement des sols traités à 5% de laitier activé</i>	123
<i>Figure 5.74</i>	<i>Gonflement des sols traités de 10% de laitier activé</i>	124
<i>Figure 5.75</i>	<i>Gonflement des sols traités à 15% de laitier activé</i>	125

<i>Figure 5.76</i>	<i>Gonflement des sols traités au 20% de laitier activé</i>	125
<i>Figure 5.77</i>	<i>Gonflement des sols traités à 25% de laitier activé</i>	126
<i>Figure 5.78</i>	<i>Gonflement des sols traités de 5% à 25% de laitier activé</i>	127
<i>Figure 5.79</i>	<i>Variation de hauteur en fonction du % de laitier activé</i>	127
<i>Figure 5.80</i>	<i>Variation du % de Gonflement en fonction du % de laitier activé</i>	128
<i>Figure 5.81</i>	<i>Gonflement des sols traités à 5%. Additifs</i>	129
<i>Figure 5.82</i>	<i>Gonflement des sols traités à 10%. Additifs</i>	129
<i>Figure 5.83</i>	<i>Gonflement des sols traités à 15%. Additifs</i>	130
<i>Figure 5.84</i>	<i>Gonflement des sols traités à 20%. Additifs</i>	130
<i>Figure 5.85</i>	<i>Gonflement des sols traités à 25%. Additifs</i>	131
<i>Figure 5.86</i>	<i>Comparaison de la variation de hauteur</i>	131
<i>Figure 5.87</i>	<i>Comparaison de la Variation du % de Gonflement</i>	132
<i>Figure 5.88</i>	<i>Teneurs en eau des éprouvettes de sol traitées au laitier</i>	133
<i>Figure 5.89</i>	<i>Densités sèches des éprouvettes de sol traitées au laitier</i>	133
<i>Figure 5.90</i>	<i>Charges appliquées sur les éprouvettes de sol traitées au laitier</i>	134
<i>Figure 5.91</i>	<i>Teneurs en eau des éprouvettes de sol traitées au laitier activé</i>	135
<i>Figure 5.92</i>	<i>Densités sèches des éprouvettes de sol traitées au laitier activé</i>	135
<i>Figure 5.93</i>	<i>Charges appliquées sur les éprouvettes de sol traitées au laitier activé</i>	136

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableaux</i>	<i>titres</i>	<i>Pages</i>
Tableau 2.1	<i>Propriétés des argiles expansives, (Lyon association, 1971; Chen 1975)</i>	16
Tableau 3.1	<i>Propriétés du laitier granulé broyé des hauts fourneaux GGBFS (Noorina Tarannum Khan, 2017)</i>	28
Tableau 3.2	<i>Observations concernant les différentes éprouvettes de sol (Noorina Tarannum Khan, 2017)</i>	28
Tableau 3.3	<i>Variation de la densité spécifique, Gs en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)</i>	32
Tableau 3.4	<i>Variation de l'indice de plasticité en fonction des quantités GGBFS (Dayalan, 2016)</i>	32
Tableau 3.5	<i>Variation de l'indice de plasticité en fonction des quantités des cendres volantes (Dayalan, 2016)</i>	32
Tableau 3.6	<i>Variation de l'OMC et MDD en fonction des proportions des cendres volantes (Dayalan, 2016)</i>	33
Tableau 3.7	<i>Variation de l'OMC et MDD en fonction des quantités GGBFS (Dayalan, 2016)</i>	33
Tableau 3.8	<i>Variation du CBR en fonction des quantités de cendres volantes (Dayalan, 2016)</i>	35
Tableau 3.9	<i>Variation du CBR en fonction des quantités GGBFS (Dayalan, 2016)</i>	35
Tableau 3.10	<i>Propriétés physiques du sol gonflant (Sridevi G, 2014)</i>	40
Tableau 3.11	<i>Composition Chimique du GGBFS (Sridevi G, 2014)</i>	41
Tableau 3.12	<i>Propriétés physiques du sol, cendre volante et GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)</i>	44
Tableau 3.13	<i>Distribution des particules solides du sol, cendre volante et GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)</i>	44
Tableau 3.14	<i>Résumé des OMC et MDD du mélange sol-GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)</i>	44
Tableau 3.15	<i>Résultats des analyses chimiques des matériaux utilisés (Erdal Cokca, 2009)</i>	46
Tableau 3.16	<i>Propriétés physiques des différentes éprouvettes de sol traité et non traité (Erdal Cokca, 2009)</i>	48
Tableau 3.17	<i>Variation du pourcentage et du taux de gonflement pour 0, 7 et 28 jour de temps de cure (Erdal Cokca, 2009)</i>	51
Tableau 3.18	<i>Propriétés du kaolin, bentonite, chaux hydratée et GGBFS</i>	53

	<i>(James and all, 2008)</i>	
Tableau 3.19	<i>Distribution des particules solides du kaolin, bentonite, chaux hydratée et GGBFS (James and all, 2008)</i>	54
Tableau 3.20	<i>Pourcentage d'additifs et périodes de cure utilisés dans les différentes analyses (James and all, 2008)</i>	54
Tableau 4.1	<i>Proportions d'éléments chimiques du laitier</i>	58
Tableau 4.2	<i>Caractéristiques physiques du laitier granulé d'EL HADJAR</i>	58
Tableau 4.3	<i>Composition chimique du laitier granulé utilisé</i>	58
Tableau 4.4	<i>Caractéristiques physiques de la chaux Hydratée</i>	60
Tableau 4.5	<i>Composition chimique de la chaux Hydratée de Saida</i>	60
Tableau 4.6	<i>Composition chimique de la kaolinite DD3 de Djebel DEBBAGH</i>	62
Tableau 4.7	<i>Composition chimique des argiles bentoniques de Maghnia et de Mostaganem</i>	63
Tableau 4.8	<i>Composition chimique du sol artificiel constitué (85% kaolinite+15% bentonite)</i>	64
Tableau 4.9	<i>Classification des sols en fonction de leur Teneur en Matière Organique</i>	64
Tableau 4.10	<i>Pourcentage des fractions de sol artificiel constitué</i>	66
Tableau 4.11	<i>Fractions des fines inférieures à 63µm des différents composants de sol</i>	66
Tableau.5.1	<i>Valeurs des limites de liquidité en fonction du % de laitier</i>	82
Tableau 5.2	<i>Valeurs des limites de plasticité en fonction du % de laitier</i>	85
Tableau 5.3	<i>Valeurs des indices de plasticité en fonction du % de laitier</i>	86
Tableau 5.4	<i>Valeurs de LL, LP et IP en fonction du % de laitier</i>	86
Tableau 5.5	<i>Valeurs des limites de liquidité en fonction du % de laitier activé</i>	87
Tableau 5.6	<i>Valeurs des limites de plasticité en fonction du % de laitier activé</i>	90
Tableau 5.7	<i>Valeurs des indices de plasticité en fonction du % de laitier activé</i>	91
Tableau 5.8	<i>Valeurs de LL, LP et IP en fonction du % de laitier activé</i>	92
Tableau 5.9	<i>Récapitulation des caractéristiques de compactage du sol stabilisé au laitier</i>	99
Tableau 5.10	<i>Récapitulation des caractéristiques de compactage du sol stabilisé au laitier activé</i>	103
Tableau 5.11	<i>UCS après 24 heures de cure en fonction du % de laitier activé</i>	104
Tableau 5.12	<i>UCS après 7 jours de cure en fonction du % de laitier activé</i>	105
Tableau 5.13	<i>UCS après 14 jours de cure en fonction du % de laitier activé</i>	106
Tableau 5.14	<i>UCS après 21 jours de cure en fonction du % de laitier activé</i>	106
Tableau 5.15	<i>UCS après 28 jours de cure en fonction du % de laitier activé</i>	107

<i>Tableau 5.16</i>	<i>UCS après 3 mois de cure en fonction du % de laitier activé</i>	108
<i>Tableau 5.17</i>	<i>Influence du laitier activé et le temps de cure sur l'UCS</i>	109
<i>Tableau 5.18</i>	<i>Influence du laitier activé et le temps de cure sur la résistance au cisaillement non confinée (UCS)</i>	110
<i>Tableau 5.19</i>	<i>Teneurs en eau et Densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 5% laitier activé</i>	111
<i>Tableau 5.20</i>	<i>Teneurs en eau et densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 10% laitier activé</i>	112
<i>Tableau 5.21</i>	<i>Teneurs en eau et densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 15% laitier activé</i>	113
<i>Tableau 5.22</i>	<i>Teneurs en eau et densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 20% laitier activé</i>	114
<i>Tableau 5.23</i>	<i>Teneurs en eau et densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 25% laitier activé</i>	115
<i>Tableau 5.24</i>	<i>Comparaison du gonflement et son pourcentage en fonction % laitier</i>	121
<i>Tableau 5.25</i>	<i>Comparaison du gonflement et son pourcentage en fonction du % de laitier activé</i>	127
<i>Tableau 5.26</i>	<i>Fiabilité des essais de gonflement des éprouvettes de sol traitées au laitier</i>	132
<i>Tableau.5.27</i>	<i>Fiabilité des essais de gonflement des éprouvettes de sol traitées au laitier activé</i>	134

INTRODUCTION

1.1 INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie et ses zones arides: Le développement de tout pays se reflète en grande partie par ses infrastructures routières. Ces derniers temps, l'Algérie a initié plusieurs grands projets de constructions linaires tels que les routes, les autoroutes, les chemins de fer, les barrages et les réseaux aéroportuaires afin de faciliter le développement de l'agriculture, du commerce et de l'industrie. Malheureusement, les sols de bonnes qualités nécessaires pour mener à bien ces projets ne sont pas toujours disponibles sur les sites de construction. Certains sols fins sur place sont associés à des changements volumétriques importants lorsqu'ils sont soumis à des changements de teneur en eau en raison des fluctuations saisonnières de l'eau et leur faible résistance, en particulier dans les régions arides et semi-arides (Al Rawas, 2006). Les régions arides et semi-arides couvrent une grande partie de l'Algérie. Ces régions, délimitées par l'Atlas tellien au Nord et l'Atlas saharien au Sud, s'étendent de la frontière Tunisienne à l'Est à la frontière Marocaine à l'Ouest du pays. Les sols provenant de ces zones, lorsqu'ils sont utilisés dans la réalisation des ouvrages de construction importants, en particulier les infrastructures utilisant d'énormes quantités de remblai, entraîneront des dommages considérables (Mohamed Khemissa, 2014; Chen, 1988; Nelson and Miller, 1992). La solution à ce problème est de traiter ces sols pour obtenir les propriétés géotechniques souhaitées. Plusieurs méthodes ont été proposées pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols médiocres, parmi elles leur stabilisation chimique, une technique principalement utilisée pour améliorer la maniabilité, la capacité portante, le potentiel de gonflement/rétrécissement et la perméabilité des sols à problèmes. Pendant plusieurs décennies, divers produits industriels tels que la chaux (Cao) ou le ciment Portland ont été utilisés dans la stabilisation des sols. La chaux est en général utilisée pour les argiles et les limons alors que le ciment est par contre utilisé pour les argiles, les limons et les sables (Battacharja, 2003).

Stabilisation au ciment: Le ciment Portland est composé essentiellement de silicate de calcium et d'aluminate de calcium hautement réactifs. Une fois le ciment introduit dans le sol argileux, ces composants s'hydratent avec de l'eau de sol pour produire du silicate d'hydrate de calcium (CSH) et de l'aluminate d'hydrate de calcium (CAH). Ces derniers éléments engendrent de fortes liaisons inter particules dans la matrice de sol. Ces composants cimentaires sont caractérisés par leur grande résistance et leur faible variation de volume. Le processus de cimentation est assez rapide et exothermique. L'amélioration significative de la résistance est obtenue rapidement et même des fois en quelques heures. En plus, au cours du processus d'hydratation, la chaux libre Ca(OH)_2 est produite en tant que sous-produit, ce qui permet à la fois l'échange de cations et la réaction pouzzolanique. Bien que le gain substantiel en résistance soit l'objectif principal dans certaines applications en génie civil et

en géotechnique essentiellement, il peut être aussi un inconvénient dans certaines situations nécessitant la stabilisation de sol telles que la réalisation de routes, autoroutes et les constructions de pistes d'aéroport où le tassement différentiel peut se produire dans le sol sous la structure. Les fissures apparaissent alors dans le sol stabilisé au ciment et se propagent à la structure de construction à la surface superficielle, entraînant des dommages importants (Cost and Aldrich, 2004). En outre, la stabilisation du ciment est de nos jours moins appréciée en raison du coût croissant du ciment et des préoccupations environnementales liées à sa production qui a un impact très important sur les émissions de CO₂.

Stabilisation à la chaux: L'addition de la chaux à un sol moyen, modérément fin ou fin initie plusieurs réactions. La première réaction, qui est immédiate, est le processus de séchage par absorption et évaporation. Cette réaction réduit la teneur en eau du sol humide à cause de l'hydratation de la chaux, ce qui le rend plus maniable. Le processus suivant est la réaction d'échange ionique entre la chaux et les minéraux argileux. Cette réaction rapide provoque la floculation et l'agglomération des minéraux argileux conduisant ainsi à la réduction de la plasticité du sol. Une réduction du potentiel rétrécissement/gonflement et augmentation de la résistance peuvent aussi en résulter. Toutefois, cette amélioration qui est réversible dépend des ions de calcium dans l'eau entourant les particules de sol. Le second mécanisme de stabilisation des sols est la réaction pouzzolanique. Cette réaction produit des hydrates de silicate de calcium (CSH) et des hydrates d'aluminate de calcium (CAH) stables au fur et à mesure que le calcium provenant du sol réagit avec les aluminates et les silicates solubles dans le sol pour former des matières cimentaires afin de lier les particules de sol et finit par engendrer un gain de résistance élevé et durable. La réaction pouzzolanique à long terme peut se poursuivre pendant une très longue période, et même des décennies tant que la réactivité du sol et la chaux reste disponible et que le PH reste élevé et supérieur à 10 (Lynn Salvati, 2004). Contrairement à l'échange cationique, la réaction pouzzolanique est une réaction permanente. Le problème de la stabilisation des sols à la chaux est sa faible réaction pouzzolanique qui se traduit probablement par un lent et faible gain de résistance. En outre, tout excès de chaux nécessaire au processus de stabilisation se dissout et s'infiltré dans le sol environnant, affectant toute source d'eau souterraine ainsi que les racines des plantations au voisinage de la structure de construction. La chaux contribue également à l'émission du CO₂ portant ainsi atteinte à l'environnement et au changement climatique.

Stabilisation au laitier: Avec toutes ces preuves croissantes comme mentionnées ci-dessus, l'exigence de trouver une alternative au ciment et à la chaux a été rendue plus pressante ces dernières années. L'accent est mis sur l'utilisation de déchets industriels comme le laitier granulé, broyé, fabriqué à partir du laitier de haut fourneau désigné universellement par les initiales GGBFS (Ground Granulated Blast Furnace Slag), un sous-produit de la fabrication du fer et acier. Le laitier granulé est obtenu par trempage immédiat de laitier de haut fourneau de fer fondu dans de l'eau ou de la vapeur, pour

produire un produit granulaire vitreux qui est ensuite séché et broyé en poudre fine. L'utilisation bénéfique de ces déchets industriels dans la réalisation des ouvrages géotechniques est non seulement une solution prometteuse pour réduire et éventuellement éliminer les dépôts énormes des déchets industriels sur les sites de stockage mais aussi d'économiser les coûts de construction. Le laitier granulé est un mélange de plusieurs composants, mais il s'agit essentiellement d'une combinaison de CaO et de silice non cristalline hautement réactive. Ce matériau permet à la fois l'échange de cations, ce qui donne une amélioration quasi immédiate des propriétés géotechniques du sol comme obtenue lors de la stabilisation à la chaux mais aussi la réaction pouzzolanique, qui donne un gain de résistance à long terme (Al Rawas, 2002). Son modeste et lent gain de résistance réduit les dommages ou la propagation des fissures aux constructions de génie civil linéaires érigées à la surface superficielle qui sont fréquemment observées dans la stabilisation des sols au ciment (Rollings, 1996). En outre, le GGBFS s'est avéré être plus efficace dans le traitement des sols riches en sulfates que la chaux ou le ciment Portland (Lynn Salvati, 2004). Ces caractéristiques font du GGBFS un candidat idéal pour la stabilisation chimique des sols.

Une des principales caractéristiques du laitier granulé est sa réaction lente et par conséquent son gain de résistance sera aussi lent (Maria Cioroi, 2005). Bien que cela puisse être considéré comme un avantage dans certaines applications en géotechnique comme indiqué précédemment, un gain de résistance lent peut également être excessivement lent pour certains projets de construction pratiques. L'ajout d'une petite quantité de ciment Portland ou de chaux comme activateur aide à surmonter ce problème et à atteindre les propriétés géotechniques souhaitées du sol. Dans la littérature, la quantité de ces activateurs hydrauliques est généralement limitée à 25% du poids de laitier granulé sec utilisé de sorte que le comportement du sol stabilisé est celui du laitier et non du ciment Portland ou de la chaux. La réaction exothermique de ces activateurs avec de l'eau dans le sol, entraîne une augmentation de la température interne de la matrice de sol qui à son tour accélère la réaction du laitier granulé. De plus, la chaux se transforme en chaux vive et la réaction de ciment Portland produit de la chaux libre, les deux initient la réaction pouzzolanique.

1.2 OBJECTIFS

Objectifs: Au cours des dernières décennies, le laitier de Fer a été largement utilisé dans la stabilisation chimique des sols fins à travers le monde, en particulier au Royaume-Uni (Kinuthia, and Wild, 1998 et 1999), en Finlande (Mäkikyro, 2001), Chine (Liang, 2013), Australie (Wilkinson, 2007), Turquie (Dayioglu, 2014), Inde (Ashish Kumar, 2014 ; Noorima Tarannum Khan, 2017), Etats-Unis d'Amérique (Lynn Salvati, 2012) et Oman (Al Rawas, 2002). En Algérie, la revue bibliographique a révélé que la plupart des laitiers de fer ou d'acier sont utilisées comme agrégats dans les ouvrages de construction linéaires surtout pour les revêtements en béton bitumineux. Les raisons

pour lesquelles la stabilisation chimique des sols, en particulier avec les laitiers locaux n'ont pas été utilisés, sont probablement l'absence de directives concernant les agents de cimentation (et/ou les activateurs, le cas échéant) et les quantités à utiliser. L'utilisation de laitiers de fer et acier comme composant de cimentation devrait faire l'objet de beaucoup d'attentions en raison de considérations techniques, économiques et environnementales. Dans cette thèse, l'étude porte sur l'aspect technique du laitier de fer local produit par l'usine métallurgique d'El Hadjar. Une série d'essais géotechniques en laboratoire a été entreprise pour élucider l'influence de ce dernier seul (100% GGBFS) ou activé à la chaux hydratée (85% GGBFS+15% CaO), sur les propriétés de plasticité, de compactage, de résistance à compression simple (UCS) et du gonflement linéaire d'un sol fin représentatif artificiel confectionné au laboratoire. L'effet du temps de cure sur la résistance à la compression non confinée a également fait l'objet d'études. Les résultats obtenus lors de cette campagne de recherche sont présentés, analysés et commentés selon la structure de la thèse suivante.

1.3 STRUCTURE DE LA THESE

Les travaux de la présente thèse commencent par *le chapitre 1* ou une brève introduction et l'objectif principal du présent travail de recherche sont détaillés. *Le chapitre 2* présente une revue bibliographique sur les argiles et leurs minéraux. Dans ce dernier, la définition des argiles, la microstructure, l'interaction avec l'eau, les propriétés mécaniques et le phénomène de gonflement portant préjudice aux constructions sur sols fins en général sont décrits. Le chapitre 3 définit la stabilisation chimique des argiles et l'influence du laitier granulé broyé des hauts fourneaux GGBFS en particulier sur les propriétés physiques et mécaniques des sols fins à problèmes (Limite de Liquidité supérieure à 60%) ensemble avec les travaux de recherche antérieurs les plus récents conduits un peu partout dans le monde. *Le chapitre 4* discute les propriétés du sol fin localement constitué et utilisé dans le programme de recherche ainsi que les détails des équipements utilisés et les procédures de conduite des essais. *Le chapitre 5* quant à lui donne les analyses et les discussions des résultats des différents essais expérimentaux conduits à savoir l'influence du laitier granulé seul (100% GGBFS) et activé à la chaux (85% GGBFS+15% CaO) sur la densité du sol, le pH, la distribution des particules solides, les limites d'Atterberg, les caractéristiques de compactage, la résistance à la compression simple et le gonflement libre linéaire. Les conclusions tirées ensemble avec des recommandations pour des recherches futures plus poussées sont faites au *chapitre 6*.

LES ARGILES ET LEURS MINÉRAUX

2.1 INTRODUCTION

Les paragraphes présentés dans ce chapitre ont été résumés à partir des Thèses de Jérôme Gaombalet (2004) et Mohamed El Sadek Abdel Rahman Ouf (2001). Les minéraux argileux jouent un rôle important dans l'industrie. Plusieurs travaux de recherche dans les systèmes d'argile ont été conduits un peu partout dans le monde. Les argiles sont utilisées dans de nombreux produits et procédés industriels tel que l'industrie des revêtements de sol et de mur en céramique, les bricks comme matériaux de construction (Mateos, 1964, Van Olphen, 1963). De plus, ils intéressent particulièrement l'ingénieur des travaux publics et l'ingénieur en génie civil en général lors des constructions des ouvrages géotechnique ou la stabilité des structures construites sur des couches de sol argileux. Le type de minéral argileux présent dans un sol est très important car il régit de nombreuses propriétés telles que la réactivité, la plasticité et la stabilité volumique et ainsi de suite. D'autres minéraux non argileux peuvent être présents dans les sols argileux comme le quartz, la calcite, la dolomite, le mica et le feldspath. La présence de ces matériaux peut être détectée par une simple analyse granulométrique, car les minéraux non argileux ont tendance à se présenter sous forme de particules grosses avec un diamètre supérieur à 2 μm (Grim, 1968).

Les matières organiques aussi sont parfois présentes dans les sols argileux et peuvent être sous différentes formes. Ils peuvent être sous la forme de feuilles ou de particules discrètes de bois, en tant que molécules organiques adsorbées à la surface des particules minérales argileuses ou adsorbées entre les couches de silicate. Les dimensions des particules de bois varient des gros morceaux aux particules de taille colloïdale. Ces particules minuscules peuvent donner une couleur grise foncée ou noirâtre au matériau. Une très petite quantité de matière organique présente dans le sol peut avoir un effet majeur sur le comportement mécanique des sols (Kinuthia, 1997).

2.2 DEFINITION DES ARGILES

Il n'existe pas de définition unique du terme "argile". Le mot "argile" englobe deux connotations, l'une liée à la taille des grains solides et l'autre à la minéralogie. La définition dépend de la discipline concernée. Le géologue ou le pédologue considèrent comme " argile " tout minéral de faible granulométrie, la limite étant fixée à 2 ou 4 microns selon les cas. Les ingénieurs s'attachent plutôt aux propriétés de plasticité des matériaux argileux quel que soit leur taille. Les céramistes regroupent les matériaux selon leur comportement au chauffage. Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point commun est de posséder des *minéraux argileux*, qui sont eux de nature bien précise (à base de silicates) et dont la structure confère à ces

matériaux comparativement à d'autres types de sols ou de roches des propriétés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium), dont la structure feuilletée les a fait ranger dans la famille des *phyllo silicates*. Selon la famille de minéral argileux considérée, les particules les plus fines peuvent être constituées d'un feuillet ou d'un assemblage de quelques feuillets, et leur taille est très faible, de l'ordre de 2 à 5 μm ; ces dimensions sont caractéristiques des *particules argileuses* et ne se retrouvent pas dans d'autres minéraux.

En fait, le terme « argile » a un double sens : il désigne à la fois les minéraux argileux eux-mêmes, et les sols et roches contenant une assez grande quantité de particules argileuses. En Mécanique des Sols, la fraction argileuse d'un sol est définie comme étant la teneur en particules de moins de 2 à 4 μm de diamètre. Le matériau est lui-même qualifié d'argile s'il contient plus de 50% de minéraux argileux (et une faible quantité de matières organiques).

Les argiles sont souvent perçues comme des matériaux tendres. Tel n'est pas toujours le cas : il existe beaucoup de sites d'argiles dites « raides » de par leur constitution à base de particules très fines, certaines argiles, sont très peu perméables (parfois qualifiées d'imperméables par les hydrogéologues). Plusieurs argiles sont plastiques ou présentent un comportement viscoplastique, ce qui permet de penser à une cicatrisation possible des éventuelles fissures engendrées au champ proche des ouvrages. En outre, en raison de leur caractère hydrophile, de leur structure et de leur texture, certains matériaux argileux sont qualifiés de « gonflants » car, au simple contact avec de l'eau, leur volume peut augmenter sensiblement. En revanche, à l'opposé du gonflement et en raison d'une perte d'eau, les argiles exhibent selon les cas, des diminutions de volume (phénomène de *retrait* du matériau) à l'origine d'apparition des fissurations.

2.3 MINÉRAUX ARGILEUX

2.3.1 *Microstructure des argiles:*

Les argiles proviennent de l'altération et de la dégradation des roches : altération physique sous l'effet des variations de température, et surtout altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fines. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (Jackson & Sherman 1953, cités par Jérôme Gaombalet, 2004). De par leur origine détritique et leur nature granulaire, la structure des sédiments argileux est complexe; la compréhension des mécanismes

de déformation de ces matériaux, dans lesquels la chimie de l'eau tient une place prépondérante, passe nécessairement par la connaissance précise de la microstructure.

Terminologie : Avant d'entrer dans les détails de la minéralogie des argiles, il semble utile de rappeler la terminologie associée pour éviter toute confusion : un terme donné est parfois utilisé pour désigner plusieurs niveaux structuraux différents, et deux termes différents sont parfois employés pour désigner le même niveau. La cellule de base (*unit cell*, en anglais) des minéraux argileux est appelée **crystallite**. Elle est constituée d'un **feuillelet** (*layer*) et d'un **interfeuillelet** (*interlayer*) appelé aussi **espace interfoliaire**. Chaque feuillelet est lui-même formé de la superposition de deux ou trois **couches** (*sheets*) cristallisées (c'est-à-dire dans lesquelles les atomes, solides à température ordinaire, sont régulièrement distribués). L'interfeuillelet est constitué d'eau assurant une liaison électrochimique entre les feuillelets. Il existe différents types de liaisons interfeuillelets, liées notamment à des phénomènes de substitutions isomorphiques à la surface des cristallites. Une **particule** d'argile résulte de l'empilement face-à-face de quelques cristallites élémentaires ; elle n'est formée parfois que d'un seul cristallite (d'ailleurs, en anglais, le terme *particle* désigne bien souvent le cristallite lui-même). Il arrive aussi que le terme cristallite soit lui-même employé pour désigner un empilement de plusieurs feuillelets, qualifiés dans cette étude de particule. Ces cristallites peuvent s'assembler de manières très diverses. Des différentes possibilités d'empilement des couches dans les feuillelets, de substitutions isomorphiques, de liaisons interfeuillelets et enfin d'arrangement spatial des cristallites résulte la grande diversité de structures et de propriétés des argiles.

Structure de base : La cristallite (ou unité structurale) est composée d'un feuillelet et d'un interfeuillelet. Un feuillelet est formé de deux ou trois couches. Il existe deux types de couches :

- La couche tétraédrique , comme le montre la figure 2.1, est formée de tétraèdre Si_4^+ entouré de quatre anions O_2^- aux sommets. Son épaisseur est de l'ordre de $4,6 \text{ \AA}$ et son bilan des charges est -1 ;

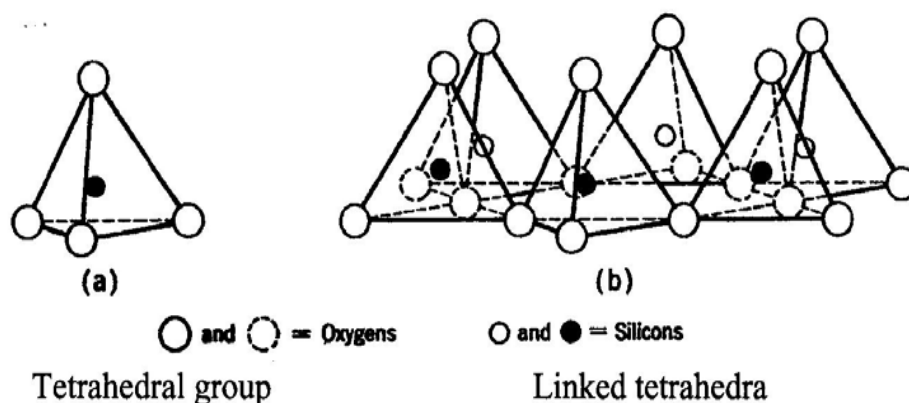


Figure 2.1: a) Unité tétraédrique à coeur de silicium; b) Schéma d'une couche de tétraèdre $[Si_4 O_{10} (OH)_2]^{6-}$ avec arrangement hexagonal.

- La couche octaédrique, de la figure 2.2, est constituée par Al_3+ ou Mg_2+ entourés de six groupes hydroxyle OH^- . Son épaisseur est environ $5,05 \text{ \AA}$ et son bilan des charges $+1$.

Suivant l'ordre d'empilement des couches octaédriques (O) et tétraédriques (T), les minéraux argileux sont classés en deux types :

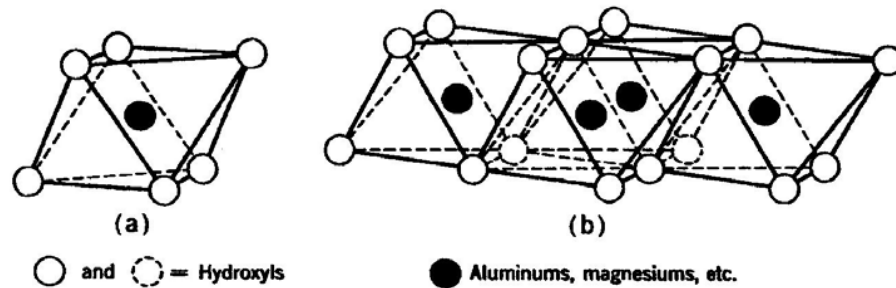


Figure 2.2: a) Unité octaédrique b) Structure en couche à base d'octaèdre de Brucite $Mg(OH)_2$ ou de Gibbsite $Al(OH)_3$.

- Le type de feuillets *TO* ou *1:1* formé d'une couche tétraédrique T et d'une couche octaédrique O (figure 2.3). Ces argiles, dont l'unité structurale de base est dissymétrique, sont représentées par le groupe des kaolinites et des serpentites, ces dernières étant beaucoup plus rares ;
- Le type de feuillets *TOT* ou *2:1* est formé d'une couche octaédrique O entourée de deux couches tétraédriques T. Ces argiles, qui présentent une unité structurale de base symétrique, comportent de nombreux groupes (illites, smectites, interstratifiés, chlorites, vermiculites) dont la structure et les propriétés sont très variables.

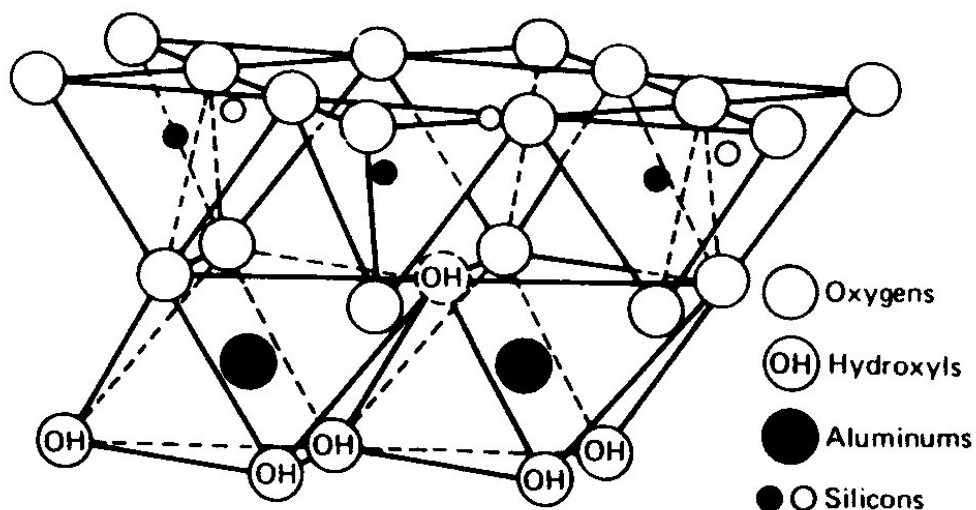


Figure 2.3: Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique pour une argile *TO* (1:1).

Dans chacun des deux feuillets décrits précédemment, le cation peut être remplacé par un cation de taille voisine (pour « tenir » dans le site octaédrique ou tétraédrique), mais pas nécessairement de même valence. C'est la **substitution isomorphe** car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent alors un excès de charges négatives à la surface des feuillets. Cette électronégativité des feuillets est une des caractéristiques fondamentales des argiles. L'électroneutralité est obtenue par adsorption de cations compensateurs à la surface des feuillets : cations (K^+ , Na^+ , Mg^{2+} , Ca^{2+} , Fe^{2+} ...) provenant du fluide. Par ailleurs, les bords des cristallites possèdent aussi des charges localisées car ils correspondent à des ruptures de liaisons. La charge des tranches de cristallites dépend alors du pH (Grunberger 1995, cités par Jérôme Gaombalet, 2004) : elle est négative en milieu basique, et positive en milieu acide (en raison de la fixation de protons H^+ sur des ions OH^- présents sur ces bords). Elle a une incidence sur l'assemblage des cristallites.

Classification des argiles : Au sein même d'une couche ou entre deux couches successives d'un même feuillet, les liaisons inter atomiques sont des liaisons de valence primaire très fortes. Entre deux feuillets successifs, ces liaisons sont en général 10 à 100 fois moins fortes que les précédentes en raison des cations adsorbés : il s'agit de liaisons hydrogène et de forces d'attraction électrostatiques et de Van der Waals. La molécule d'eau, à cause de sa dissymétrie, agit comme un dipôle électrique: le centre de gravité des charges négatives est différent de celui des charges positives. Les cations en solution sont entourés de molécules d'eau « captives » avec lesquels ils ont des liaisons ion-dipôle : connue par la sphère d'hydratation ou de solvatation. Les cations adsorbés à la surface des feuillets peuvent l'être d'au moins trois façons différentes (Charlet et Schlegel 1999, cités par Jérôme Gaombalet, 2004). Lors des substitutions au sein d'un feuillet, la charge est délocalisée au niveau d'atomes superficiels, créant de véritables sites d'attraction des cations à la surface, sous forme de cavités. Un grand nombre de cations, entourés de leurs sphères d'hydratation, sont attirés par la surface chargée négativement, en raison des seules forces électrostatiques, et restent à proximité de cette surface : connue comme étant la couche diffuse. Lorsqu'un cation s'approche de la surface, il peut aussi être littéralement capté par ces sites de surface. Dans certains cas, le cation reste entouré de molécules d'eau d'hydratation et vient s'accoler à la surface, par des liaisons hydrogènes et, essentiellement, électrostatiques ; il forme un complexe de sphère externe, ou complexe hors sphère (CHS). Les forces d'attraction mises en jeu diminuent rapidement avec la distance, donc un assemblage est d'autant plus stable (donc d'autant mieux lié) que la distance entre charge positive et négative est faible. Ainsi, lorsque le cation compensateur a des dimensions proches de celles des cavités de surface, l'excès de charge négative de la surface provoque la déshydratation du cation compensateur qui vient ensuite s'enchaîner à l'interface entre les feuillets, formant ce qui est appelé un complexe de sphère interne (CSI). Un CSI est évidemment plus stable qu'un CHS, lui-même plus stable qu'une liaison purement électrostatique de couche diffuse. Du type de feuillets et de la nature de ces liaisons vont dépendre les propriétés et la classification des argiles. La figure 2.4 donne une

description schématique des différents minéraux argileux. A la lumière des informations précédentes, la composition et la structure des principaux minéraux peut être expliquée brièvement.

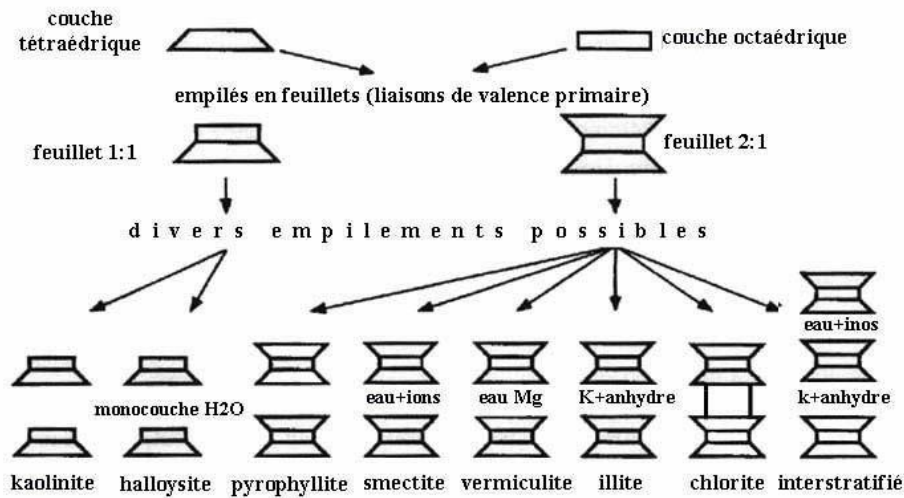


Figure 2.4: Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux TO (1:1) et TOT (2:1).

Dans la famille des argiles 1:1, il y a le groupe des kaolinites et celui des serpentinites (ces derniers sont beaucoup plus rares, et donc ne seront pas détaillés ici). Chez les kaolinites, il y a en fait très peu de substitutions isomorphes, et la liaison face-à-face entre feuillets est assurée par des liaisons H entre les atomes d'oxygène de la base de la couche T et les atomes d'hydrogène du groupement hydroxyle de la couche O du feuillet suivant, et bien sûr à des liaisons de Van der Waals. Ces liaisons sont suffisamment fortes pour empêcher l'adsorption d'eau interfoliaire donc ne provoque pas un gonflement (ou retrait) des cristaux.

Les argiles 2:1 comportent de nombreux groupes, en raison des différentes liaisons possibles entre deux feuillets successifs - liaisons assurées par les cations compensateurs:

- Dans le cas des illites, le cation compensateur est l'ion potassium K⁺ qui forme un CSI avec les deux feuillets entre lesquels il se trouve ; cette liaison des feuillets par le potassium anhydre est si forte que les molécules d'eau ne parviennent pas à s'engager entre les feuillets.
- Lorsque le cation compensateur est majoritairement le magnésium Mg²⁺, les hydroxyles interfeuillets arrivent à se réunir latéralement pour former avec cet ion une couche octaédrique supplémentaire, donnant naissance à un assemblage de type TOT-O très stable qui caractérise le groupe des chlorites. Ce type est parfois désigné 2:2.
- Les cations compensateurs des smectites sont le sodium Na⁺, le calcium Ca⁺ et en plus petite quantité potassium K⁺ et magnésium Mg₂⁺. Na et Ca forment des CHS, assurant une liaison

interfeuillets plus faible, ce qui autorise l'adsorption de cations hydratés supplémentaires, et notamment de molécules d'eau (qui doivent être perçues ici comme des protons hydratés), par attraction électrostatique. Plusieurs couches d'eau peuvent ainsi être adsorbées entre les feuillets. Les argiles smectiques présentent une triple instabilité (Foucault & Raoult 1992, cités par Jérôme Gaombalet, 2004) : *dégradation* (désorganisation des feuillets) par hydrolyse, ou au contraire *aggradation* au contact d'eaux interstitielles chargées d'un cation de potassium (fixation d'ions par CSI et transformation en illite: illitisation) ou de magnésium (réorganisation des feuillets et chloritisation), enfin par *déshydratation*.

- Les interstratifiés sont formés par l'alternance plus ou moins régulière de feuillets de natures différentes (par exemple illite-smectite, illite-chlorite, ...).

Organisation des argiles : Les cristallites élémentaires peuvent, comme déjà vu, s'assembler les uns avec les autres. Il y a ainsi *coagulation* des cristallites, ou *floculation*. Les assemblages précédents, qui ont donné lieu à la classification des argiles, sont des assemblages face-à-face (*face to face*, FF) des cristallites. Le terme utilisé pour désigner ce type de coagulation est « agrégation », aboutissant à des particules selon la terminologie utilisée. Mais il y a deux autres modes d'association des cristallites : côté à face (*edge to face*, EF) et côté à côté (*edge to edge*, EE), conduisant à des agglomérats (souvent appelés agrégats par les mécaniciens des sols, terme employé à juste titre car il y a bien en réalité mélange non homogène de minéraux divers, ce terme est évité puisque l'agrégation conduit à un empilement ordonné). Les agglomérats sont eux-mêmes organisés en assemblages. A ces différents niveaux d'organisation correspondent quatre types de porosité différents (figure 2.5) : porosité intra-particule (entre deux cristallites FF), porosité inter-particule (ou intra agglomérat), porosité intra-assemblage, et porosité inter-assemblage.

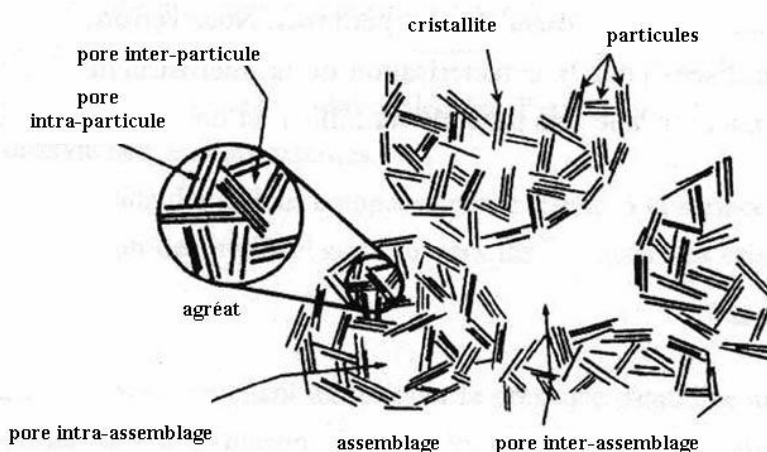


Figure 2.5: Description des différents niveaux de porosité dans les argiles (d'après Griffith et Jos, 1991).

Les deux types de coagulation sont des phénomènes complexes dépendant de la minéralogie et de la forme des cristallites en présence, mais aussi beaucoup du pH de la solution interstitielle (dont va dépendre la charge des cotés), de sa composition et des concentrations des différents ions métalliques.

L'interaction eau-argile: Selon la force des liens unissant les feuillets d'argiles, ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace inter foliaire. Comme déjà vu, avec la classification des argiles, que chez certaines argiles (kaolinites, illites), l'eau ne peut s'engager entre les feuillets. Ces argiles sont faiblement gonflantes. En revanche, dans les smectites, la faible liaison entre feuillets fait que chaque espace interfeuillelet peut s'hydrater ; les smectites font partie des argiles dites « gonflantes ». L'amplitude du gonflement dépend de l'état initial, bien sûr, et des contraintes appliquées, néanmoins la prise d'eau peut être telle que le matériau voit son volume multiplié par vingt. Ainsi, dans certaines argiles, l'eau peut littéralement s'engouffrer dans l'espace interfeuillelet. Les feuillets s'écartent, et la liaison entre deux feuillets parallèles doit alors être assurée différemment, par exemple grâce à des liens transverses (associations EF ou EE). Il en résulte une réorganisation complète de la matrice solide (Tessier, 1978, cités par Jérôme Gaombalet, 2004). Cette réorganisation est sans doute le premier des deux points essentiels permettant de distinguer le gonflement des argiles gonflantes du gonflement d'un autre matériau poreux. Le deuxième fait essentiel du gonflement est que l'interaction eau-argile est liée aux ions présents dans l'eau. Les cations présents en solution sont attirés vers les surfaces des feuillets d'argiles chargées négativement ; ils sont par ailleurs repoussés de ces surfaces par la force osmotique qui tend à uniformiser la concentration en cations dans la solution. Il résulte de ces deux effets opposés une certaine distribution des cations au voisinage des feuillets. De même, les anions, qui sont repoussés électro statiquement par les feuillets, mais repoussés vers ceux-ci par osmose, ont une distribution spatiale particulière au voisinage des feuillets. Il en résulte que la distribution des ions dans l'espace inter foliaire est en général différente de celle dans les gros pores, ce qui se traduit par une différence entre les pressions osmotiques « internes » et « externes » aux particules, et donc par des forces exercées sur les feuillets et qui tendent à les écarter. Cela permet de comprendre l'origine du gonflement des argiles. La différence entre les pressions osmotiques « internes » et « externes » aux particules est souvent appelée « pression de gonflement microscopique »

2.4 PROPRIETES MACROSCOPIQUES

2.4.1 Argiles tendres et argiles raides

Du point de vue du comportement et des propriétés mécaniques, les roches argileuses se situent entre les sols et les roches. Certaines roches argileuses sont « tendres » et très déformables ; dite alors argiles « plastiques ». D'autres sont peu déformables, et présentent un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite d'élasticité : ces argiles sont dites raides. De manière générale, les argiles dites plastiques présentent une teneur en argile et en eau importante, tandis que les argiles « raides »

sont marquées par la présence de carbonates et de quartz qui leur confèrent ce type de comportement. Mais cette tendance n'est pas toujours confirmée : le caractère déformable ou non des roches argileuses est lié à la minéralogie mais aussi à l'état de compacité du matériau. A grande profondeur (quelques centaines de mètres), les argiles sont souvent très compactes. Leur porosité et leur teneur en eau sont alors faibles, tandis qu'elles sont peu déformables et que leur résistance mécanique est élevée. Ainsi, minéralogie, teneur en eau et profondeur du dépôt sont des indicateurs forts pour le classement des roches argileuses parmi les argiles plastiques ou raides. Il est toutefois difficile de fixer précisément ces critères. Rousset (1988) et Ghoreychi (1997) comme rapporté par Jérôme Gaombalet, (2004) ont néanmoins tenté une analyse des corrélations entre le comportement mécanique et les caractéristiques de la roche. Il ressort de leurs analyses que :

- la transition entre le matériau tendre et le matériau induré peut être caractérisée par le module d'Young, la résistance mécanique et le caractère ductile ou fragile.
- le module d'Young est bien corrélé avec la teneur en eau et donc la porosité.

2.4.2 Propriétés mécaniques et caractéristiques des argiles

Les roches argileuses présentent toujours, à des degrés divers, les comportements suivants : plasticité, viscoplasticité, endommagement. Du moins les essais mettent-ils en évidence des déformations irréversibles et, par suite, des comportements souvent décrits par ces termes. Du point de vue du comportement à court terme, il est souvent difficile de juger s'il s'agit de plasticité ou d'endommagement. Les deux théories permettent en général de décrire les phénomènes observés, et le choix de l'une ou de l'autre dépend souvent de l'emploi à faire des lois ainsi mises en place. Ainsi, bien souvent, c'est la plasticité qui prime dans les lois utilisées au niveau des calculs d'ouvrages. Pour les argiles raides, il s'agit plutôt d'endommagement dans la mesure où :

- les essais rapides de laboratoire mettent généralement en évidence une augmentation de volume irréversible, signe pour les roches de l'apparition d'un endommagement diffus ;
- les déformations irréversibles s'accompagnent souvent d'une perte de résistance et des propriétés élastiques (mais tel n'est pas toujours le cas pour les argiles raides) ;
- des chargements plus marqués conduisent à la rupture, qualifiée plus facilement d'endommagement que de plasticité.

En fait, les mécanismes microscopiques qui se traduisent par les déformations irréversibles ne sont pas toujours bien compris pour les roches, et le choix de la bonne théorie à appliquer est délicat. Il est en général difficile de juger, entre plasticité et endommagement, quel phénomène est effectivement le bon. Ces phénomènes sont parfois couplés dans les modèles rhéologiques. Parfois aussi, l'endommagement est décrit en utilisant le formalisme de la plasticité. Par ailleurs, pratiquement toutes les roches argileuses présentent un comportement différé irréversible. Ce comportement est très

marqué pour des argiles plastiques, nettement moins pour des argiles raides. Du fait de l'existence de déformations résiduelles après décharge, il ne s'agit pas (du moins pas seulement) de viscoélasticité, mais plutôt de viscoplasticité. Cette viscoplasticité ne doit pas non plus être confondue avec la consolidation ou le comportement différé lié à la dissipation de la pression interstitielle.

2.4.3 *L'argile en tant que milieu poreux*

Deux approches sont utilisées pour les argiles : soit le matériau est considéré comme un milieu bi ou multiphasé composé d'un squelette solide et de pores remplis de fluide(s), soit le matériau est assimilé globalement à un solide auquel s'applique la mécanique des milieux continus. Dans la pratique, le choix de l'une ou l'autre de ces approches dépend, pour une roche argileuse, du type de problème étudié et de la nature de la roche. De manière générale, la prise en compte du (des) fluide(s) est indispensable lorsque la roche est tendre ou lorsque les problèmes étudiés font intervenir des effets différés, tandis que la mécanique classique est adaptée pour l'étude de phénomènes à court terme pour des argiles raides. Mais cela n'est pas une règle stricte, et la question est toujours posée de savoir s'il faut utiliser une approche mécanique ou hydromécanique.

Plusieurs phénomènes, tels que la consolidation des sols et des roches, la dissipation de la pression interstitielle, les phénomènes d'imbibition/dessiccation, de gonflement/retrait, ou d'autres, intrinsèquement liés à la présence de fluides dans les pores (fissuration hydraulique, dilatation différentielle dans un four à micro-ondes), ne peuvent évidemment être étudiés sans une approche multiphasique. Ces phénomènes, qui relèvent de processus hydromécaniques couplés, ont d'autant plus d'importance que la teneur en eau est élevée ; plusieurs aussi sont liés à la perméabilité. Les argiles raides, dotés de porosités et de perméabilités très faibles, sont en général moins exposés à ces processus, du moins à court terme. Toutefois, pour les sols en général et dans la plupart des cas pour les roches, l'argile est considéré comme un milieu poreux auquel est appliqué les préceptes et les théories, à cheval entre la théorie des mélanges et de la mécanique des milieux continus.

2.4.4 *Gonflement, retrait et dessiccation*

Définition : Le changement de volume de certains sols argileux en raison de la modification de leur teneur en eau représente l'un des problèmes les plus sérieux dans le domaine des travaux public et le génie civil en général. Le changement de volume peut provoquer un mouvement imprévisible des structures construites sur ces sols. Un sol expansif peut être défini comme «un sol argileux capable de subir un grand changement de volume (rétrécissement/gonflement) lorsqu'il est soumis à des variations de teneur en eau.» Lorsque le minéral argileux prédominant du sol est de type gonflant, par exemple montmorillonite, le sol peut être classé comme un sol expansif (Xidakis, 1979): certains types d'illite sont considérés comme expansifs, tandis que la kaolinite est considérée inextensible, le potentiel de gonflement se référant à la fois au gonflement et à la pression de gonflement. Mowafy (1990), a défini

la pression de gonflement comme étant la pression externe nécessaire pour consolider un échantillon imbibé à son indice des vides initial alors que Chen (1975) définit la pression de gonflement du sol non remanié comme étant «la pression requise pour maintenir un volume de sol constant à sa densité sèche naturelle »; et pour les sols remaniés comme étant "la pression nécessaire pour maintenir le volume d'un sol constant à la densité maximum de Proctor".

Le problème du sol expansif n'a été reconnu par les ingénieurs en mécanique des sols que vers 1940. Avant cette date, les dommages causés aux diverses structures étaient attribués à la mauvaise construction et/ou au tassement excessif des sols de fondation. En 1938, les scientifiques de l'US Bureau of Reclamation des États-Unis ont d'abord réalisé le rôle des sols expansifs dans les dommages aux bâtiments (Chen, 1975). Depuis lors, de nombreuses recherches ont été conduites et leur résultats publiés sur les problèmes de l'argile expansive. Cependant, en dépit de l'effort et du travail précieux des scientifiques et des ingénieurs, les processus impliqués dans le gonflement et le rétrécissement des sols reste encore à clarifier (Xidakis, 1979).

Propriétés morphologiques et minéralogiques des sols expansifs: Les couleurs des sols expansifs varient; la plupart d'entre eux sont de couleur foncée ou noire. Cependant, d'autres couleurs telles que le gris, le vert clair ou le rouge ont été observées dans certains dépôts; ainsi la couleur n'est pas une caractéristique distincte de ces sols (Lyon Assoc, 1971).

Les compositions minéralogiques de la fraction argileuse des sols expansifs comprennent principalement la montmorillonite. La kaolinite et l'illite peuvent être présentes mais en faibles quantités. Seuls les sols alluviaux expansifs contiennent de l'illite et seuls les sols expansifs sur les roches volcaniques contiennent de l'halloysite. Le calcium et le magnésium sont les principaux cations échangeables, généralement avec des quantités mineures de potassium et de sodium. Dans certains cas exceptionnels, le sodium peut être le cation principal. Les capacités d'échange cationique sont généralement élevées (30 à 64,9 m eq / 100 g d'argile), la teneur en argile est également élevée (> 20%) avec un très faible pourcentage de sable grossier et de gravier. Les argiles saturées en cations de sodium présentent un changement de volume plus important que les argiles contenant des cations calcium, et elles présentent une pression de gonflement plus élevée (Lyon Assoc., 1971). Le pH de ces sols varie de 6,30 à 9,20.

Certaines argiles, comme les montmorillonites, gonflent lorsqu'elles sont humides et rétrécissent lorsqu'elles sont sèches. Après séchage, les sols riches en montmorillonite sont entrecroisés par de larges fissures profondes qui permettent à la pluie de pénétrer rapidement. Plus tard, à cause du gonflement, le sol montmorillonitique se ferme et devient beaucoup plus imperméable que les sols kaoliniques ou chloritiques. Certain type de gonflement est dû à la pénétration de l'eau entre les

couches de cristaux, ce qui entraîne l'expansion des particules individuelles. Cependant, la plus grande partie du gonflement provient de l'eau attirée par les colloïdes et des ions adsorbés par ces derniers. Cette propriété est responsable du développement et de la stabilité des structures du sol. Les sols riches en montmorillonite couvrent de vastes zones, plus de 350 000 km², à travers le monde (Gradusov, 1974).

Propriétés d'ingénierie : La majeure partie de la littérature sur les argiles expansives provient de l'Inde et des États-Unis; avec peu d'Afrique et d'Australie. Les propriétés techniques des sols expansifs selon Chen 1975 et l'Association de Lyon, 1971, sont résumées dans le tableau 2.1.

D'après le tableau 2.2, de larges plages de variabilité sont observées dans les propriétés d'ingénierie des sols expansifs, reflétant le fait que ces sols sont collectés à partir de différentes sources et zones avec des caractéristiques et des conditions environnementales différentes.

Tableau 2.1: Propriétés des argiles expansives, (Lyon association, 1971; Chen 1975)

Propriétés	Proportions
Limites de liquidité	22%-124%
Indice de plasticité	11%-74%
Limites de retrait	10%-30%
Classification selon AASHTO	A-7-5 à A-7-6
Teneur en matière Organique (%)	0.5-2.5
Densité spécifique	2.65-2.75
CBR après 4 jours d'immersion	< 2
Cohésion effective	2.5-3.0 kN/m ²
Angle de frottement interne	15°-25°
Expansion volumétrique	40%-150%
Gonflement libre	100%-400%
Pression de gonflement	1000-3000kN/m ²

De nombreux problèmes associés aux fondations sur des sols expansifs ont été signalés un peu partout dans le monde entier. Ces problèmes comprennent le soulèvement, la fissuration et la rupture des chaussées et des routes, les fondations des bâtiments et les revêtements des canaux et des réservoirs. Les fondations de structures légères soutenues sur le sol (par exemple, les autoroutes) sont plus affectées par des problèmes de sol gonflants que les structures lourdes ou enfouies profondément (Xidakis, 1979). Le coût annuel des dommages des structures de construction aux États-Unis est d'environ 2,3 milliards de dollars, soit plus que le double des dommages causés par les tremblements de terre, les ouragans et les inondations (Bruer, 1973).

De nombreux chercheurs ont étudié l'effet de la teneur en eau initiale sur la magnitude de gonflement et la pression de gonflement. Ils ont remarqué que chaque sol expansif particulier a une certaine teneur en eau initiale à laquelle aucun phénomène de gonflement ne se produit, et cela dépend dans une certaine mesure de la concentration en sel dissout dans l'eau interstitielle. Ils ont abouti à l'évidence que le pourcentage de gonflement était inversement proportionnel à la concentration de sel dans l'eau interstitielle.

La superficie couverte par les argiles expansives aux États-Unis est d'environ 25% de toute la superficie du pays. En outre, les argiles expansives couvrent aussi de vastes zones dans de nombreux autres pays en dehors des États-Unis, par exemple en Inde, en Afrique du nord et en Algérie.

Les mécanismes microscopiques expliquant le phénomène de gonflement-retrait, observé pour certaines argiles, sont d'origine physico-chimique. De point de vue macroscopique, ce phénomène est lié à la prise ou au départ d'eau (c'est-à-dire la variation de la teneur en eau). Les argiles sont ainsi souvent qualifiées de roches hydrophiles. Sur ce point, il n'est pas forcément clair d'affirmer si c'est l'arrivée d'eau qui provoque le gonflement, ou bien si c'est le gonflement qui permet l'arrivée d'eau. Des études antérieures expliquent que les deux phénomènes coexistent :

- l'eau est susceptible de s'introduire dans un échantillon d'argile sous l'effet de gradients osmotiques ; l'arrivée d'eau induit une augmentation de volume.
- L'arrivée d'eau provoque une évolution de la solution interstitielle (en termes de concentration des différents solutés), et influe sur l'interaction eau-argile expliquée plus haut dans un sens qui provoque l'écartement des feuillettes et donc le gonflement, l'eau s'engouffrant dans l'espace ainsi créé. Le premier phénomène n'est pas spécifique aux argiles ; le deuxième l'est. Toutefois, lorsque le phénomène de gonflement est évoqué, ces deux aspects ne sont pas parfois intégrés. Par ses deux aspects ci-dessus, le phénomène de gonflement-retrait est lié à l'état énergétique de l'eau. Il peut se produire aussi bien à l'état saturé qu'à l'état non saturé. C'est un aspect qui souvent n'est pas pris en compte.

Les essais qui permettent d'obtenir des cycles de gonflement/retrait sont appelés des essais d'« imbibition-drainage », « humectation-dessiccation » ou bien encore « sorption-désorption » (figure 2.6). Ils sont réalisés en mettant des échantillons d'argiles dans des enceintes à hygrométrie contrôlée, c'est-à-dire des enceintes d'air humide dont le degré d'humidité relative est contrôlé. Ce type d'essais est généralement pratiqué pour des milieux non saturés, et les courbes obtenues sont des courbes exposées souvent dans des manuels traitant de ces milieux. De fait, souvent les argiles peuvent rester saturées jusqu'à des valeurs très faibles de l'humidité relative ; deux choses contribuent à cet état de fait :

- une roche argileuse fortement compactée présente essentiellement de petits pores, et peut d'après la loi de Laplace (ou Jurin) rester saturée dans une ambiance « non saturée » ;
- la présence de solutés divers dans l'eau interstitielle, ainsi que la relation eau-roche particulière des argiles abaisse fortement l'activité de l'eau de la roche, renforçant le phénomène précédemment décrit.

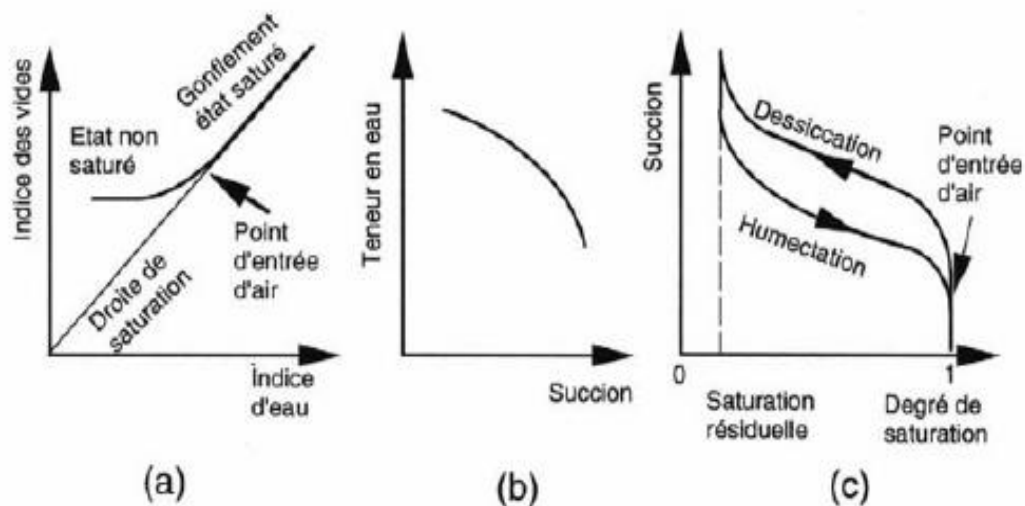


Figure 2.6: Courbes schématiques issues d'un essai de gonflement-retrait libre :
 (a) : indice de vides-indice d'eau,
 (b) : teneur en eau-succion ;
 (c) : courbe de rétention (sorption-désorption).

Une roche argileuse peut ne commencer à se désaturer qu'à une forte succion, d'autant plus forte que les pores sont petits. En deçà de ce seuil, le cadre de la mécanique des milieux poreux peut s'appliquer en général. Lorsque le matériau est désaturé en revanche, la mécanique des milieux poreux non saturés, qui permet de tenir compte de phénomènes de capillarité, n'est vraisemblablement pas adaptée car, dans ce domaine des fortes succions, d'autres phénomènes (électrostatiques, d'adsorption) entrent en jeu dans les processus. En même temps que le matériau argileux prend de l'eau, il gonfle. Si le gonflement est empêché, des contraintes se développent, qui peuvent être importantes. Le terme de pression de gonflement est alors employé. Pour caractériser le gonflement-retrait des argiles, il y a les essais cités plus haut qui sont appelés en Mécanique des sols essais de gonflement libre. Il existe aussi des essais de gonflement sous contrainte destinés entre autre à mesurer la (les) pressions(s) de gonflement. Tout comme l'amplitude du gonflement dans un essai de gonflement libre, la pression de gonflement d'une argile donnée va dépendre de l'état initial du matériau. Il est à noter enfin que le gonflement d'une roche argileuse dépendra non seulement de la minéralogie des constituants argileux, mais aussi de la texture (Bauer-Plaindoux et al. 1998, cités par Jérôme Gaombalet, 2004), soit de l'agencement de ces minéraux parmi les autres constituants de la roche. Ainsi, une roche argileuse dont le constituant argile est gonflant peut ne pas présenter de gonflement macroscopique. C'est le cas

des siltites du Gard en France, qui contiennent de la smectite et ne présentent aucune aptitude au gonflement, tandis que les argilites de l'Est de France sont qualifiées de gonflantes alors que les minéraux argileux qu'elle contient sont faiblement gonflants (à base d'illite).

2.5 TRAITEMENT DES SOLS EXPANSIFS

Le traitement des sols expansifs n'est pas toujours facile et/ou économique. De nombreux chercheurs ont mis au point des méthodes pratiques de construction sur des sols expansifs et ceux-ci peuvent être résumés comme suit:

1. Réalignement du projet, (par exemple, une autoroute) pour éviter les dépôts de sol expansifs, ou d'excavation et de remblayage (autoroutes, bâtiment) autant que possible.
2. Minimiser le changement de teneur en eau dans les argiles expansives après la construction. L'un des moyens les plus courants consiste à construire des systèmes de drainage appropriés et à contrôler la couverture végétale.
3. Utiliser une conception appropriée de la structure à édifier sur les sols expansifs basée sur le soulèvement vertical moyen estimé pour les conditions environnementales.
4. En utilisant l'une des diverses méthodes de stabilisation du sol. Il y a plusieurs façons de contrôler le potentiel de gonflement, y compris le contrôle du compactage, c'est à dire un compactage à plus faible densité et une teneur en eau optimale plus élevée, et *stabilisation chimique* avec un liant hydraulique tel que la chaux ou le ciment. La stabilisation à la chaux est recommandée dans le cas des argiles expansives plutôt que la stabilisation au ciment car la montmorillonite peut retarder l'hydratation du ciment et le ciment n'améliore pas la maniabilité de l'argile. La stabilisation chimique peut ne pas être possible si l'argile contient un pourcentage élevé de matière organique (Chen, 1975, Lyon Assoc, 1971).

STABILISATION DES SOLS

3.1 INTRODUCTION

Les développements économiques, sociaux et technologiques ont été suivis par un développement du réseau de trafic routier à travers le monde. En Algérie, d'importants projets doivent être construits pour renforcer l'infrastructure de base du pays afin de faciliter le développement de l'agriculture, du commerce et de l'industrie. Le coût de ces réalisations englobe les coûts initiaux et les coûts d'entretien et de maintenance futurs. Les coûts initiaux concernent les terrassements, les remblais de route, les couches de roulement, les ponts, les passages souterrains, les ouvrages d'aménagement et le drainage. Le type et l'épaisseur du corps de chaussée représente un pourcentage important du coût initial du projet. Par conséquent, le développement et l'utilisation de nouvelles méthodes de construction pour réduire ce coût sont les bienvenus et seront certainement très bénéfiques. Il est très important de prendre en considération les conditions du sol de fondation avant de concevoir tout type et épaisseur des chaussées, puisque la couche de forme supporte le volume du trafic ainsi que les surcharges de la chaussée.

Le rôle principal d'une chaussée est la réduction des contraintes dans la couche de forme afin qu'elle subisse peu ou pratiquement aucune déformations. Ainsi, plus la couche de forme subit de faibles déformations et plus la chaussée sera mince et par conséquent le coût de construction sera moins élevé et acceptable.

La construction des fondations des projets linéaires durables exige des quantités énormes de remblai qui doivent satisfaire des conditions spécifiques de qualité. Ces matériaux de bonne qualité très souhaités ne sont pas toujours disponibles sur place sur chantiers. Les ingénieurs lors de la réalisation des projets sont dès fois confrontés à la disponibilité des sols sur site souvent non conformes aux normes de construction. Ces matériaux sont incapables de supporter un trafic soutenu de véhicules lourds. De nombreux ouvrages construits sur ces sols argileux ont montrés des signes de fatigue et dégradation généralement sous forme d'apparition de fissures au niveau de la superstructure. Certaines dégradations ont conduit à la perte totale de ces ouvrages. Les causes principales de ses dégâts sont la faible plasticité, la faible portance et le phénomène du retrait-gonflement.

Pour pallier à cette inaptitude, les constructeurs ont recours à l'une des méthodes de suivantes : (1) Améliorer les propriétés des matériaux sur place par compactage puis l'utilisation des caractéristiques modifiées pour le calcul et la conception de l'ouvrage. (2) Importer des matériaux appropriés d'un site

d'emprunt proche pour remplacer les matériaux sur place et (3) Améliorer les propriétés des matériaux existants in situ en y intégrant d'autres types de matériaux.

Un processus universellement désigné par le terme "*stabilisation des sols*". La meilleure méthode à utiliser est généralement déterminée par des considérations économiques, à titre d'exemple il est moins cher de stabiliser un sol sur site en utilisant des additifs relativement coûteux plutôt que de creuser et excaver le matériaux inadéquats puis le remplacer par un remblai de bonne qualité importé.

Le gonflement est un phénomène redoutable, généralement omis ou négligé lors de la conception des ouvrages linéaires. Dans certaines régions du monde, les couches de forme sont constituées de sols gonflants. Lorsque la teneur en eau change, ces sols fins subissent des changements importants de volume et de comportement. La substitution de tels sols par d'autres matériaux est généralement coûteuse en raison du coût élevé des travaux d'excavation, de stockage du déblai, de transport et de mise en place d'un remblai approprié. Un sérieux problème dans les pays en voie de développement ou les coûts de construction sont fondamentaux.

Le corps de chaussée est typiquement formée d'une couche de base granulaire compactée de 200 à 300 mm d'épaisseur composée de tout-venant bien gradué, de graviers ou de pierres naturelles couverts par une ou plusieurs couches de béton bitumineux. Ce système de corps de chaussée est généralement inapproprié pour les couches de base en sols fins gonflants en raison de la nécessité d'importer des matériaux granulaires ce qui aggrave le problème de la construction sur les sols gonflants.

La variation de la teneur en eau des sols gonflants engendre un changement de leur volume difficile à prédire. Ce phénomène provoque le soulèvement, l'éclatement et l'apparition des fissures à la surface superficielle de la couche de roulement (Mowafy et al. 1990). En outre, la plupart des types de sols fins nécessitent une plus grande épaisseur de la couche de base comparée à celles construites sur un sol adapté et solide (sable et gravier) ce qui se traduit par une très forte augmentation dans les dépenses initiales et finales des projets. Pour éliminer le gonflement, réduire la variation de volume, augmenter la résistance des sols argileux expansifs et ainsi diminuer l'épaisseur des couches et sous-couche de base, la *stabilisation de ces sols fins* s'avère alors une nécessité absolue.

3.2 STABILISATION DES SOLS

La stabilisation des sols, dans son sens général, considère toutes les techniques physiques, chimiques ou physico-chimiques utilisées pour améliorer les propriétés d'un sol en vue de son utilisation dans la construction (Ashish Kumar Pathak, 2014). En géotechnique routière, la stabilisation des sols est un processus réglementé utilisé pour l'amélioration des caractéristiques physiques et mécaniques d'un sol par ajout d'additifs en vue de son utilisation comme couche et sous

couche de fondation destinées à supporter le trafic continu des véhicules et les surcharges de la chaussée. Les sols peuvent être stabilisés par plusieurs méthodes. Dans le monde, les trois techniques ayant été adoptées avec succès dans la construction routière sont les méthodes physiques (mécaniques), chimiques et physico-chimiques (bitumineux).

La stabilisation physique est réalisée principalement par l'application d'une énergie externe par compactage pour augmenter les performances d'un matériau naturel. Les avantages du compactage sont cependant bien compris et ne seront donc pas détaillés dans cette thèse. Cette technique appelée aussi stabilisation mécanique est aussi le processus d'incorporer un autre matériau dans le but d'obtenir un mélange bien gradué ou diminuer la plasticité du matériau d'origine et aboutir ainsi à des matériaux appropriés à la construction routière. Les propriétés physiques du matériau d'origine sont modifiées sans aucune réaction chimique. Par exemple, des fines sont ajoutés à un matériau pulvérulent pour obtenir un matériau avec une courbe granulométrique proche de l'idéale. Cela permettra d'augmenter la densité obtenue par compactage et améliorer la stabilité du matériau destinées à supporter le trafic routier. La proportion de matière ajoutée est généralement comprise entre 10 et 50%. La stabilisation mécanique est généralement le processus le plus rentable pour améliorer les matériaux pulvérulents peu gradués. Cette technique de stabilisation est généralement utilisée pour augmenter la portance des matériaux granulaires peu gradué afin d'obtenir un matériau adéquat à la construction routière. La rigidité et la résistance sont généralement plus faibles que celles obtenues par une stabilisation chimique et sont souvent insuffisantes pour les chaussées à forte circulation. Il est des fois nécessaire d'ajouter un agent stabilisant pour améliorer encore mieux les propriétés du mélange des matériaux constitué.

La stabilisation physico-chimique est le processus d'incorporer un additif dans le système. Dans la littérature cet ajout signifie généralement le bitume ou le goudron. Ces produits sont trop visqueux pour être utilisés à température ambiante et doivent être transformés en bitume fluidifié (une solution de bitume en kérosène ou en diesel) ou en bitume (particules de bitume en suspension dans l'eau). Lorsque le solvant s'évapore ou que l'émulsion "se casse", le bitume se dépose sur le matériau. Le bitume agit comme une cohésion dans les sols granulaires et agent d'étanchéité dans les sols cohérents pour empêcher la pénétration de l'eau. Dans de nombreux cas, le matériau bitumineux agit comme une couche imperméable dans la chaussée, empêchant la montée de l'humidité capillaire. Dans un pays où le bitume est relativement cher par rapport au ciment et où la plupart des compétences sont dans la construction de ciment, il semble plus raisonnable d'utiliser un stabilisateur de ciment plutôt qu'un produit à base de bitume / goudron.

La stabilisation chimique implique l'ajout d'additifs dans le sol naturel d'origine pour former de nouveaux matériaux cimentaires améliorant ainsi les propriétés de sol (moins de gonflement, une meilleure plasticité et maniabilité et une meilleure portance). Cette dernière technique est utilisée principalement avec les sols à texture fine comme le limon et l'argile.

De nombreuses substances chimiques telles que la chaux, le ciment, le chlorure de calcium, le chlorure de sodium et divers composants de silicate ont été utilisées dans le passé pour stabiliser chimiquement les sols. La chaux et le ciment sont les deux additifs largement employés dans la stabilisation chimique des sols argileux utilisés dans la construction des couches et sous-couche de base au lieu d'importer des matériaux granulaires (Bhattacharja et al. 2003). La stabilisation à la chaux est plus utilisée que la stabilisation au ciment. La chaux est souvent moins chère, sa production se fait localement et peut également améliorer la maniabilité de l'argile sur chantier. La stabilisation à la chaux nécessite une fraction d'argile adéquate et une température de prise relativement élevée d'où son utilisation est encore plus appropriée dans les pays chauds. En plus, l'hydratation du ciment pourrait être retardée par la montmorillonite, un minéral argileux prédominant dans les sols fins gonflants

Bien que la chaux soit largement utilisée, le ciment reste très utile pour stabiliser les sols ayant un faible pourcentage d'argile et/ou une température peu élevée. Toutefois, en raison de l'épuisement progressif des matériaux de construction traditionnels et des pénuries dans la production de ciment, la nécessité de développer un liant alternatif au ciment pour la stabilisation des sols est devenue nécessaire. Des travaux de recherche un peu partout dans le monde portant sur l'utilisation des sous-produits industriels comme substitut au ciment et à la chaux ont été entrepris. L'utilisation de sous-produits industriels présente d'énormes avantages environnementaux et économiques. Toutefois, ces matériaux doivent satisfaire certaines exigences en vue de leur utilisation dans la construction telles que la suppression du potentiel de gonflement, l'amélioration des caractéristiques de plasticité et de résistance et enfin et surtout sa disponibilité.

Le laitier granulé de haut fourneau a été employé que récemment en Australie, en Afrique du Sud, au Royaume-Uni (Higgins et al, 1998) et aux Etats Unis d'Amérique (Lynn Salvati, 2005). La wilaya d'Annaba dans le Nord-Est de l'Algérie est une région industrielle importante. Le complexe d'El Hadjar qui s'étend sur plusieurs hectares produit de grande quantité d'acier, de fer et de sous-produits industriels. SIDER Algérie, la société qui gère cette usine, produit plus de cinq cents mille tonnes de laitier de haut fourneau chaque année envoyé généralement à l'enfouissement en tant que résidus portant préjudice à l'environnement. Cette quantité sera encore plus importante avec le démarrage du complexe sidérurgique de Bellara, un projet en cours de réalisation par une joint-venture entre l'Algérie et l'Emirat Arabe Uni dans la région d'El Milia (Jijel). Une façon de traiter ses déchets en un produit utile est de procéder à leur refroidissement rapide à l'eau dès qu'ils sont retirés des haut-

fourneaux pour produire un laitier granulé vitreux riche en silice et en calcium. Ce dernier est par la suite broyé pour donner un laitier granulé broyé de haut fourneau connu sous l'appellation Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBFS).

Le GGBFS possède peu de propriétés de cimentation, généralement il est utilisé en combinaison avec du ciment Portland ou de la chaux hydratée (hydroxyde de calcium) qui prévoient l'alcali nécessaire à l'activation et par-delà l'amélioration des sols (Higgins et Kennedy 1998; Higgins et al 1998). Son application sur le terrain pourrait bien être bénéfique à l'Algérie en réduisant le coût de construction des infrastructures routières ou autres structures tout en utilisant des déchets de l'industrie sidérurgique. L'utilisation du GGBFS présente aussi d'autres avantages, par exemple le GGBFS peut être utilisé comme un matériau de substitution au ciment ou à la chaux et par conséquent réduit la production des gaz à effet de serre (CO_2). La production de ciment et de chaux contribue à la production de CO_2 , ceci est dû à la décomposition nécessaire de calcaire (CaCO_3) pour former le CaO et éliminer le CO_2 . A titre d'exemple, environ une tonne de CO_2 est produite pour chaque tonne de clinker de ciment Portland (Lynn Salvaty, 2004). Ce processus produit aussi du CO_2 indirectement puisque la combustion des combustibles fossiles dans des hauts fourneaux à haute température est nécessaire pour ce processus de décomposition.

3.3 LE LAITIER

Le laitier de haut-fourneau est un sous-produit formé lors de l'élaboration de la fonte à partir de minerai de fer, des combustibles (cendres du coke) et de divers fondants (acide ou basiques). La fonte ruisselle en continu en bas du haut fourneau sous forme de liquide. Les éléments résiduels qui parviennent à la gangue du minerai, des cendres du combustible et des fondants se rassemblent sous forme liquide et constituent le laitier. Etant donné la différence de masse volumique entre la fonte et le laitier (2.7 à 2.9), ils sont donc séparés par décantation.

Le laitier est un silicate d'aluminium, de calcium et de magnésium. Il contient en outre des oxydes de manganèse et de fer en faible quantité, ainsi que du sulfure de calcium. Le laitier permet l'élimination de la *gangue* à l'aide de caractéristiques de fusibilité et de fluidité convenables et aussi les réactions d'échange avec le métal liquide agissant sur la composition de celui-ci. La fonte en fusion contient les éléments suivants : Fe, C, Si, Mn, P, S... alors que le laitier en fusion en bas du haut-fourneau contient les éléments tel que SiO_2 , P_2O_5 , MnO, CaO, Al_2O_3 ...

A la sortie des hauts fourneaux, le laitier se présente sous forme d'un liquide à une température d'environ 1450°C. Deux processus sont utilisés pour le refroidissement de la matière en fusion.

3.3.1 Refroidissement lent:

Le laitier liquide à 1300°C /1500°C est évacué immédiatement en poche à laitier, dès la sortie du haut-fourneau vers des zones spécifiques nommées crassiers, pour y être déversé, coulée après coulée. Il s'y refroidit lentement à l'air libre, se transformant ainsi en roche dure artificielle chimiquement stable. Il est désigné par **laitier rocheux ou cristallisé** et est très souvent évacué vers des stations de concassage. La densité en place du laitier concassé varie de 1.8 à 2.0. Ses constituants sont essentiellement des silicates et des silico-aluminates de calcium.

Le laitier cristallisé de haut fourneaux est élaboré selon différentes classes granulaire tous venant concassé 0/D et d/D. selon la demande il y a lieu de distinguer:

Le laitier tout-venant. C'est un laitier cristallisé, de fraîche production ou non, tel que repris à l'engin. Les granulométries sont de l'ordre de 0/300 mm, sans garantie de fuseau. Il s'agit plutôt d'un matériau de remblais ou de couche de forme.

Le laitier concassé. C'est un laitier cristallisé concassé, livré en toutes granulométries Le laitier 0/D est dit «de compactage», lorsqu'il est criblé et calibré, mélangé ou non en proportions variables, avec du laitier granulé ou tout autre liant hydraulique. La granulométrie maximale du 0/D est de 0/50 mm ; il s'agit plutôt d'un matériau d'assises à prise lente. Concernant le laitier d'EL HADJAR la granulométrie varie de (0/80, 0/100, 0/150 est plus).

3.3.2 Refroidissement rapide:

Le laitier est refroidi brutalement et pulvérisé en grains de quelques millimètres par un puissant jet d'eau (trempe). Cette opération appelée granulation lui confère une structure vitreuse désordonnée, susceptible, sous certaines conditions, d'évoluer vers une forme cristalline stable en développant des résistances mécaniques, comme le ferait un ciment. Elle transforme le laitier en un sable à granulométrie étalée et contenant peu de fines de couleur claire appelé **laitier vitrifié ou granulé**. Il est généralement évacué vers des lieux de stockage ou d'expédition. Leur densité voisine 1.20. Les laitiers de haut-fourneau vitrifiés possèdent des propriétés hydrauliques mises à profit dans les cimenteries ou directement dans le traitement des assises de chaussées. Il existe deux types de laitier vitrifié :

- le *laitier granulé*, pour lequel le refroidissement se fait en bassin ou par jet d'eau sous pression.

- le *laitier bouleté* qui est soumis à deux types d'actions, un jet d'eau et une action mécanique.

Le laitier liquide se déverse sur un tambour tournant cannelé qui comporte des trous en périphérie, alimentés en eau sous pression. Les particules de laitiers sont alors projetées à plusieurs

mètres du tambour, ce qui permet une trempe à l'air pendant la durée du trajet des particules ; cette technique n'est appliquée qu'à Fos-sur-Mer.

Les laitiers cristallisés sont utilisés en technique routière depuis la constitution de remblais jusqu'aux couches de surface des chaussées ainsi que pour les bétons. Les laitiers de fraîche production et les stocks constitués au fil des décennies, appelés crassiers, sont exploités comme des carrières de roche naturelle pour la fabrication de granulats. En raison de leurs caractéristiques physico-chimiques, les laitiers vitrifiés, le plus souvent élaborés sous forme de laitiers granulés, trouvent un emploi privilégié dans l'industrie cimentière, mais aussi comme liants dans différents mélanges granulaires des assises de chaussées.

Le laitier vitrifié granulé correspond à un sable à prise hydraulique (0/5 à 0/6mm d'après PREDIS 2001). Il peut être pré broyé pour augmenter sa teneur en fines ainsi que sa réactivité et obtenir le laitier granulé broyé des hauts fourneaux GGBFS (Ground Granulated Blast Furnace Slag). Il peut aussi être activé pour développer son hydraulicité ; l'activation de type calcique ou sulfato-calcique étant effectuée selon la norme NF P 98-107.

3.3.3 Activation du laitier granulé:

Beaucoup d'activateurs ont été suggérés pour activer le GGBFS. Les activateurs les plus utilisés généralement sont hydroxyde de calcium, sulfate de calcium, ciment Portland Ordinaire, hydroxyde de sodium, carbonate de sodium et sulfate de sodium (Gjorv, 1989). Wu et autres, (1990) ont suggéré que l'hydroxyde de sodium, le sulfate de sodium et le sulfate en aluminium de potassium puissent être employés comme activateurs pour le GGBFS et puissent aider à briser les liens de Si-O et d'Al-O. Wild et Tasong (1999) ont utilisé la chaux comme activateur dans leur étude sur l'influence du GGBFS sur la résistance du sulfate de la Kaolinite stabilisée à la chaux. Ils ont observé que le rapport optimum lime/GGBFS est 1:5 pour activer le GGBFS, et pour empêcher toute attaque provoquée par la solution excessive de sulfate. Wild and Tasong ont également observé que la réaction d'hydratation du GGBFS activée par la chaux est plus rapide que la réaction pozzolanique de la chaux avec l'argile parce que le GGBFS contient une quantité élevée d'alumine et de silice. Les principales réactions produites lors de l'activation du GGBFS avec de la chaux sont le gel C-A-S-H et l'hydrotalcite type phase contenant le magnésium.

Le ciment portland est l'un des activateurs les plus utilisés. La réaction du GGBFS avec le ciment en présence de l'eau est un processus très complexe. L'hydratation du ciment portland produit principalement Ca(OH)_2 (hydroxyde de calcium) et le gel du C-H-S. Dans l'hydratation du ciment Portland Mélangé, bien que des quantités mineures d'alcalis soient libérées, GGBFS est principalement activé par le Ca(OH)_2 produit d'hydratation (Hakkinen, 1993 ; Bijen, 1996). Ainsi la chaux sous forme de Ca(OH)_2 , peut être ajoutée comme additif ou être libérée de l'hydratation de ciment Portland. Le

GGBFS contient des quantités élevées d'alumine et de silice produit moins de produit hydraté on le comparant avec le ciment portland ordinaire. Les principales réactions produites lors de l'hydratation du GGBFS sont calcium de silicate hydraté calcium aluminat hydraté et un peu d'hydroxyde de calcium. (Higgins et al, 1998). La longue expérience d'utilisation des laitiers de hauts fourneaux en technique routière n'a pas à ce jour révélé d'impact préjudiciable sur les eaux souterraines et le milieu naturel.

3.4 TRAVAUX ANTERIEURS

Plusieurs travaux de recherche ont été initiés un peu partout dans le monde afin d'étudier et élucider les mécanismes régissant la stabilisation et l'amélioration des caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des sols fins expansifs avec faible portance et une plasticité inadéquate par des laitiers granulés broyés des hauts fourneaux GGBFS produits localement. Ci-dessous sont présentés et commentés les plus récents travaux antérieurs.

3.4.1 *Noorina Tarannum Khan†*, Swapnil Walzade† and R.K. Yadav (2017)*

L'objectif principal de leur étude est d'évaluer l'utilisation du résidu industriel, le laitier granulaire de haut fourneau de l'usine métallurgique de Bhilai Steel à Chattisgarh en Inde dans l'amélioration des propriétés géotechniques d'un sol gonflant. Les deux matériaux utilisés, sol et liant hydraulique, ont été d'abord broyés et caractérisés avant de les mélanger à différentes proportions (5 à 25% GGBFS) ensemble avec 5% de chaux pour confectionner des éprouvettes de sol stabilisées. Les variations des propriétés obtenues lors de la conduction des essais géotechniques aux laboratoires tels que le CBR, le gonflement linéaire, les limites d'Atterberg et le compactage (essai Proctor) sur le sol non traité et le sol stabilisé ont été étudiées et comparées sur la base des résultats obtenus. Les propriétés du laitier utilisé comme la couleur, la densité spécifique, la finesse, la masse volumique et le type sont données sur le tableau 3.1 ensemble avec la distribution des particules solides qui elle est présentée sur la figure 3.1. Les spécimens de sol ont été confectionnés en mélangeant une quantité croissante de laitier granulé avec le sol et 5% de chaux comme activateur selon la configuration suivante :

Spécimen I – Sol gonflant non traité.

Spécimen II – Sol gonflant traité avec 5% de chaux.

Spécimen III – Sol gonflant traité avec 5% GGBFS et chaux.

Spécimen IV – Sol gonflant traité avec 10% GGBFS et chaux

Spécimen V – Sol gonflant traité avec 15% GGBFS et chaux

Spécimen VI – Sol gonflant traité avec 20% GGBFS et chaux

Spécimen VII – Sol gonflant traité avec 25% GGBFS et chaux

Tableau 3.1 Propriétés du laitier granulé broyé des hauts fourneaux GGBFS
(Noorina Tarannum Khan, 2017)

numéro des éprouvettes	Particularités	Observations
1.	Couleur	Blanc à Gris
2.	Densité Spécifique	2.705
3.	Finesse	>350m ² /kg
4.	Masse volumique	1250 kg/m ³
5.	Type	Granulaires

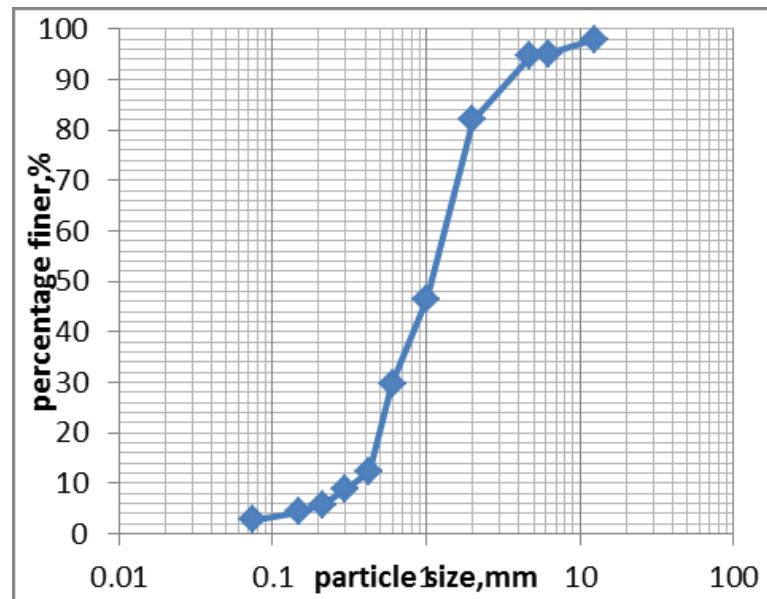


Figure 3.1 Granulométrie du GGBFS (Noorina Tarannum Khan, 2017)

Les essais en laboratoire et les analyses sont effectués conformément aux codes IS et les résultats sont présentés sur le tableau 3.2,

Tableau 3.2 Observations concernant les différentes éprouvettes de sol
(Noorina Tarannum Khan, 2017)

Essais	Résultats des essais						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
Numéro d'éprouvettes							
F.S.I. (%)	38.63	18.2	-1.82	-3.76	-4.3	-8.1	-8.6
MDD	1.39	1.47	1.43	1.42	1.47	1.51	1.54
OMC	28.7	25.2	26.5	31.2	23.4	20.9	23.6
CBR	0.57	3.31	3.39	3.42	3.60	4.90	3.40
UCS (kN/m ²)	110	119	121	178	188	196	236

La présentation graphique des résultats analysés est présentée ci-dessous:

1) *Indice de Gonflement linéaire*

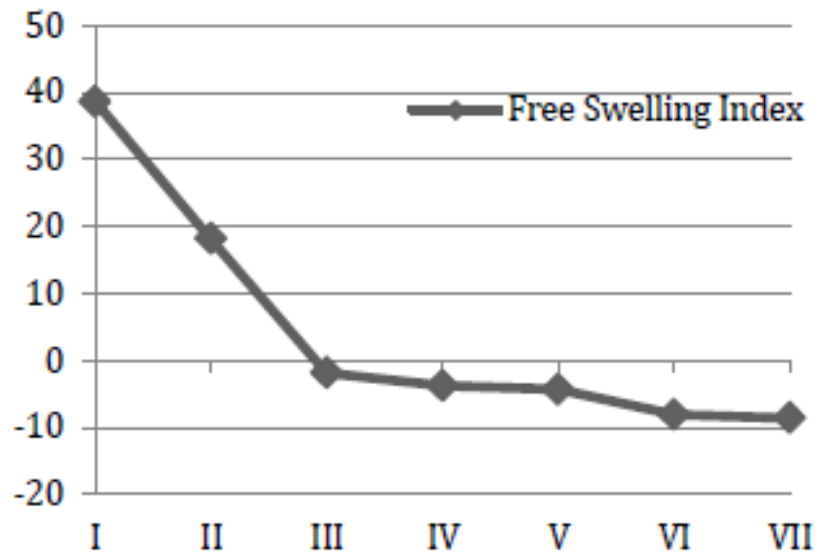


Figure 3.2 Indice de gonflement libre FSI (Noorina Tarannum Khan, 2017)

2) *Densité sèche maximum (Maximum Dry Density)*

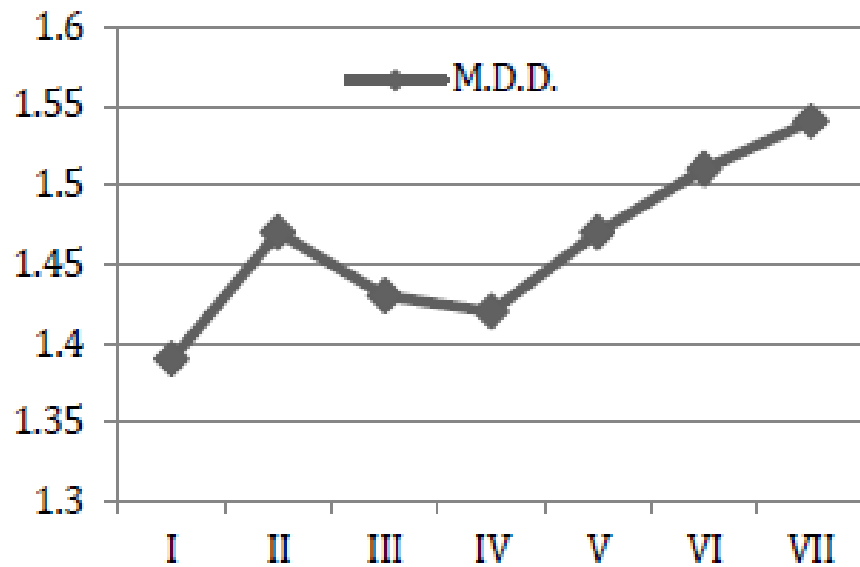


Figure 3.3 Densité sèche maximale MDD (Noorina Tarannum Khan, 2017)

3) Teneur en eau maximale (Optimum Moisture Content)

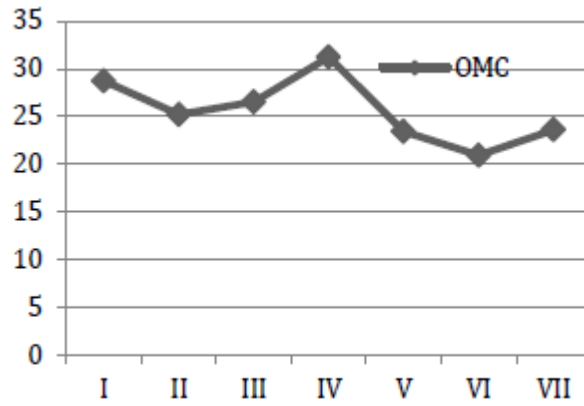


Figure 3.4 Teneur en eau optimale OMC (Noorina Tarannum Khan, 2017)

4) CBR (California Bearing Ratio)

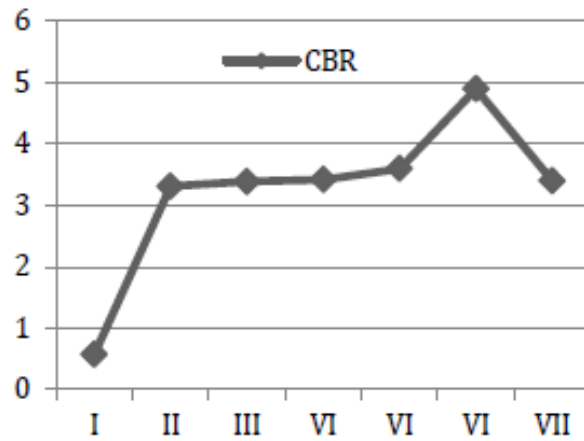


Figure 3.5 Valeurs CBR (Noorina Tarannum Khan, 2017)

5) Compression simple (Unconfining Shear Strength)

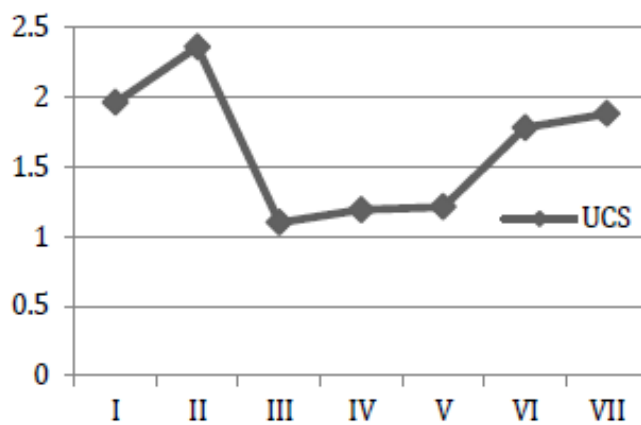


Figure 3.6 Valeurs de compression simple UCS (Noorina Tarannum Khan, 2017)

6) Propriétés d'Atterberg (*Index Properties of the soil and blended samples*)

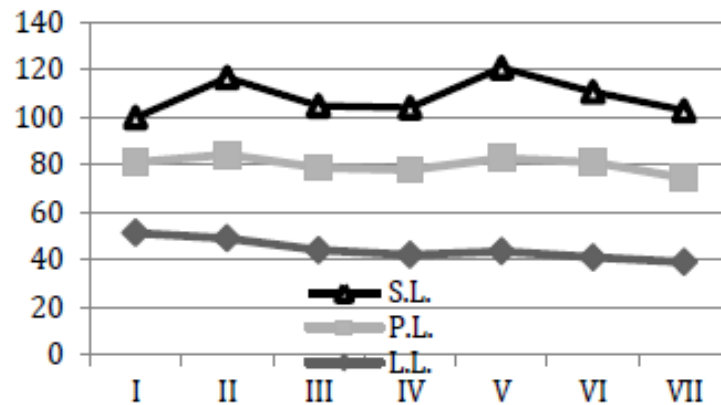


Figure 3.7 Valeurs des limites d'Atterberg et Indice de plasticité
(Noorina Tarannum Khan, 2017)

Noorina Tarannum Khan et ses collègues sont arrivés à aux conclusions suivantes que l'étude présente une méthode efficace pour améliorer un sol gonflant problématique en utilisant un laitier granulé de haut fourneau industriel. C'est une méthode écologique et rentable puisque le GBFS est disponible presque gratuitement. La CBR du sol augmente avec le pourcentage croissant de laitier de haut fourneau. Le MDD augmente avec l'accroissement du pourcentage de laitier de haut fourneau. Le gonflement du sol problématique est complètement réduit avec l'addition du laitier de haut fourneau. Le mélange du matériau doit être fait correctement afin d'obtenir l'homogénéité du mélange, pour de meilleurs résultats.

3.4.2 Daylan J (2016)

Daylan en 2016 a mené une étude pour l'évaluation du potentiel des cendres volantes et du GGBFS dans la stabilisation des éprouvettes de sols fins de même nature et procédé à une comparaison des résultats obtenus. Le sol naturel a été collecté dans la localité voisine de Doddballapura, Benguluru en Inde puis séché et pulvérisé en fines pour effectuer les essais expérimentaux nécessaires à son étude. La cendre volante est une fine, poudre de verre récupérée des gaz de combustion du charbon lors de la production d'électricité. Ces éléments de taille micrométrique sont constitués principalement de silice, d'alumine et de fer. Lorsqu'elle est mélangée avec de l'eau, la cendre volante forme un composé cimentaire avec des propriétés très similaires à celles du ciment Portland. Le laitier de haut fourneau GGBFS est produit comme sous-produit pendant la fabrication du fer par une entreprise métallurgique locale. Le laitier de haut fourneau a une structure vitreuse, désordonnée, cristalline qui peut être vue par un examen microscopique, elle produit un effet de cimentation. La comparaison détaillée des résultats obtenus a été présentée sur la base de diverses propriétés physiques et mécaniques du sol étudié. La conclusion de ses travaux est comme suit :

1. La variation de la densité spécifique du sol en fonction des quantités variables de cendres volantes et GGBS mélangés au sol fin dans les proportions de 0 à 25% en poids sec de sol est donnée au tableau 3.3 qui montre une légère baisse de la gravité spécifique lorsque la proportion des liants hydrauliques augmentent.

Tableau 3.3 Variation de la densité spécifique, G_s en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)

Essai-No.	% additifs	Densité Spécifique (cendres volantes)	Densité Spécifique (GGBS)
1	0	2.7	2.7
2	5	2.8	2.8
3	10	2.7	2.7
4	15	2.6	2.6
5	20	2.7	2.7
6	25	2.7	2.6

2. Les valeurs de limite de liquide et de limite de plastique ont tendance de diminuer avec l'accroissement du pourcentage de GGBS et de cendres volantes, tableaux 3.4. et 3.5

Tableau 3.4 Variation de l'indice de plasticité en fonction des quantités GGBFS (Dayalan, 2016)

.No	GGBS (%)	Limite de Liquidité (%)	Limite de Plasticité (%)	Indice de Plasticité (%)
1	0	34.5	16	18.5
2	5	31.33	15.2	16.13
3	10	30.48	17	13.48
4	15	33.5	21.2	12.3
5	20	34.2	24.22	9.98
6	25	33.2	21	12.2

Tableau 3.5 Variation de l'indice de plasticité en fonction des quantités des cendres volantes (Dayalan, 2016)

No	Cendre (%)	Limite de Liquidité (%)	Limite de Plasticité (%)	Indice de Plasticité (%)
1	0	33	24.4	10.6
2	5	31	24	7
3	10	28	20	10
4	15	26	18	8
5	20	24	16	8
6	25	22	15	7

La variation de l'indice de plasticité avec des proportions variables de GGBS est montrée dans le Tableau 3.4. Il est déduit que l'indice de plasticité diminue avec l'augmentation du pourcentage de GGBS. La comparaison de l'indice de plasticité pour des pourcentages variables de cendres volantes et de GGBS seul est montrée dans la figure 3.8 montrant la même tendance pour le cas des cendres volantes.

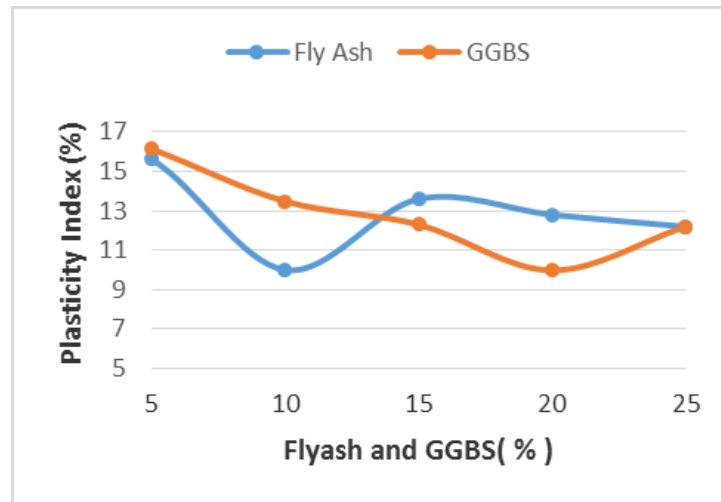


Figure 3.8 Variation de l'indice de plasticité en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)

3. Avec l'augmentation des cendres volantes et du pourcentage de GGBFS, l'OMC (teneur en eau optimale) décroît tandis que la densité sèche maximale MDD augmente (tableaux 3.6 et 3.7), par conséquent le sol développe une meilleure compacité. Il devient plus dense et plus dur. Cette variation de la teneur en eau optimale en fonction du pourcentage d'additifs est donnée sur la figure 3.9 et celle du MDD est illustrée sur la figure 3.10. Un OMC de 14,8% est atteinte à 10% de cendre volante et de 13,7% à 10% de la GGBS. Cela a montré que la valeur optimale basée sur l'OMC est aux environs de 10%.

Tableau 3.6 Variation de l'OMC et MDD en fonction des proportions des cendres volantes (Dayalan, 2016)

No	Cendre (%)	OMC (%)	MMD (kN/m ³)
1	0	12.2	1.76
2	5	14.3	1.68
3	10	14.8	1.84
4	15	13.6	1.745
5	20	12.8	1.76
6	25	12.7	1.75

Tableau 3.7 Variation de l'OMC et MDD en fonction des quantités GGBFS (Dayalan, 2016)

No	GGBS (%)	OMC (%)	MMD (kN/m ³)
1	0	13.88	1.72
2	5	13.2	1.68
3	10	13.7	1.82
4	15	12.48	1.71
5	20	12.9	1.69
6	25	12.42	1.65

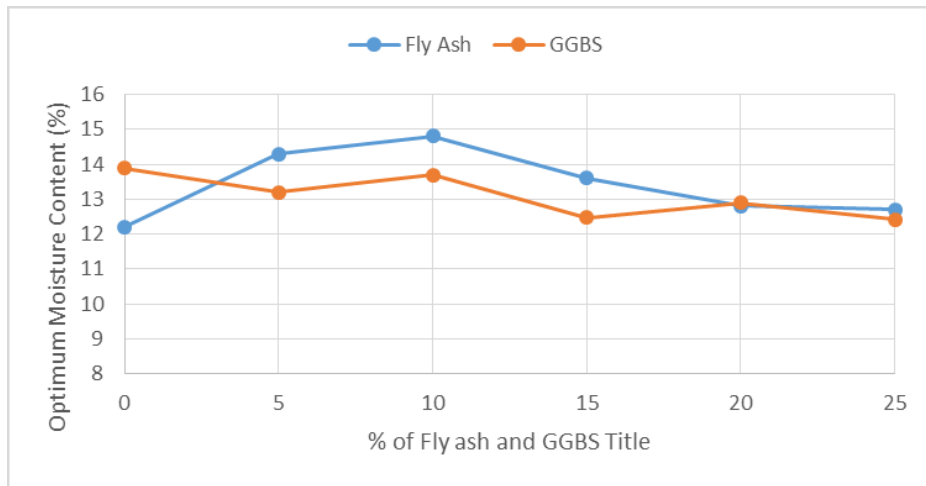


Figure 3.9 Variation de l'OMC en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)

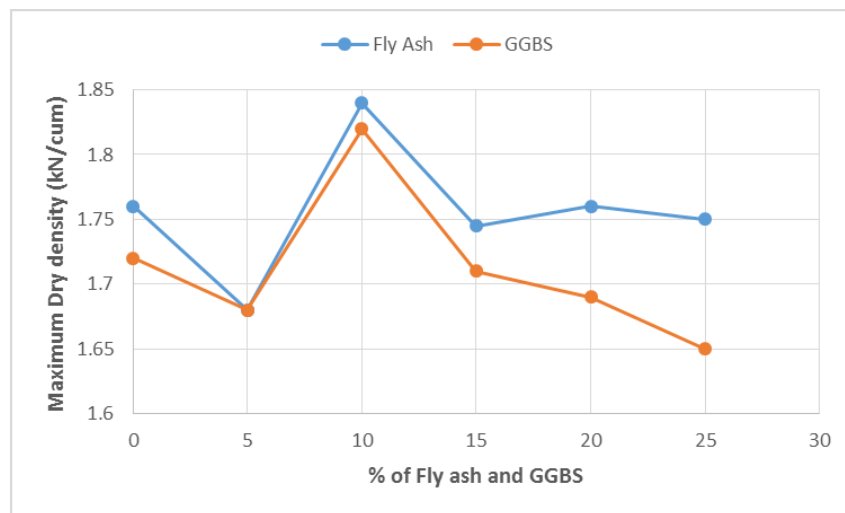


Figure 3.10 Variation du MDD en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)

4. Les essais CBR imbibés ont été effectués sur des échantillons compactés à l'OMC (10% de cendres volantes et 10% de GGBS), et trempés pendant 96 heures conformément à IS: 2720 (Partie 16) - 1987. La variation de la valeur CBR avec les mélanges de cendres et de GGBFS sont donnés aux tableaux 3.8 et 3.9 respectivement. Selon la figure 3.11, la valeur CBR augmente avec l'augmentation de la quantité de cendres volantes et atteint la valeur maximale à 15% puis diminue progressivement par la suite. La même tendance est également observée pour le GGBS où la valeur maximale de CBR (8,6%) est atteinte pour l'ajout de 15% GGBS. L'augmentation initiale du CBR est prévisible en raison de la formation progressive de composants cimentaires entre les cendres volantes et le CaOH présent dans le sol.

Tableau 3.8 Variation du CBR en fonction des quantités de cendres volantes (Dayalan, 2016)

No.	Cendre (%)	CBR (%)
1	0	4
2	5	4.82
3	10	5.21
4	15	6.28
5	20	5.6
6	25	4.4

Tableau 3.9 Variation du CBR en fonction des quantités GGBFS (Dayalan, 2016)

.No.	GGBS (%)	CBR (%)
1	0	2.2
2	5	3.4
3	10	4.8
4	15	6.8
5	20	7.1
6	25	6.6

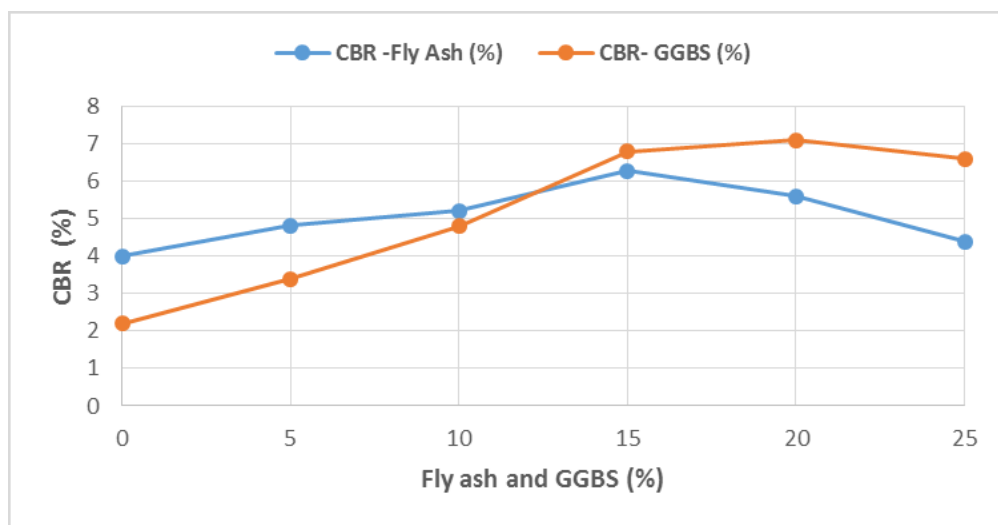


Figure 3.11 Variation du CBR en fonction des quantités de cendre volante et GGBFS (Dayalan, 2016)

5. En conclusion, la valeur optimale pour les cendres volantes est de 15% et que pour le GGBS est de l'ordre de 20%, respectivement.

Sur la base des résultats de cette étude, il apparaît que le sol sélectionné peut être efficacement stabilisé par l'ajout de cendres volantes à 15% ou 20% de GGBS en poids sec de sol. Les mélanges de cendres volantes et de GGBS peuvent être utilisés sur les routes rurales et les remblais, et ils peuvent être utilisés comme matériaux de remblai de résistance comparable.

3.4.3 *Ashish Kumar Pathak*, *Dr. V. Pandey*, *Krishna Murari*, *J.P.Singh (2014)*

Dans leur programme de recherche, le sol argileux est stabilisé par l'ajout de proportion de laitier de haut fourneau granulé broyé obtenu à partir de l'usine de production de fer ACC, Sindri en Inde. Leur objectif était d'évaluer l'effet du GGBFS sur le compactage du sol (OMC et MDD), la densité spécifique, la distribution des particules solides, les limites d'Atterberg, la résistance à la compression simple (UCS), le cisaillement au triaxial et le CBR des éprouvettes de sol stabilisées de 0% à 25% en poids sec de sol. L'analyse des résultats obtenus, a montré une amélioration spectaculaire des propriétés physiques et mécaniques du sol fin traité et conduit aux conclusions suivantes :

1. Avec les augmentations du pourcentage de GGBFS, la teneur en eau optimale OMC décroît alors que la densité sèche maximale MDD augmente, d'où une amélioration de la compacité du sol qui devient plus dense et plus dur, figure 3.12
2. Avec les augmentations en pourcentage de GGBFS, la gravité spécifique continue d'augmenter, rendant ainsi le sol plus dense, figure 3.13.
3. Avec les augmentations du pourcentage de GGBFS, le pourcentage plus fin continue à diminuer, ce qui renforce le sol et améliore la perméabilité du matériau.
4. Avec les augmentations en pourcentage de GGBFS, la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité diminuent ce qui rend le sol moins plastique et par conséquent une meilleure maniabilité du sol est obtenue.
5. Avec les augmentations en pourcentage de GGBFS la résistance à la compression simple du sol augmente, cela signifie un meilleur arrangement des particules de sol est obtenu ces dernières sont plus proches d'où une réduction des vides et une microstructure plus stable, figure 3.14.
6. Les résultats des essais triaxiaux indiquent aussi qu'avec les augmentations du pourcentage de GGBFS, la cohésion du sol diminue et l'angle de frottement interne augmente considérablement rendant le sol plus frottant et plus résistant, figure 3.15.
7. La valeur C B R pour les éprouvettes trempées et sèches s'accroît avec les augmentations du pourcentage de GGBFS ce qui démontre que la densification du sol a eu lieu et résulte en une meilleure épaisseur de la chaussée, figures 3.16 et 3.17.

En conclusion générale, une meilleure densification du sol est obtenue avec l'ajout du liant hydraulique utilisé. L'indice de plasticité du sol diminue de 17% passant de l'état très plastique à l'état moyen plastique, rendant ainsi le sol apte à la construction des remblais et des chaussées pour un trafic légère ou moyenne. L'épaisseur de la chaussée sera considérablement réduite avec l'augmentation du pourcentage de GGBFS. Une augmentation de la quantité de grosses particules est obtenue ce qui résulte en un accroissement de la perméabilité et une réduction de l'influence de la pression interstitielle et par conséquent une meilleure portance et une bonne stabilité de l'ouvrage géotechnique construit.

GGBFS (%)	OMC (%)	MDD (g/cm ³)
0	14.33	1.710
5	14.13	1.726
10	13.54	1.735
15	13.15	1.750
20	12.75	1.756
25	12.46	1.765

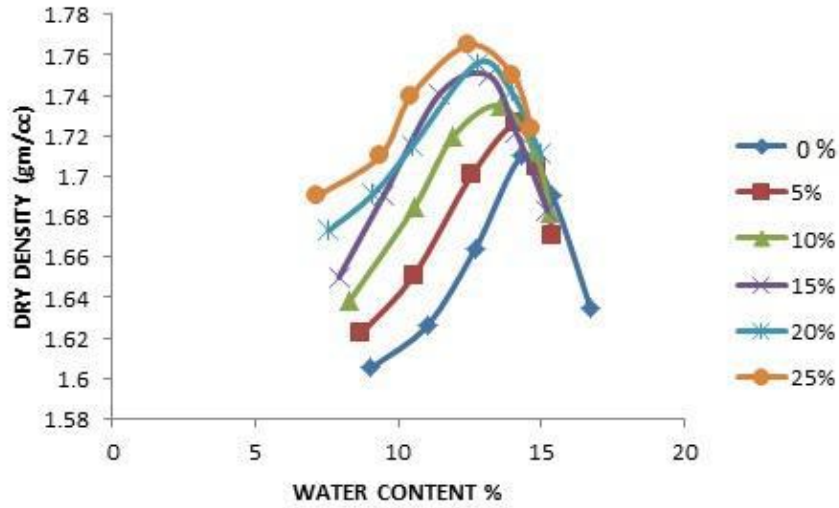


Figure 3.12 Courbes de compactage pour 0% to 25 % GGBFS (Ashish Kumar, 2014)

GGBFS (%)	DENSITE SPECIFIQUE
0	2.56
5	2.58
10	2.59
15	2.60
20	2.61
25	2.63

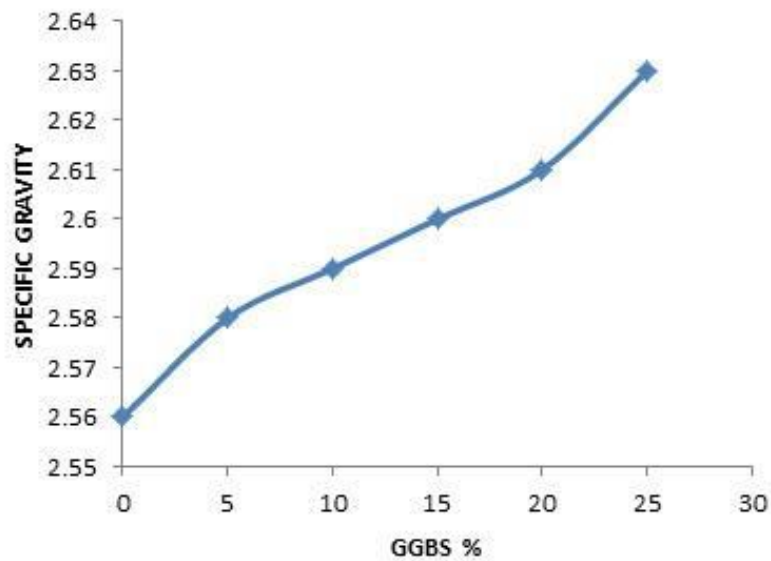


Figure 3.13. Influence du GGBFS sur la densité spécifique du sol (Ashish Kumar, 2014)

GGBFS (%)	COMPRESSION SIMPLE UCS (kg/cm ²)
0	1.92
5	1.99
10	2.24
15	2.32
20	2.42
25	2.56

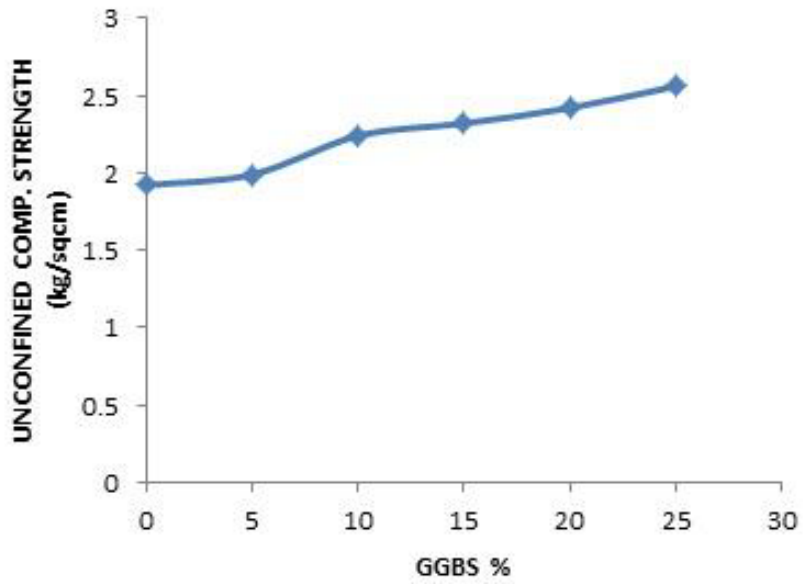


Figure 3.14 Influence du GGBFS sur la compression simple (Ashish Kumar, 2014)

GGBFS (%)	COHESION (C) (kg/cm ²)	ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE (ϕ°) EN DEGRE
0	1.45	17.26
5	1.37	18.43
10	1.30	19.23
15	1.20	20.13
20	1.10	21.03
25	1.00	21.96

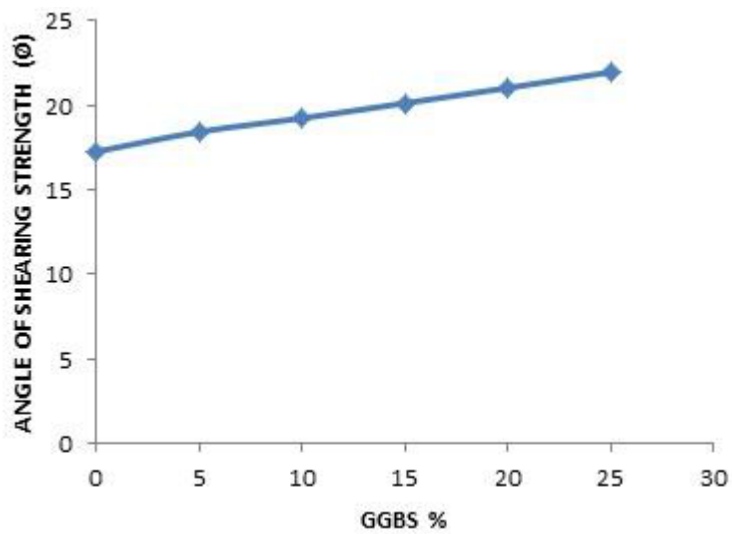


Figure 3.15 Influence du GGBFS sur les paramètres de résistance (Ashish Kumar, 2014)

GGBFS (%)	CBR (%) A 2.5 (mm) PENETRATION	CBR (%) A 5 (mm) PENETRATION
0	4.28	4.10
5	4.78	4.41
10	5.17	4.50
15	5.58	5.30
20	6.01	5.79
25	6.35	6.21

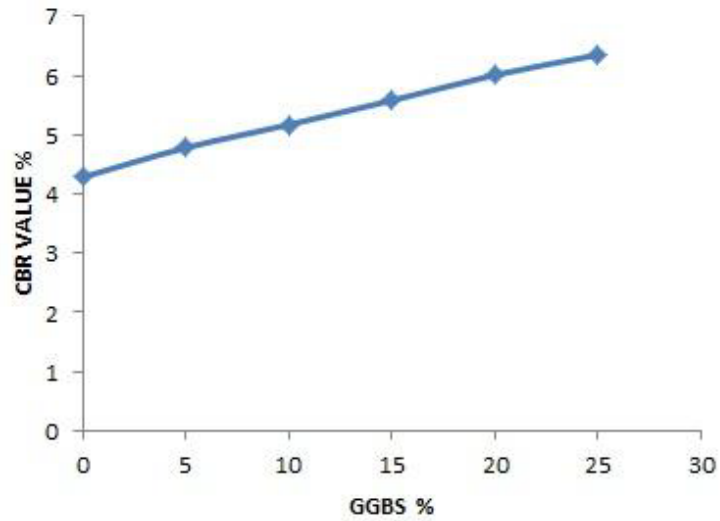


Figure 3.16 Influence du GGBFS sur la valeur du CBR non trempé (pénétration 2.5mm)
(Ashish Kumar, 2014)

GGBFS (%)	CBR (%) A 2.5 (mm) PENETRATION	CBR (%) A 5 (mm) PENETRATION
0	2.84	2.69
5	3.13	2.94
10	3.44	3.21
15	3.77	3.50
20	4.06	3.88
25	4.41	4.28

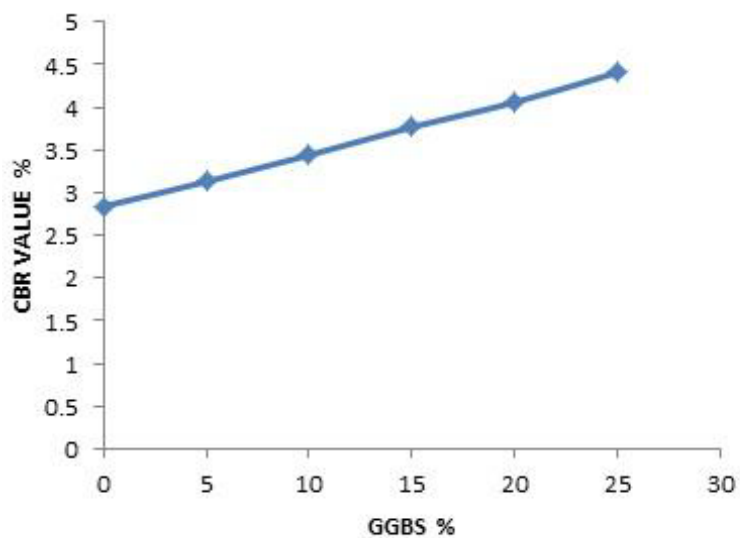


Figure 3.17 Influence du GGBFS sur la valeur du CBR trempé (pénétration 2.5mm)
(Ashish Kumar, 2014)

3.4.4 *Sridevi G and Sreerama Rao A (2014)*

Leur étude porte sur l'utilisation d'une couche de sol fin expansif, stabilisé au laitier granulé broyé des hauts fourneaux GGBFS seul ou GGBFS activé à la chaux, comme couche protectrice au-dessus d'une d'argile expansive afin d'améliorer les propriétés et les performances de la couche de roulement. Les résultats obtenus lors de ce travail de recherche montrent que cette couche protectrice utilisée comme matériau amortissant est efficace pour réduire le gonflement de l'argile sous-jacente. La valeur du CBR de la matrice sol-GGBFS a été considérablement améliorée ainsi que sa résistance à la compression non confinée. L'étude conclue également que le matériau de la couche de sol protectrice stabilisée a montré qu'elle possède toutes les propriétés requises pour être utilisée comme matériau dans les couches de base lors des réalisations des ouvrages linéaires. Elle peut servir également comme sous-couche de base dans la structure des chaussées répondant ainsi aux critères requis pour la réalisation de ce type de projets. L'utilisation de sol stabilisé au GGBFS seul ou GGBFS activé à la chaux a un effet significatif sur l'amélioration des propriétés des argiles potentiellement gonflantes.

Pour la conduite du programme d'essais, trois matériaux ont été nécessaires. *Le sol* utilisé a été procuré de la région de Chuttugunta, Guntur District dans l'Andhra Pradesh et ses caractéristiques sont compilées au tableau 3.10. *Le laitier* granulé broyé des hauts fourneaux, dont la composition chimique est donnée au tableau 3.11, a été ramené de l'usine métallurgique Visakhapatnam-Steel-Plant, Visakhapatnam. Le GGBFS a été mélangé au sol à des proportions de 5%, 10%, 15% et 20% en poids sec. *La chaux* provenait de la cimenterie de Birla; deux types ont été utilisées pour la stabilisation du sol, la chaux vive (CaO) et la chaux hydratée Ca (OH)₂.

Tableau 3.10 Propriétés physiques du sol gonflant (*Sridevi G, 2014*)

DISTRIBUTION DES PARTICULES SOLIDES	
Sable (%)	27.2
Silt (%) & Argile (%)	72.8
Limite de Liquidité (%)	73
Limite de Plasticité (%)	28
Indice de Plasticité (%)	45
Limite de Retrait (%)	13
USCS Classification	CH
Densité Spécifique	2.68
OMC (%)	25
Maximum Dry Density(Mg/cum)	1.62
Indice de Gonflement Libre (%)	150
CBR (%) (Trempe)	0.99

Tableau 3.11 Composition Chimique du GGBFS (Sridevi G, 2014)

ELEMENTS CHIMIQUES	SYMBOLES	(%) PAR POIDS
Silice	SiO ₂	27 -38
Alumina	Al ₂ O ₃	7 – 15
Oxyde de Fer	Fe ₂ O ₃	0.2 – 1.6
Oxyde de Manganèse	MnO	0.15 – 0.76
Oxyde de Calcium	CaO	34 – 43
Trioxyde de Sulfure	SO ₃	Jusqu'à 0.07
Oxyde de Potassium	K ₂ O	0.08 à 1.83
Oxyde de Sodium	Na ₂ O	0.20 à 0.48
Perte au feu		0.20 à 0.85

Dans le cas des mélanges de sol GGBFS, il y a eu une légère augmentation de l'OMC et une petite diminution de la MDD du mélange avec l'accroissement de la proportion du GGBFS dans le sol (Figure 3.18 et 3.19). Dans le cas du sol stabilisé au GGBFS activé à la chaux, l'augmentation de la teneur en chaux entraîne une légère réduction de la MDD. L'OMC du sol expansif stabilisé par GGBS a augmenté de 25,5% à 30,2% et le MDD a réduit de 1,56 g / cm³ à 1,51 g / cm³.

Une amélioration significative du CBR avec immersion a été observée dans les éprouvettes de sols stabilisés au GGBFS activé à la chaux. L'augmentation de ce liant hydraulique engendre un accroissement de la valeur CBR, ceci est dû à la réaction pozzolanique entre la silice présente dans le GGBS et la chaux. En dehors de cela, la formation de composés (gel C-S-H) possédant des propriétés de cimentation en présence de matériaux siliceux et alumineux hautement réactifs et d'eau aide à améliorer la CBR avec immersion. L'accroissement du temps de prise des échantillons a lui entraîné une augmentation supplémentaire de la CBR (figure 3.20).

L'UCS a augmenté progressivement avec l'augmentation de la proportion du GGBFS et ainsi que l'augmentation de la période de cure à 28 jours. Une augmentation significative de l'UCS a été aussi observée pour les éprouvettes de sol traitées au GGBFS activé à la chaux. Le temps de prise a un effet considérable sur l'UCS du sol expansif traité au GGBFS activé à la chaux (Figure 3.21). L'addition de GGBS à un sol expansif rend le mélange bien gradué, ce qui à son tour augmente la compacité et par conséquent la résistance mécanique du mélange.

Basé sur les résultats obtenus, les auteurs concluent que le sol expansif peut effectivement être stabilisé avec l'ajout du laitier granulé broyé des hauts fourneaux. Les mélanges sol-GGBS activé ou non peuvent être utilisés dans les remblais routiers et peuvent fournir des matériaux de remblai de résistance comparable à la plupart des sols. Construire une couche de sol stabilisé au laitier granulé

broyé des hauts fourneaux comme amortisseur au-dessus d'une couche de sol expansif sou-adjacente, réduit considérablement le gonflement de cette dernière surtout si le GGBFS est activé.

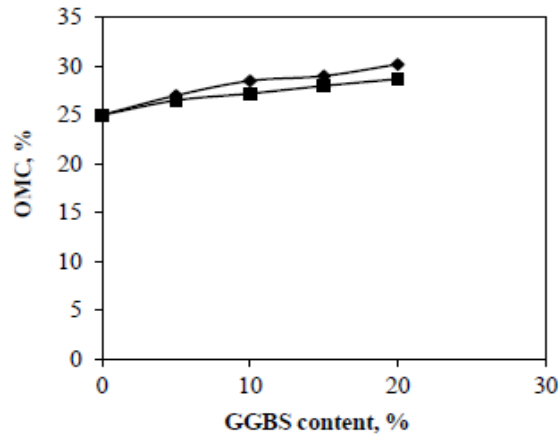


Figure 3.18 Variation de l'OMC en fonction des proportions du GGBFS (Sridevi G, 2014)

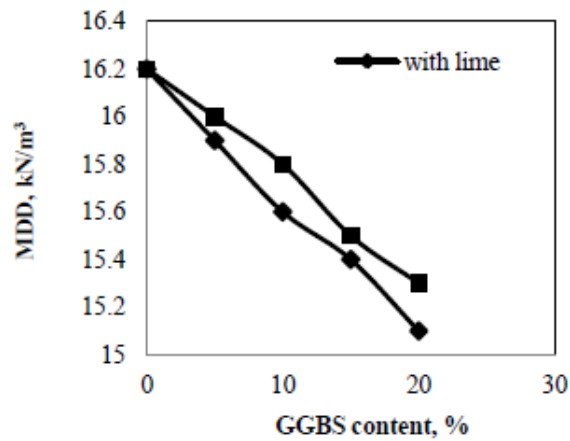


Figure 3.19 Variation de MDD en fonction des proportions du GGBFS (Sridevi G, 2014)

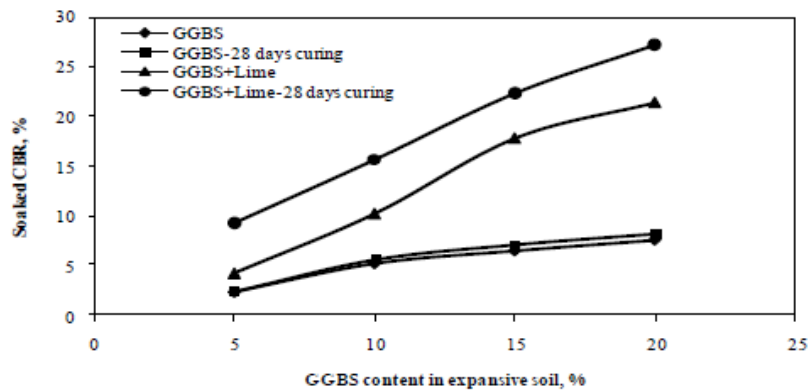


Figure 3.20 Variation du CBR trempé d'un sol gonflant stabilisé au GGBFS et au GGBFS+chaux (Sridevi G, 2014)

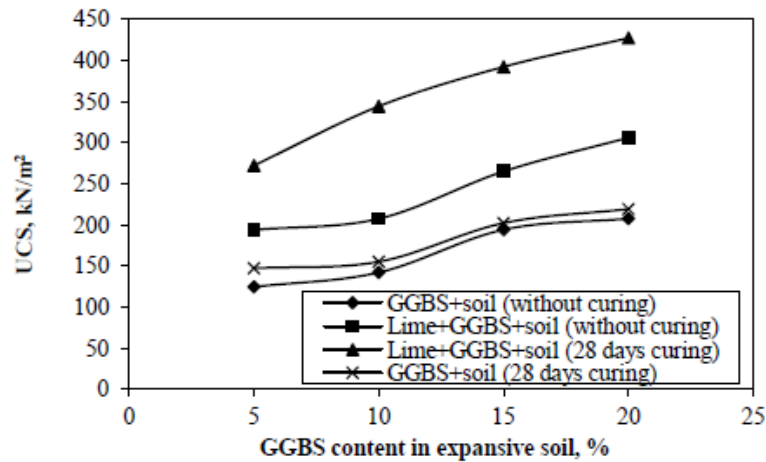


Figure 3.21 Variation de l'UCS d'un sol gonflant stabilisé au GGBFS (Sridevi G, 2014)

3.4.5 Anil Kumar Sharma (2011)

L'objectif principal du travail d'Anil Kumar et col est d'étudier le potentiel d'utilisation de matériaux industriels dans le domaine de géotechnique. Une campagne d'étude en laboratoire de géotechnique a été initiée pour élucider l'efficacité de l'utilisation de ces liants hydrauliques comme additifs dans la stabilisation des sols expansifs. Les liants proposés, à savoir les cendres volantes et / ou le laitier granulé, broyé de hauts fourneaux (GGBFS) ont été mélangés à différentes proportions avec le sol ensemble avec une petite quantité de chaux pour augmenter son pH et permettre la réaction pozzolanique. Les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes combinaisons pour la confection des éprouvettes de sol stabilisées ont été étudiées par la conduction des essais de compactage, de compression simple non confinés, et du Californian Bearing Ratio (CBR). Les résultats obtenus ont montré que l'ajout de GGBFS avec et sans cendres volantes ou chaux a une influence significative sur les caractéristiques géotechniques du sol.

Le sol étudié a été obtenu du district de Belgaum, dans l'État du Karnataka, en Inde. C'est un sol expansif qui contient de la montmorillonite comme minéral majeur. Le sol est recueilli à une profondeur de 1 m sous le niveau du sol naturel par excavation à ciel ouvert, puis séché et tamisé à travers un tamis IS de 425 microns avant d'être utilisé dans des études expérimentales. Le GGBFS utilisé est collecté auprès de l'industrie du béton qui l'utilise pour le remplacement partiel du ciment dans la fabrication du béton. Les cendres volantes utilisées dans les études expérimentales sont collectées à la centrale thermique de Raichur, située dans le district de Raichur, dans l'état de Karnataka, en Inde. Les propriétés physiques du sol, du GGBS et des cendres volantes utilisées dans l'étude sont énumérées dans le tableau 3.12. Les résultats de l'analyse granulométrique de ces matériaux sont présentés au tableau 3.13.

Tableau 3.12 Propriétés physiques du sol, cendre volante et GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)

Propriétés	Sol Gonflant	Cendres volantes	GGBFS
Densité spécifique	2.61	2.01	2.83
Limite de Liquidité	76	31.34	31.5
Limite de Plasticité	35	NP	NP
Indice de Plasticité	41	NP	NP
Limite de Retrait	10	-	-
Indice de Gonflement libre modifié cm ³ /g	4.22	0	0
OMC (%)	33	22	26
MDD (%)	13.56	12.83	12.74

Tableau 3.13 Distribution des particules solides du sol, cendre volante et GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)

Constituants	Sol Gonflant	Cendres volantes	GGBFS
Argile (%)	40	0.7	-
Limon (%)	54	23	1.33
Sable fin (%)	6	76.3	96.67
Classification USCS	CH	-	-

Les conclusions de la présente enquête sont les suivantes : (1). L'OMC et le MDD ont tous deux diminué avec l'ajout de GGBS au sol, comme le montrent le tableau 3.14 et la figure 3.22. Ceci est dû essentiellement aux effets prédominants de la réduction de la proportion d'argile et l'augmentation de la résistance au frottement, respectivement. (2) La résistance des mélanges sol-GGBS augmente avec la période de cure, ceci est bien illustré par la figure 3.23. (3) L'UCS des éprouvettes confectionnées du mélange Cendres-GGBS augmente avec l'augmentation de la teneur en GGBS, figure 3.24. (4) Une relation presque linéaire entre la résistance à la compression non confinée du mélange de cendres volantes et de GGBS et la teneur en GGBS est obtenue avec une discontinuité entre 20 et 30% de la teneur en GGBS, figure 3.25. (5) L'amélioration des propriétés de cimentation des cendres volantes sans ajout de chaux est un bon signal pour l'augmentation du taux d'utilisation des déchets industriels. (6) La réduction de la résistance dans les mélanges de cendres volantes et de GGBS est surmontée par l'ajout de chaux. D'après les résultats de cette recherche, il semble que le sol soit efficacement stabilisé par l'ajout de GGBS. Les mélanges de cendres volantes et de GGBS peuvent être utilisés dans les remblais routiers et peuvent fournir des matériaux de remblai de résistance comparable à la plupart des sols.

Tableau 3.14 Résumé des OMC et MDD du mélange sol-GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)

Constituants	OMC (%)	MDD (%)
Sol Gonflant non traité	33.00	1.386
20(%) GGBFS	31.00	1.382
40(%) GGBFS	29.00	1.370
60(%) GGBFS	27.50	1.364
GGBFS Uniquement	26.00	1.316

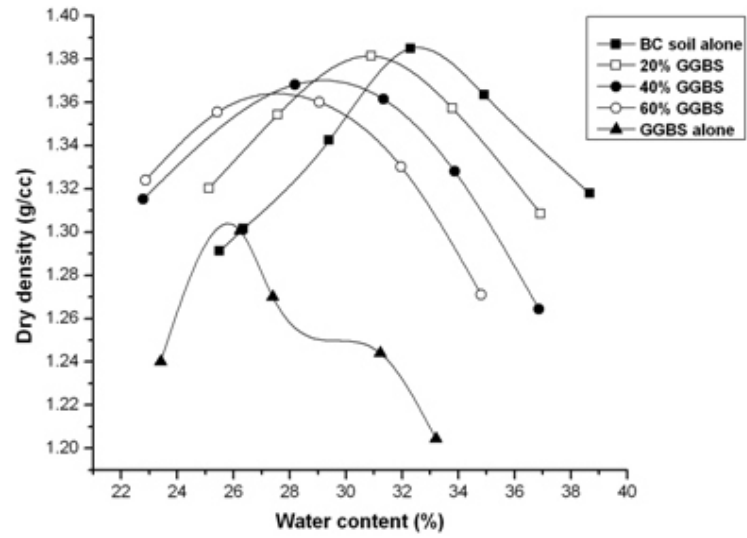


Figure 3.22 Relation MDD-OMC pour le sol traité au GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)

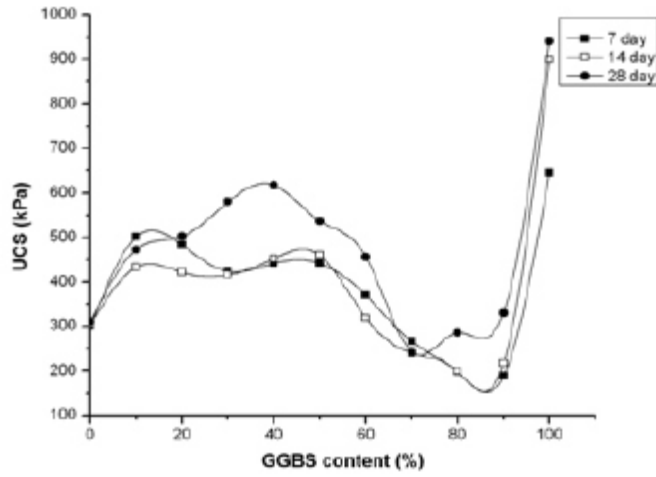


Figure 3.23 Variation de l'UCS du sol traité au GGBFS (Anil Kumar Sharma, 2011)

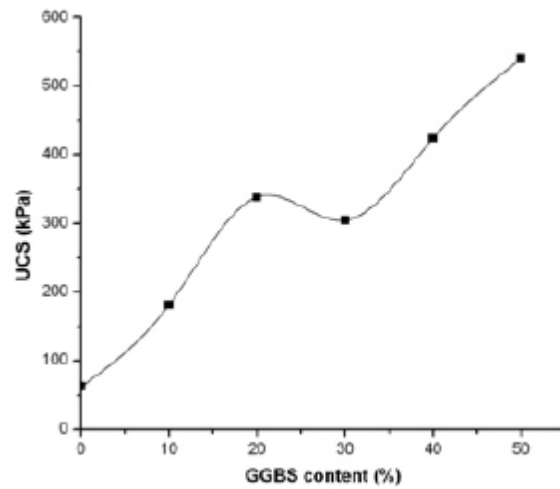


Figure 3.24 Variation de l'UCS du sol traité au GGBFS et Cendre volante (Anil Kumar Sharma, 2011)

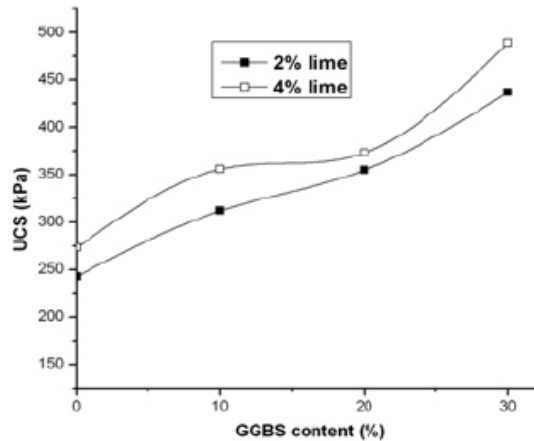


Figure 3.25 Variation de l'UCS du sol traité au GGBFS ensemble avec cendre et chaux (Anil Kumar Sharma, 2011)

3.4.6 Erdal Cokca, Veysel Yazici et Vehbi Ozaydin (2009)

Erdal Cokca et ses collègues ont étudié en 2009 l'influence du laitier granulé des hauts fourneaux seul (GBFS) ou mélangé au ciment (GGBFC) sur les propriétés d'un sol gonflant artificiel confectionné en laboratoire par le mélange de 85% kaolin et 15% Bentonite. Ce sol dont la limite de liquidité est 104.5% une valeur supérieure à 60% représente la plus part des sols à problèmes. Les additifs hydrauliques industriels GBFS et GBFSC ont été ajoutés au sol dans des proportions de 5-25% en poids sec. Les effets de ces stabilisateurs sur la distribution des particules solides (granulométrie), les limites d'Atterberg, le pourcentage de gonflement et le taux de gonflement des échantillons de sol ont été déterminés. Le GBFS et le GBFSC ont réussi à réduire la magnitude de gonflement total tout en augmentant sa vitesse. Les différentes propriétés des matériaux utilisés dans cette campagne de recherche sont données au tableau 3.15. Sur la base des résultats des expériences conduites, les conclusions suivantes ont été tirées:

Tableau 3.15 Résultats des analyses chimiques des matériaux utilisés (Erdal Cokca, 2009)

Composition chimique (%) de masse	Type de matériau utilisé				
	Kaolinite	Bentonite	Ciment Portland	GBFS	GBFSC
SiO ₂	49.89	56.19	20.50	42.29	37.93
Al ₂ O ₃	33.03	14.98	5.66	10.56	9.58
Fe ₂ O ₃	1.78	9.45	3.87	0.32	1.03
CaO	0.42	2.25	64.99	37.35	42.88
MgO	0.03	1.28	5.43	6.71	5.85
K ₂ O	1.69	1.19	0.83	0.94	0.92
TiO ₂	1.33	1.11	0.29	0.45	0.42
Mn ₂ O ₃	-	-	0.06	1.67	1.35
P ₂ O ₅	-	-	0.09	0.011	0.03
Cr ₂ O ₃	-	-	0.023	0.012	0.01
Na ₂ O	0.08	2.41	0.04	0.18	0.15
Perte de feu	11.10	1.10	0.5	0.55	0.54
Matériaux insolubles	-	-	-	-	-
SO ₃	0.13	0.33	-	-	-

1. L'addition des résidus industriels GBFS et GBFSC a modifié la distribution granulométrique de l'échantillon de sol expansif (échantillon A). Les fractions d'argile ont diminué et les fractions de limon ont augmenté lors de ces ajouts comme le montrent les figures 3.26 et 3.27.
2. L'indice de plasticité a diminué pour tous les ajouts de GBFS et de GBFSC, ceci est indiqué au tableau 3.16.
3. L'addition de GBFS et de GBFSC a augmenté la densité spécifique (G_s) de l'échantillon A, tableau 3.16. Tous les ajouts de GBFS ($G_s = 2,88$) et de GBFSC ($G_s = 2,89$) ont provoqué une augmentation de la densité des échantillons par rapport à la densité de l'échantillon A non traité ($G_s = 2,65$).
4. Les additions GBFS et GBFSC ont diminué le pourcentage de gonflement et le temps nécessaire à 50% consolidations (valeurs t_{50}) des échantillons de sol, figure 3.28 et 3.31.
5. Le temps de cure est plus efficace pour réduire les valeurs de t_{50} que de réduire le pourcentage de gonflement des échantillons, figures 3.29, 3.30, 3.32 et 3.33.
6. 75% échantillon A+ 25% de GBFSC donne une valeur de 6% de gonflement, ce qui presque satisfait les normes standard d'irrigation.
7. L'ajout de 20% de GBFS et de 15% de GBFSC dans le sol expansif après 7 jours de cure a réduit le pourcentage de gonflement de 29,4 à 10,9% et 3,1%, respectivement. Plus d'ajouts de GBFS et de GBFSC au sol expansif et des durées de cure plus longues n'apportent pas d'amélioration significative au potentiel de gonflement. De point de vue environnement, l'additif GBFSC semble être une meilleure alternative. Par conséquent, pour un cas bien précis, l'ajout de 15% de GBFSC peut être considéré comme un meilleur choix de point de vue environnement et pourcentage de gonflement.

Influence du GBFS and GBFSC sur la distribution des particules solides

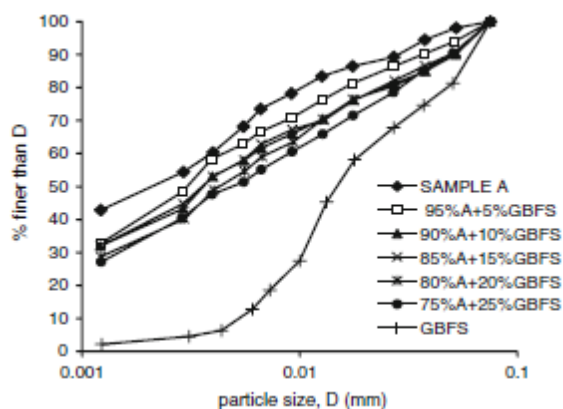


Figure 3.26 Courbes granulométriques du sol A non traité, 100% GBFS et sols traités au GBFS
(Erdal Cokca, 2009)

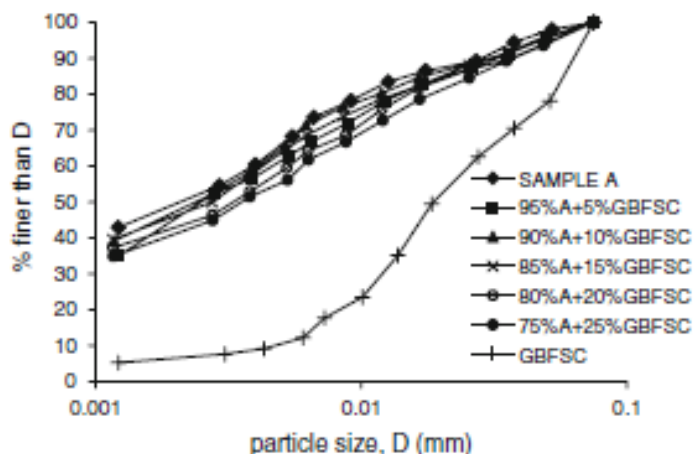


Figure 3.27 Courbes granulométriques du sol A non traité, 100% GBFSC et sols traités au GBFSC (Erdal Cokca, 2009)

Influence du GBFS and GBFSC sur les limites d'Atterberg Limites

Les échantillons traités avec GBFS ont montré une réduction de LL (Tableau 3.16), le GBFSC a provoqué une légère augmentation de LL de l'échantillon A avec l'addition de 5% de GBFSC, d'autres additions de GBFSC ont provoqué une diminution de LL de l'échantillon A. L'IP pour des échantillons traités avec GBFS et GBFSC a montré un comportement similaire c'est-à-dire une diminution de PI (Tableau 3.16) avec une augmentation de % des stabilisateurs. La limite de retrait des échantillons a diminué avec l'augmentation des quantités d'additifs (tableau 3.16).

Influence du GBFS and GBFSC sur la densité spécifique

Tous les ajouts de GBFS ($G_s = 2,88$) et de GBFSC ($G_s = 2,89$) ont provoqué une augmentation de la densité des échantillons (tableau 3.16) par rapport à la densité de l'échantillon A ($G_s = 2,65$).

Tableau 3.16 Propriétés physiques des différentes éprouvettes de sol traité et non traité (Erdal Cokca, 2009)

Eprouvettes	Argile (%)	Silt (%)	G _s	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SL (%)	Classification USCS
Specimen A	49	51	2.65	104.50	29.10	75.40	18	CH
95%A+5%GBFS	42	58	2.68	81.80	28.80	53.00	20	CH
90%A+10%GBFS	38	62	2.69	81.00	28.60	52.40	21	CH
85%A+15%GBFS	39	61	2.70	78.50	26.90	51.60	21.5	CH
80%A+20%GBFS	35	65	2.72	77.40	26.10	51.30	22	CH
75%A+25%GBFS	35	65	2.73	75.60	25.10	50.50	23	CH
95%A+5%GBFSC	45	55	2.70	106.70	34.60	72.10	34	CH
90%A+10%GBFSC	47	53	2.71	83.40	36.80	46.60	36	MH
85%A+15%GBFSC	46	54	2.73	69.10	39.10	30.00	38	MH
80%A+20%GBFSC	43	57	2.75	68.80	39.30	29.50	38.5	MH
75%A+25%GBFSC	42	58	2.77	65.50	40.30	25.20	39	MH

Influence du GBFS and GBFSC sur le gonflement

Le pourcentage de gonflement des échantillons a diminué pour tous les types et de toutes les quantités d'additifs utilisés lors de cette étude. Les échantillons traités au GBFC ont eu l'effet le plus marquant sur la magnitude du gonflement de sol.

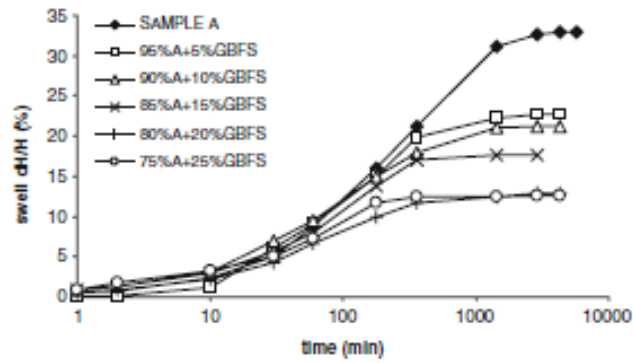


Figure 3.28 Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFS (Erdal Cokca, 2009)

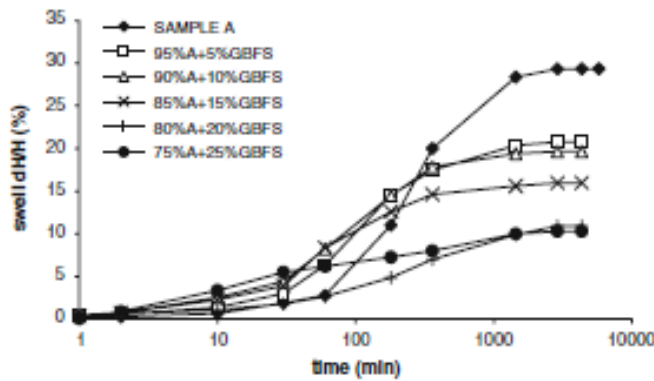


Figure 3.29 Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFS (7 jours de cure) (Erdal Cokca, 2009)

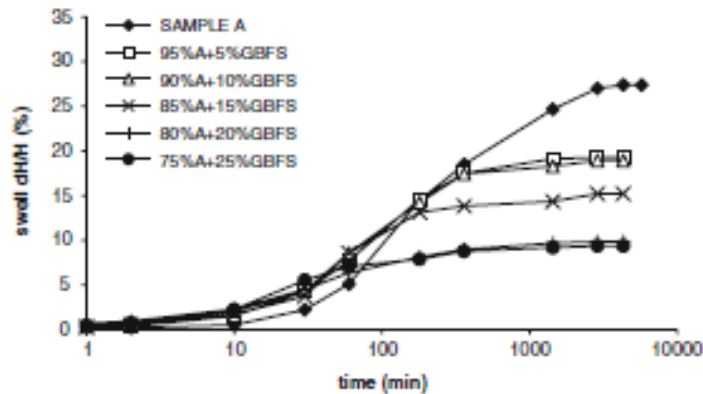


Figure 3.30 Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFS (28 jours de cure) (Erdal Cokca, 2009)

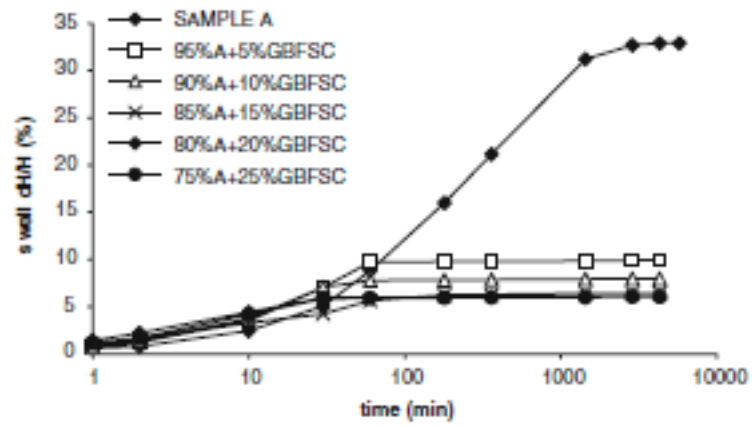


Figure 3.31 Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFSC (sans cure) (Erdal Cokca, 2009)

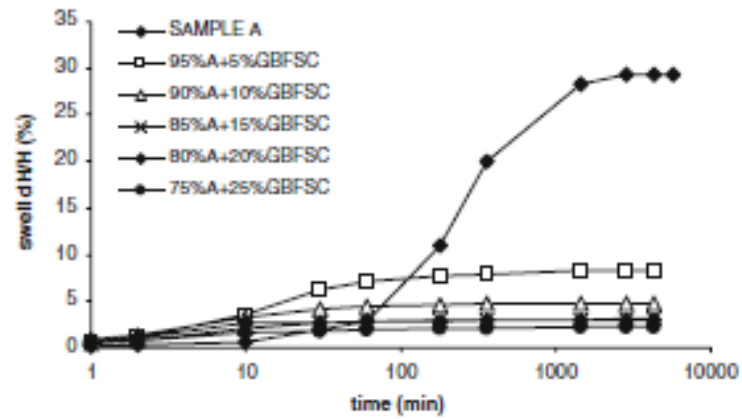


Figure 3.32 Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFSC (7 jours de cure) (Erdal Cokca, 2009)

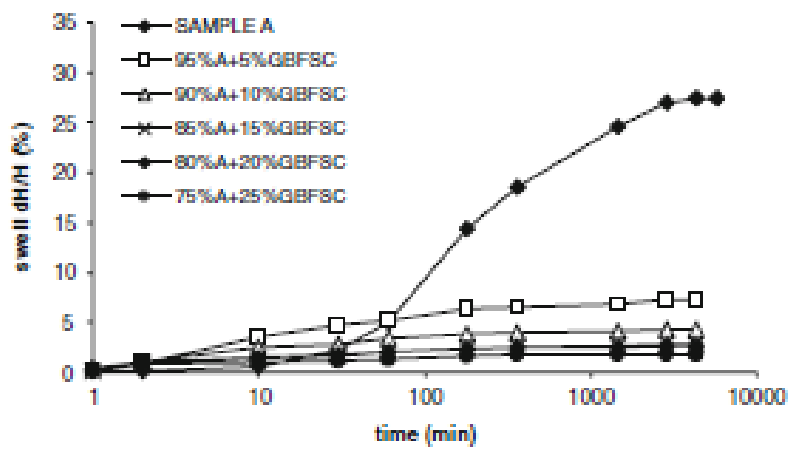


Figure 3.33 Relation pourcentage de gonflement en fonction du temps pour le sol A non traité et les sols traités au GBFSC (28 jours de cure) (Erdal Cokca, 2009)

Influence du GBFS and GBFSC sur le taux de gonflement

Le taux de gonflement est mieux décrit par t_{50} . Le t_{50} est le temps nécessaire pour atteindre 50% du gonflement total de l'échantillon après saturation. Ainsi, si t_{50} est plus élevé, le taux de gonflement est plus lent. Les valeurs t_{50} des échantillons ont été diminuées par tous les types et toutes les quantités d'additifs (tableau 3.17). Les échantillons traités au GBFSC ont également eu un effet similaire sur le t_{50} . La tendance générale à la diminution de t_{50} est principalement due à l'addition de particules plus grossières au sol expansif et, dans une certaine mesure, à la floculation des particules d'argile avec l'addition de stabilisants. Ces effets créent de plus grands canaux capillaires pour l'infiltration d'eau et entraînent une augmentation du taux de gonflement et une diminution de t_{50} .

Tableau 3.17 Variation du pourcentage et du taux de gonflement pour 0, 7 et 28 jour de temps de cure (Erdal Cokca, 2009)

Eprouvettes	Variation dH/H (%)			Variation t_{50} (%)		
	0 Jours	7 Jours	28 Jours	0 Jours	7 Jours	28 Jours
Specimen A	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95% A+5% GBFS	31.1	29.2	29.7	60.0	58.3	55.0
90% A+10% GBFS	35.6	33.0	30.9	67.7	66.7	62.0
85% A+15% GBFS	46.4	45.6	44.4	69.2	75.0	72.0
80% A+20% GBFS	60.7	62.9	64.1	76.9	80.8	80.0
75% A+25% GBFS	61.7	65.0	65.8	90.0	90.0	89.0
95% A+5% GBFSC	69.8	71.7	73.7	92.3	93.8	94.0
90% A+10% GBFSC	75.8	83.7	84.0	94.6	97.9	97.8
85% A+15% GBFSC	80.5	89.5	90.0	95.4	98.0	98.0
80% A+20% GBFSC	81.5	89.9	90.4	98.3	98.5	98.2
75% A+25% GBFSC	81.6	92.5	93.3	98.5	98.8	98.8

Influence de temps de cure sur le pourcentage de gonflement

La figure 3.34 montre l'effet des stabilisants sur le pourcentage de gonflement des spécimens avec et sans cure. La cure des échantillons pendant 7 et 28 jours a généralement entraîné une certaine diminution du pourcentage de gonflement (tableau 3.17). La valeur du pourcentage de gonflement (dH/H) de chaque échantillon était la plus élevée sans cure, et la plus faible avec une cure de 28 jours (figure 3.34). Ainsi, il peut être conclu que, pour chaque échantillon:

$$(dH/H)_{\text{sans cure}} > (dH/H)_{7 \text{ jours de cure}} > (dH/H)_{28 \text{ jours de cure}}$$

Les périodes de cure de 7 ou 28 jours peut aider les réactions pozzolaniques qui se produisent dans l'argile et les stabilisants. La cure des éprouvettes peut avoir abouti à une matrice de sol plus cimentaire, qui fournit aux échantillons une plus grande résistance au gonflement.

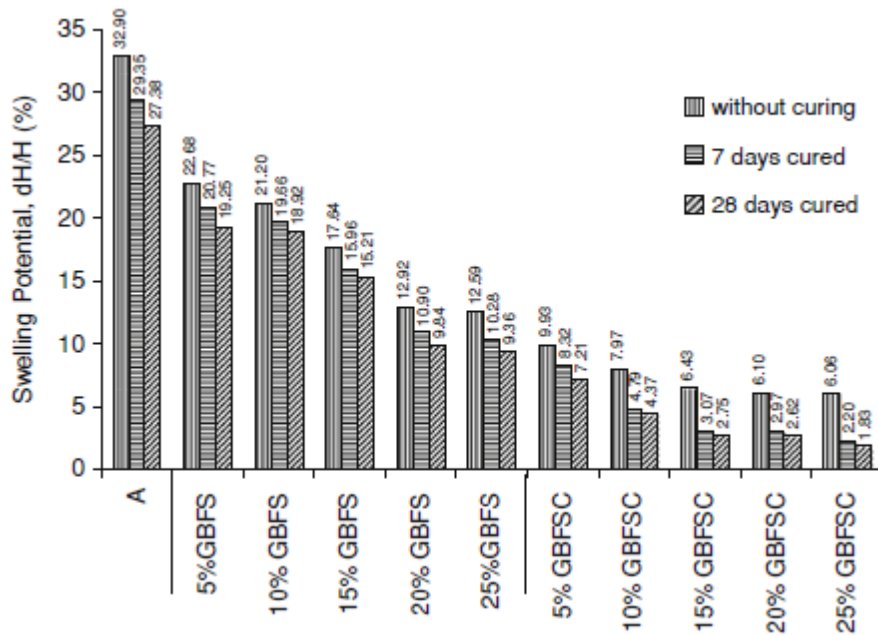


Figure 3.34 Influence des additifs sur le pourcentage de gonflement des éprouvettes de sol traité et non traité (Erdal Cokca, 2009)

Influence de temps de cure sur le taux de gonflement

Les résultats pour le taux de gonflement (inversement proportionnel à t_{50}) des spécimens avec et sans cure sont montrés sur la figure 3.35. A la suite du durcissement, la vitesse de gonflement des échantillons était généralement légèrement augmentée, les valeurs de t_{50} étant réduites.

$$(t_{50})_{\text{sans cure}} > (t_{50})_{7 \text{ jours de cure}} > (t_{50})_{28 \text{ jours de cure}}$$

Cet ordre était généralement suivi par chaque échantillon (figure 3.35). La cure des éprouvettes de sol raccourcit le temps nécessaire à l'achèvement de 50% gonflement.

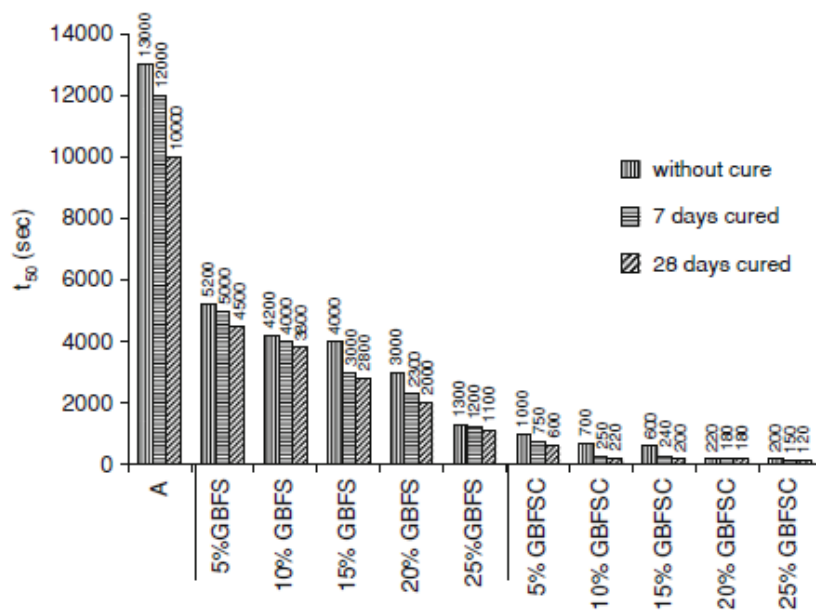


Figure 3.35 Variation de t_{50} en fonction des ajouts (Erdal Cokca, 2009)

Les résultats LL, PI, SL et teneur en argile (CC) peuvent être utilisés pour expliquer les résultats du gonflement comme suit: L'addition de GBFS (ou GBFSC) à l'argile expansive: (a) réduit le CC et une augmentation correspondante du pourcentage de particules grossières, (b) réduit la LL, (c) élève le SL et (d) réduit le PI du sol, et donc son potentiel de gonflement. Dans un processus, un échange de base se produit avec les ions calcium de GBFS (ou GBFSC) remplaçant le sodium sur la surface de la particule d'argile.

3.4.7 R. James, A. H. M. Kamruzzaman, A. Haque and A. Wilkinson (2008)

Cet article décrit la résistance et le comportement microstructural d'une argile stabilisée à la chaux, au laitier et au mélange chaux/laitier. La microstructure a été étudiée en utilisant la diffractomètre aux rayons-x (DRX) et le microscope électronique à balayage (MEB), tandis que la résistance de l'argile traitée a été mesurée en utilisant l'essai de résistance à la compression non confinée (UCS).

Les éprouvettes d'argile non traitées, avec LL=101% IP=59% SL=11.6% PH=8.2, ont été préparées en laboratoire par le mélange de 85% de kaolin et 15% de bentonite. Ces deux minéraux sont largement disponibles dans le commerce en Australie. La chaux hydratée et le laitier granulé broyé des hauts fourneaux (GGBFS) ont été utilisés comme additifs dans le processus de stabilisation. Les propriétés et les distributions des particules solides de tous ces composants sont indiquées aux tableaux 3.18 et 3.19.

Tableau 3.18 Propriétés du kaolin, bentonite, chaux hydratée et GGBFS (James and all, 2008)

<i>Constituents</i>	<i>Kaolin</i>	<i>Bentonite</i>	<i>Chaux hydratée</i>	<i>GGBFS</i>
<i>SiO₂ %</i>	48.4	56.0	1-2	35-37
<i>Al₂O₃ %</i>	33.4	16.0	0-2	13.5
<i>MgO %</i>	0.2	3.3	-	5.9
<i>Mg(OH)₂ %</i>	-	-	0.5-1.5	-
<i>K₂O %</i>	0.2	0.4	-	-
<i>Na₂O %</i>	0.2	2.9	-	-
<i>CaO %</i>	0.1	0.9	-	41-43
<i>Ca(OH)₂ %</i>	-	-	85-95	-
<i>Fe₂O₃ %</i>	1.3	4.6	0-0.7	0.3
<i>TiO₂ %</i>	2.5	-	-	-
<i>SO₃ %</i>	-	-	-	2.9
<i>MnO %</i>	-	-	-	0.4
<i>Loss of ignition</i>	12.8	5.7	-	0.9
<i>Specific gravity</i>	2.7	-	2.1-2.3	2.8-3.1
<i>pH</i>	8.1	100	~12	-
<i>Fineness index m²/kg</i>	-	-	-	430
<i>Surface area m²/g</i>	26.8	-	-	-

Tableau 3.19 Distribution des particules solides du kaolin, bentonite, chaux hydratée et GGBFS
(James and all, 2008)

Diamètre des mailles	% des fines			
	Kaolin	Bentonite	Chaux hydratée	GGBFS
Inférieur à 2 μ	26	32	13	10
Inférieur à 63 μ	100	99.8	95	99.7

Les échantillons de sol traités, 50 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur, ont été préparés à partir du mélange d'une suspension d'argile et d'une suspension d'additifs à une teneur en humidité de 130%, soit environ 1,3 fois la limite de liquide initiale. Les quantités d'additives sont calculer en masse sèche et mélanger de tel manière que le rapport eau/additive soit égal à 1. Les détails des échantillons préparés dans cette étude pour divers types d'essais utilisant différents contenus d'additifs sont présentés au tableau 3.20.

Tableau 3.20 Pourcentage d'additifs et périodes de cure utilisés dans les différentes analyses
(James and all, 2008)

Type d'analyse	Période de cure (jours)	Pourcentage d'Additif par masse	
		Chaux hydratée	GGBFS (laitier)
DRX	90	10	0, 5, 10
MEB	90	10	0, 5, 10
UCS	7, 28	5	0, 3, 5, 10, 15, 20, 25
	28, 90, 150	10	0, 3, 5, 10
	90, 150	5	10

Sur la base des analyses et des résultats obtenus, les conclusions suivantes ont été tirées dans l'article. Le mélange de la suspension de chaux et de laitier avec une suspension d'argile conduit à une réaction d'hydratation provoquant une diminution de la teneur en eau et une formation de produits cimentaires primaires. La réaction d'hydratation s'accompagne d'une réaction pozzolanique beaucoup plus lente avec le temps. Les analyses XRD des argiles traitées à **la chaux** ont confirmé l'existence de produits de réaction pozzolaniques (produits cimentaires secondaires) tels que le silicate de calcium hydraté (C-S-H), tandis que pour l'argile traitée à **la chaux et le laitier** les produits de la réaction ont été identifiés comme étant le silicate de calcium hydrate (C-S-H), le silicate de calcium et d'aluminium hydraté (C-A-S-H) et l' hydrotalcite HT. Pour une proportion fixe de chaux, l'intensité relative des produits de la réaction pozzolanique (C-S-H, C-A-S-H et HT) augmente avec l'augmentation de la teneur en laitier.

L'ajout d'additif de chaux ou de chaux laitier dans la suspension d'argile a modifié la structure interne de l'argile traitée en un type floclé, comprenant des amas d'argile-(chaux argile)-chaux séparés par de grands vides, inter-grappes, observés à partir des analyses MEB. Le laitier était très actif pour

favoriser la réaction pozzolanique avec la chaux, en tant que telles produisant du C-S-H réticulaire cristallin et du C-A-S-H en plaques. Au fur et à mesure que la teneur en laitier augmentait lorsque la teneur en chaux restait constante, la platitude de la structure devenait plus évidente et le degré de réticulation semblait augmenter.

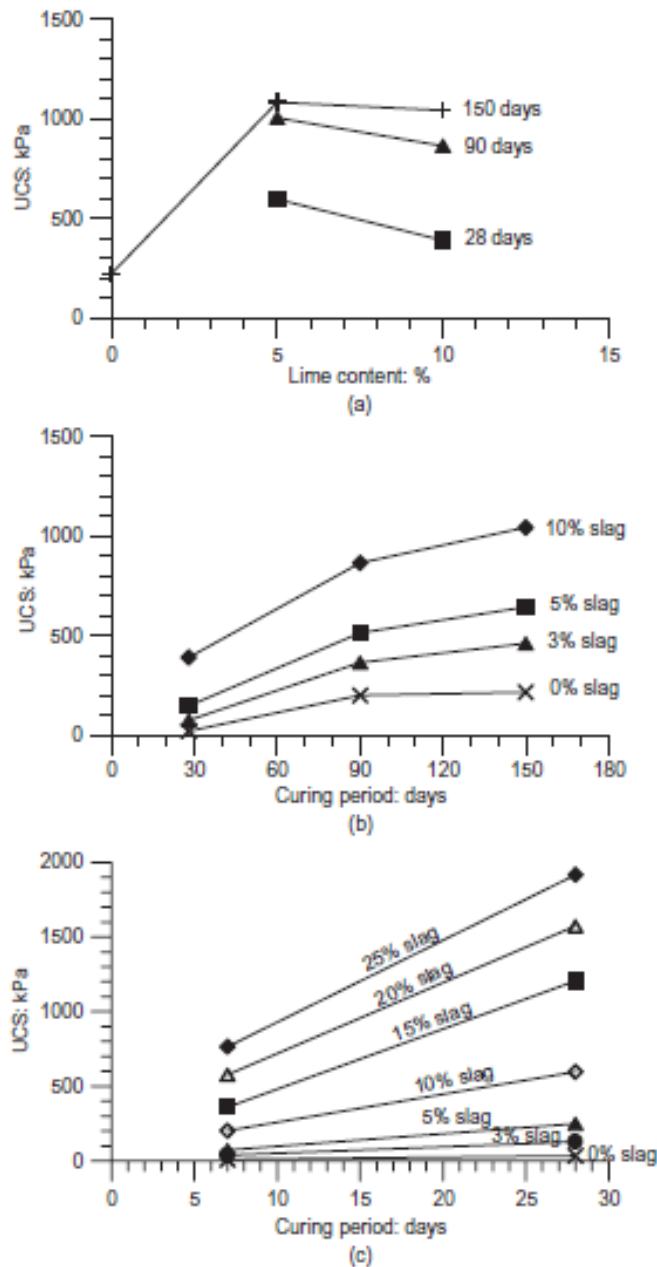


Figure 3.36 UCS des argiles traitées (a) 10% GGBFS et 10% chaux (b) 10% chaux et 0 à 10% GGBFS (c) 5% chaux et 0 à 25% GGBFS (périodes de cure 7-150 jours) (James and all, 2008)

La résistance à la compression non confinée de l'argile traitée au mélange chaux/laitier est plus élevée que celle traitée à la chaux ou au laitier avec le même taux de remplacement (par exemple UCS de 10% de chaux =19 kPa, 5% de chaux avec 5% de laitier=248 kPa à 28 jours de cure). Ceci était dû au

fait que le laitier accélère les réactions d'hydratation et pozzolanique des argiles traitées à la chaux permettant une diffusion efficace des ions de calcium (Ca^{2+}) libérés des particules de laitier dans la matrice argileuse traitée et favorisant ainsi la croissance de produits cimentaires C-S-H, C-A-S-H et HT. Ainsi, l'effet de cimentation devient significatif. Les résultats des essais sur une période de cure de 28 jours ont révélé que dans la stabilisation au mélange chaux/laitier, l'augmentation de la teneur en chaux n'augmente pas nécessairement la résistance des argiles traitées. Une teneur optimale en chaux était également requise, comme dans les argiles traitées à la chaux. D'autre part, à une teneur fixe en chaux, l'effet bénéfique de la stabilisation au mélange chaux/laitier devient meilleur avec une augmentation de la teneur en laitier. Toutes ces observations sont présentées sur la figure 3.36.

MATERIAUX ET PROCEDURES D'ESSAIS

4.1 INTRODUCTION

Ce chapitre décrit les matériaux utilisés dans le présent travail de recherche et les raisons de leur choix respectifs. Les différentes procédures d'essais effectués pour la caractérisation physique, chimique, minéralogique et l'étude du comportement mécanique du sol sont aussi détaillées. Pour des raisons pratiques, les méthodes standards sont uniquement référencées. Lorsque ces méthodes sont modifiées pour permettre l'utilisation du matériel disponible au niveau du laboratoire, celles-ci sont décrites en détails avec toutes les justifications ayant conduit à leur adaptation.

4.2 MATERIAUX

Le sol utilisé est un mélange de kaolinite et de bentonite préparé en laboratoire. Les stabilisateurs à savoir le laitier et la chaux hydratée proviennent successivement de l'usine sidérurgique d'El Hadjar situé dans la wilaya d'Annaba (Algérie) et l'unité SODEPAC Filiale ERCO situé à Oum DJERANE wilaya de SAIDA.

4.2.1 LES MATERIAUX STABILISATEURS

Le laitier est un sous-produit formé en bas des haut-fourneaux lors de l'élaboration de la fonte à partir de minerai de fer. Il se constitue à partir des constituants du minerai, du fondant et des cendres du coke, Ce silicate d'aluminium, de calcium et de magnésium contient en outre des oxydes de manganèse et de fer en faible quantité, ainsi que du sulfure de calcium.

Le type de refroidissement du laitier à sa sortie des haut-fourneaux peut conduire à deux formes de laitier. *Le laitier rocheux ou cristallisé*, obtenu par un refroidissement lent qui le transforme en une roche dure artificielle et chimiquement stable. *Le laitier vitrifié* obtenu par un refroidissement brutal à jet d'eau (trempe), qui lui confère une structure vitreuse lui permettant de développer des propriétés analogues à celles du ciment.

Les laitiers cristallisés sont utilisés en technique routière depuis la constitution de remblais jusqu'aux couches de surface des chaussées ainsi que pour les bétons. Les laitiers de fraîche production et les stocks constitués au fil des décennies, appelés crassiers, sont exploités comme des carrières de roche naturelle pour la fabrication de granulats. En raison de leurs caractéristiques physico-chimiques, les laitiers vitrifiés, le plus souvent élaborés sous forme de laitiers granulés, trouvent un emploi privilégié dans l'industrie cimentière, mais aussi comme liants dans différent mélanges granulaires des assises de

chaussées. La longue expérience d'utilisation des laitiers de hauts fourneaux en technique routière n'a pas à ce jour révélé d'impact préjudiciable sur les eaux souterraines et le milieu naturel.

Le laitier vitrifié granulé correspond à un sable à prise hydraulique (0/5 à 0/6mm d'après PREDIS 2001). Il peut être broyé pour obtenir le laitier granulé broyé des hauts fourneaux désigné couramment en littérature par l'appellation anglo-saxonne GGBFS (Ground Granulated Blast Furnace Slag). Le broyage lui permet une augmentation en teneur en fines autour de 10 à 12 % et une réactivité plus élevée. Il peut être aussi activé par l'ajout d'un autre additif pour développer son hydraulicité.

Les laitiers ont une composition chimique voisine de celle des ciments portland mais moins riche en chaux. Leur composition chimique varie avec la nature de minerai de fer utilisé et la qualité de la fonte fabriquée. Les laitiers d'EL Hadjar sont basique avec un PH aux environs de 12 et se composent généralement des proportions données sur le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Proportions d'éléments chimiques du laitier

<i>Eléments Chimiques</i>	<i>AFNOR (%)</i>	<i>EL HADJAR (%)</i>
SiO ₂	29-30	38-45
Al ₂ O ₃	13-24	6-10
CaO ₂	38-48	36-38
MgO	< 6	8-10
MnO	< 2	1-3
FeO	< 4	1

Le laitier vitrifié d'EL Hadjar appelé aussi laitier granulé utilisé dans la présente étude a pour caractéristiques physiques et composition chimique comme donnés par les tableaux 4.2 et 4.3.

Tableau 4.2 Caractéristiques physiques du laitier granulé d'EL HADJAR

<i>Caractéristiques</i>	<i>Valeurs</i>
<i>Laitier granulé-El Hadjar</i>	
PH	11.45
Densité spécifique	3.01
Masse volumique absolue	3g/cm ³
surface spécifique de Blaine SSB	5632cm ² /g

Tableau 4.3 Composition chimique du laitier granulé utilisé

<i>Constituants (%)</i>	<i>Laitier</i>
<i>Laitier granulé-El Hadjar</i>	
MgO	1.30
Fe ₂ O ₃	1.20
MnO	0.568
TiO ₂	0.572
CaO	42.890
SiO ₂	42.15
K ₂ O	0.563
Al ₂ O ₃	10.00
Perte au feu	Néant

Afin d'assurer un niveau de réactivité acceptable le module chimique est calculé selon la *Norme* anglaise (United Kingdom) BS: 6699 (1986) qui exige que les deux rapports suivants soient satisfaits :

$$\begin{cases} \frac{(\% CaO) + (\% MgO) + (\% AL_2O_3)}{(\% SiO_2)} > 1 \\ \frac{(\% CaO)}{(\% SiO_2)} < 1.4 \end{cases}$$

D'où d'après les calculs

$$\frac{(\% CaO) + (\% MgO) + (\% AL_2O_3)}{(\% SiO_2)} = \frac{42.89 + 1.30 + 10}{42.15} = \underline{1.29 > 1}$$

$$\frac{(\% CaO)}{(\% SiO_2)} = \frac{42.89}{42.15} = \underline{1.02 < 1.4}$$

La *Norme* allemande DIN : 1164 (1967) suggère que les rapports chimiques

$$\begin{cases} \frac{(\% CaO) + (\% MgO) + (1/3)(\% AL_2O_3)}{(\% SiO_2) + \frac{2}{3}(\% AL_2O_3)} > 1 \\ 1.4 < \frac{(\% CaO) + 1.4(\% MgO) + (0.56)(\% AL_2O_3)}{(\% SiO_2)} < 2.2 \end{cases}$$

D'où d'après les calculs

$$\frac{(\% CaO) + (\% MgO) + (1/3)(\% AL_2O_3)}{(\% SiO_2) + \frac{2}{3}(\% AL_2O_3)} = \frac{42.89 + 1.30 + (1/3) \times 10}{42.15 + \frac{2}{3}(10)} \approx \underline{1}$$

$$\frac{(\% CaO) + 1.4(\% MgO) + (0.56)(\% AL_2O_3)}{(\% SiO_2)} = \frac{42.89 + 1.4 \times 1.30 + (0.56) \times 10}{42.15} = 1.19$$

En conclusion, le laitier granulé d'El Hadjar utilisé dans ce programme de recherche semble être réactif et satisfait les deux normes BS et DIN.

La chaux utilisée dans ce programme de recherche étant la chaux hydratée produite par l'entreprise SODEPAC Filiale ERCO situé à Oum DJERANE wilaya de SAIDA. Le choix de ce type de chaux est justifié par le fait que le laitier granulé réagit mieux lorsqu'il est activé avec cette substance Kinutia et al (1998, 1999) et Osinubik (2006). Les analyses chimiques et les caractéristiques physiques de la chaux hydratée ont été effectuées au laboratoire de l'unité de fabrication de la chaux de Saida selon la norme DIN: 1060. Les tableaux 4.4 et 4.5 donnent respectivement les caractéristiques physiques et la composition chimique de la chaux hydratée utilisée comme activateur du laitier granulé broyé des hauts fourneaux d'EL Hadjar.

Tableau 4.4 Caractéristiques physiques de la chaux Hydratée

Paramètre	Valeur spécifique
Chaux hydratée	
Masse volumique absolue (g/cm ³)	2.559
Masse volumique apparente (g/cm ³)	0.521
Surface spécifique (cm ² /g)	11053
Temps début de prise	1 jour
Temps de fin de prise	3 jours
Plus de 90 µm (%)	<10
Plus de 630 µm (%)	0
Concentration volumique	Bonne
Apparence physique	Poudre blanche sèche

Tableau 4.5 Composition chimique de la chaux Hydratée de Saida

Caractéristiques de base	Fiche technique de la chaux	
	Chaux broyée	Chaux hydraté
Humidité (%)	<5	0.5%
CaO (%)	>83.3	67.4%-73.25%
MgO (%)	<05	<0.4
Fe ₂ O ₃ (%)	<2	<2
AL ₂ O ₃ (%)	<1.5	<1
SiO ₂ (%)	<2.5	<2.2
SO ₃ (%)	<05	<1
K ₂ O+NaO (%)	0.47 à 0.50	<0.4
CO ₂ (%)	<5	<5
CaCO ₃ (%)	<10	<10
Ca (OH) ₂ (%)		<80
Constante volumique	Bonne	Bonne
Matériau insoluble dans la HCL (%)	<1	<0.35

La dominance de la chaux hydratée Ca(OH)₂ a été confirmée par une analyse au diffractomètre aux rayons-x comme le montre la figure 4.1.

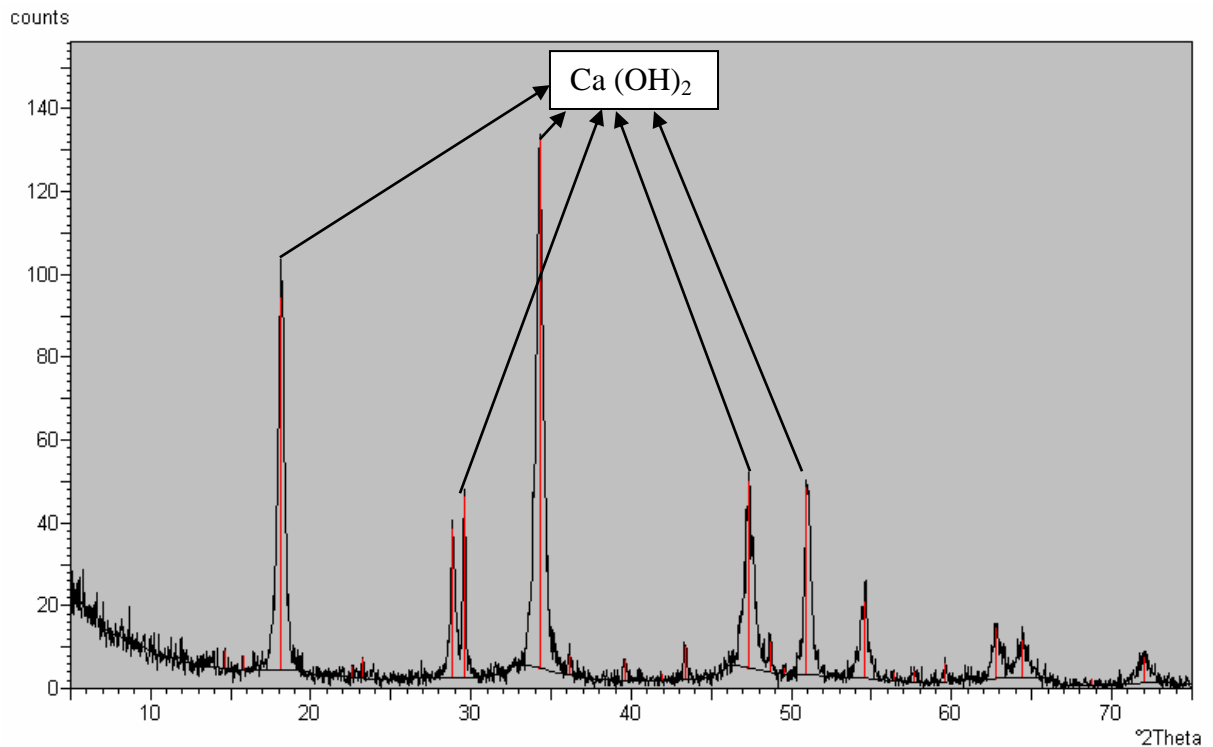


Figure 4.1 Diffractogramme de la chaux de Saida

4.2.2 LE MATERIAU SOL

Le sol utilisé lors de cette étude est un matériau artificiellement confectionné au niveau du laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil à l'université Badji Mokhtar-Annaba par le mélange de 85% de kaolinite DD3 ($G_s = 2.69$) et 15% de bentonite disponible dans le commerce ($G_s = 2.39$) par masse sèche. Ce sol est représentatif des sols réactifs disponibles dans de nombreux endroits à travers le monde Haque et al (2008). L'ajout de 15% de bentonite lui confère un potentiel de gonflement, un phénomène que la plus part des sols problématiques subissent. L'utilisation de ce sol artificiel a pour but d'éliminer l'incohérence des éprouvettes des essais et d'assurer la répétabilité des tests, qui sont des facteurs importants pour toutes études comparatives avec des contenus d'additifs et des durées de durcissement variables. En littérature, plusieurs auteurs ont utilisé ce sol constitué dans leurs travaux de recherche. Yazici (2009), Haque et al (2007) et (2008) ont effectué des travaux sur le comportement de ce sol constitué et stabilisé avec plusieurs types d'ajouts dont les laitiers granulés broyés des hauts fourneaux produits en Turquie et en Australie. Leurs résultats serviront comme référence à ce travail de recherche entrepris.

La Kaolinite est extraite de la mine SOALKA de Djebel DEBBAGH située à 35 km au Nord-Ouest de la ville de Guelma. Ce gisement important se trouve à une altitude de 700 à 1060 m au dessus de la mer. La mine est mise en exploitation par l'Entreprise Nationale des Produits Miniers Non-Ferreux et des Substances Utiles (ENOF) du ministère de l'énergie et des mines. Le gisement est encaissé dans 74 cavités karstiques.

SOALKA extrait trois types d'argiles en vue de leur utilisation dans l'industrie de la céramique. DD1 Kaolins de première qualité (utilisé pour la fabrication de la porcelaine) ; DD2 Kaolins de deuxième qualité (utilisé pour la fabrication des faïences) ; et en fin la troisième qualité Kaolinite DD3. Les Kaolins sont des argiles primaires formées par la décomposition du feldspath sur place. Ils sont déposés dans des poches plutôt qu'en vastes couches stratifiées et ils sont relativement exempts d'impuretés minérales comme le fer. La kaolinite DD3 est de couleur grise dû à un certain pourcentage de magnésium et par conséquent ne trouve pas preneur en vue de son utilisation dans l'industrie et reste en tant que déchet industriel en grandes quantités sur site. Sa composition chimique est donnée sur le tableau 4.6

Tableau 4.6 Composition chimique de la kaolinite DD₃ de Djebel DEBBAGH

Constituant (%)	Valeurs
<i>Kaolinite DD3</i>	
MgO	0.63
Fe ₂ O ₃	0.6
MnO	0.454
TiO ₂	0.195
CaO	1.087
SiO ₂	44.41
Al ₂ O ₃	40.568
Na ₂ O	-
K ₂ O	0.186
Perte au feu	11.2

La bentonite a pour origine les gisements d'argiles benthoniques brutes du district de Hammam Bouhrara situés à 15 km à l'Est de la ville de Maghnia. L'exploitation actuelle est faite sur la carrière Roussel I. Après extraction, les argiles brutes sont traitées dans une usine qui se trouve en zone urbaine dans la ville de Maghnia. La production actuelle concerne :

- La terre décolorante après activation à l'acide sulfurique pour 3000t/an
- La bentonite de forage aux normes API, après dopage au carbonate de soude pour 13 000t/an

Les argiles benthoniques se développent autour d'un dôme hypo volcanique de rhyolite de direction NO-SE et mis en place au Miocène. Les volcanites affleurent parmi des terrains mi pliocènes, et des alluvions quaternaires. L'argile benthonique provient de l'altération des rhyolites et des pyroclastites associées. Les bentonites peuvent être classées en 2 groupes selon qu'elles sont sodiques ou calciques :

Les bentonites calciques: ont un indice de gonflement très faible qui les rend impropres à une utilisation comme additif viscosifiant des boues de forage, par contre, elles présentent une capacité d'absorption élevée qui permet de les valoriser pour la production de terres décolorantes.

Les bentonites sodiques sont gonflables. L'indice de gonflement est proportionnel à la teneur en sodium. Elles conviennent alors le plus pour les boues de forage. D'après leur composition chimique, les bentonites de Maghnia sont intermédiaires, la teneur en Na²O est trop faible pour une orientation vers une bentonite de forage de haute qualité par contre sa teneur en MgO est suffisamment élevée et celle du fer assez faible pour une orientation vers les terres décolorantes. L'utilisation dans les boues de forage est possible après activation au carbonate de soude. La teneur en matière organique déterminée par la méthode Standard ASTM D 2974 est de l'ordre de 5.15% laissant entendre que la bentonite est faiblement organique. Le tableau 4.7 donne une comparaison des bentonites produite aux USA, Wyoming, Maghnia et Mostaganem.

Tableau 4.7 Composition chimique des argiles bentoniques de Maghnia et de Mostaganem

(%)	<i>Sud USA</i>	<i>Wyoming</i>	<i>Maghnia</i>	<i>Mostaganem</i>
SiO ₂	59.00	64.30	58.89	65.50
TiO ₂	<i>non déterminé</i>	<i>non déterminé</i>	0.28	0.27
Al ₂ O ₃	18.40	19.80	17.37	13.85
Fe ₂ O ₃	5.10	4.04	3.32	2.91
FeO	1.26	2.60	<i>non déterminé</i>	0.70
MnO	<i>non déterminé</i>	<i>non déterminé</i>	0.07	0.03
MgO	2.86	2.03	3.37	2.27
CaO	3.88	0.73	0.28	1.86
Na ₂ O	0.41	2.81	1.32	2.22
K ₂ O	0.78	0.44	1.30	0.97
H ₂ O ⁺	2.91	1.14	4.46	3.27
H ₂ O ⁻	5.40*	2.11*	8.26	6.06
P ₂ O ₅	<i>non déterminé</i>	<i>non déterminé</i>	0.05	0.06
SO ₃	<i>non déterminé</i>	<i>non déterminé</i>	0.68	0.02
total	100	100	100.43	99.99

Les caractéristiques géotechniques du sol constitué ont été évaluées lors d'une campagne d'essais effectués aux laboratoires de mécanique des sols de l'université Badji Mokhtar d'Annaba, aux laboratoires des travaux public de l'Est et aux laboratoires d'analyse DRA du complexe sidérurgique D'El Hadjar. Ces derniers ont permis d'effectuer les analyses chimique et minéralogique, l'évaluation de la teneur en matière organique, le constituant des grains solides, le PH, la granulométrie, la plasticité, le compactage, la compression non confinée et le gonflement linéaire. Les résultats obtenus lors de ce programme d'essai sont présentés comme suit :

Analyses Chimiques.

L'analyse chimique du sol a été effectuée à la Direction de Recherche Appliquée d'El Hadjar, les teneurs en Alumine (Al_2O_3), Silice (SiO_2), Oxyde de Calcium (CaO), Oxyde de Fer (Fe_2O_3), Oxyde de Magnésium (MgO), Oxyde de Manganèse (MnO), Perte au Feu (P.A.F) ainsi que la teneur en Sulfates (SO_3) ont été effectués selon les normes internationales par l'essai de fluorescence-x. Les résultats obtenus sont présentés sur le tableau 4.8.

Tableau 4.8 Composition chimique du sol artificiel constitué (85% kaolinite+15% bentonite)

Constituant (%)	Désignation	Valeurs
Sol constitué		
Oxyde de magnésium	MgO	1.04
Oxyde de fer	Fe_2O_3	1.02
Oxyde de manganèse	MnO	0.388
Dioxyde de titane	TiO_2	0.113
Oxyde de calcium	CaO	1.059
Silice	SiO_2	48.47
Alumine	Al_2O_3	37.418
Oxyde de sodium	Na_2O	Non évalué
Oxyde de potassium	K_2O	0.424
Sulfates	SO_3	Non évalué
Sulfites (pyrites)	H_2SO_3	Non évalué
Perte au feu		7.51

Teneur en Matière Organique.

La teneur en matière organique a été évaluée selon la méthode Standard ASTM D 2974-87 en brûlant une éprouvette de sol séchée à 60° Celsius dans un four à température 440°C durant toute une nuit. La perte du poids de l'échantillon divisé par le poids sec initial donne la valeur de la teneur en matière organique exprimée en pourcentage. Trois essais ont été effectués et la moyenne arithmétique des valeurs trouvées est de l'ordre de 9.04 % indiquant un sol **faiblement organique** comme le montre le tableau 4.9.

Tableau 4.9 Classification des sols en fonction de leur Teneur en Matière Organique

Teneur en matière organique (%)	Désignation géotechnique
0-3	Sol inorganique
3-10	Sol faiblement organique FO Vase
10-30	Sol moyen organique MO Sol tourbeux
>30	Sol très organique TO Tourbe

Constituant des Grains Solides, G_s .

La connaissance de la densité spécifique (G_s) est essentielle pour le calcul des propriétés physiques des sols. Cette caractéristique sert à établir la relation entre le volume et la masse. Ce paramètre est définie comme étant le ratio de la masse volumique (ou poids volumique) des particules

solides à la masse volumique (ou poids volumique) d'eau. Elle est déterminé selon la norme ASTM D 854-98 qui stipule la conduite de trois essais et de prendre la moyenne arithmétiques des densités spécifiques mesurées avec une différence inférieure à 1%. La valeur obtenue pour le sol constitué est de l'ordre de **2.58**.

Analyse du PH.

La stabilisation à la chaux et au laitier d'un sol fin nécessite des réactions chimiques. La détermination de la valeur du PH du sol constitué est par conséquent très importante puisqu'elle permet de déterminer la solubilité des minéraux et la mobilité des ions dans le sol. Le mesure du PH a été effectuée en utilisant un PH mètre de marque HANNA instruments HI 931401 selon la norme ASTM D 4972-95a. Le PH mètre a affiché une valeur de **8.50** supérieur à 7 indiquant ainsi que le sol constitué est de forme **basique**.

Analyse Granulométrique.

L'analyse granulométrique a été effectuée au niveau du laboratoire des travaux public de l'Est à Annaba (L.T.P Est-Annaba). Le matériau est un sol fin de dimension inferieures à 75 μm . Une analyse granulométrique par sédimentation, selon la norme ASTM C 117-95, a été effectuée sur environ 50g de sol séché à 60°C pour mesurer les quantités et les tailles de ces particules fines traitées avec un agent de dispersion pendant 18 heures. La courbe granulométrique obtenue est présentée sur la figure 4.2.

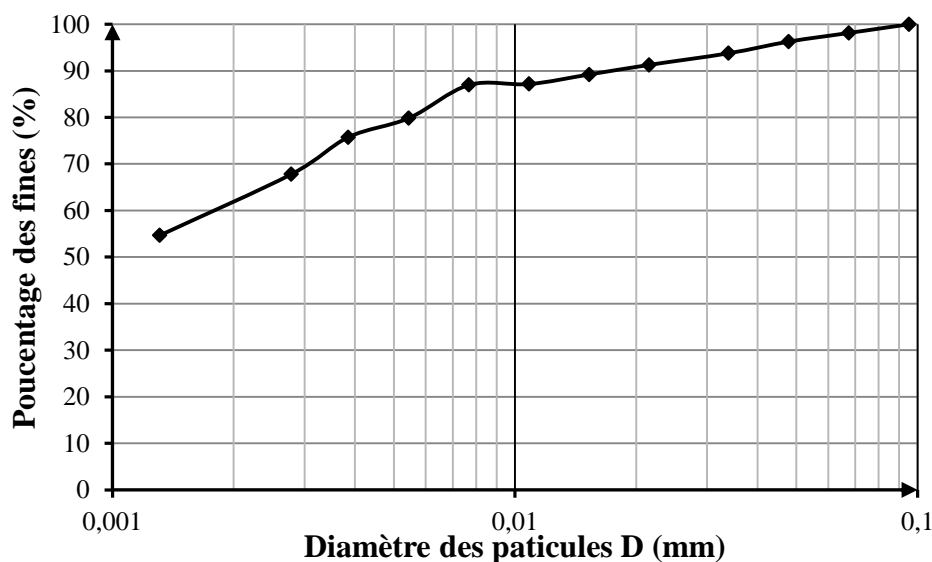


Figure 4.2 Courbe granulométrique du sol artificiel constitué

Les arrangements des dimensions des grains sont indiqués dans le tableau 4.10. D'après ce tableau le sol contient 0% de gravier, 2% de sable, 36% de limon et 62% d'argile. Le pourcentage des fines passant par le tamis N°200 (75 μm) est environ de 98% (Tab.4.11).

Tableau 4.10 Pourcentage des fractions de sol artificiel constitué

Description du sol		$D_{min} - D_{max}$	Fraction de sol (%)	
BLOCS		>200	0%	
CAILLOUX		60-200	0%	
GRAVIER	GROS	20-60	0%	0%
	MOYEN	6-20	0%	
	FIN	2-6	0%	
SABLE	GROS	0.6-2	0%	2%
	MOYEN	0.2-0.6	0%	
	FIN	0.06-0.2	2%	
LIMON	GROS	0.02-0.06	21%	36%
	MOYEN	0.006-0.02	8%	
	FIN	0.002-0.006	7%	
ARGILE		<0.002	62%	
Total			100%	

La quantité d'argile présente dans ce sol est de l'ordre de 62% supérieure à une valeur minimale qui permet au sol d'être candidat pour la stabilisation à la chaux et ou au laitier.

Tableau 4.11 Fractions des fines inférieures à $63\mu\text{m}$ des différents composants de sol

Diamètre (mm)	Pourcentage des fines			
	Kaolinite	Bentonite	GGBFS	Chaux hydratée
< 63μ	98	94	99	100

Limites d'Atterberg.

La consistance d'un sol peut varier dans de larges limites avec la quantité d'eau interstitielle que contiennent ses pores, ou l'épaisseur des couches d'eau absorbée qui enrobent ses grains. L'ingénieur agronome suédois ALBERT ATTERBERG a été le premier scientifique à définir les limites de consistance des sols à particules fines. Il a proposé initialement sept limites de consistance. Actuellement, uniquement deux de ces limites à savoir la limite de liquidité et la limite de plasticité sont couramment utilisées (une troisième limite, appelée limite de retrait, est rarement utilisée). Les limites d'ATTERBERG sont des constantes physiques conventionnelles.

- *La limite de plasticité (PL)* est la teneur en eau qui marque le seuil entre le passage d'un sol de l'état semi solide à l'état plastique (flexible).
- *La limite de liquidité (LL)* est la teneur en eau qui marque le seuil entre l'état plastique et l'état liquide visqueux.
- *La limite de retrait (SL)* est la teneur en eau qui définit le seuil ou le volume de sol reste constant avec la réduction de la teneur en eau.

la limite de liquidité (*LL*) est la teneur en eau qui marque le seuil entre l'état plastique et l'état liquide visqueux. Elle est déterminée à la coupelle de CASAGRANDE par la méthode standard–ASTM-D 4318. Elle correspond à une fermeture d'environ 1cm pour un nombre de 25 coups. La figure 4.3 montre la limite de liquidité déterminée pour le sol artificiel constitué qui est de l'ordre de **79.55%**.

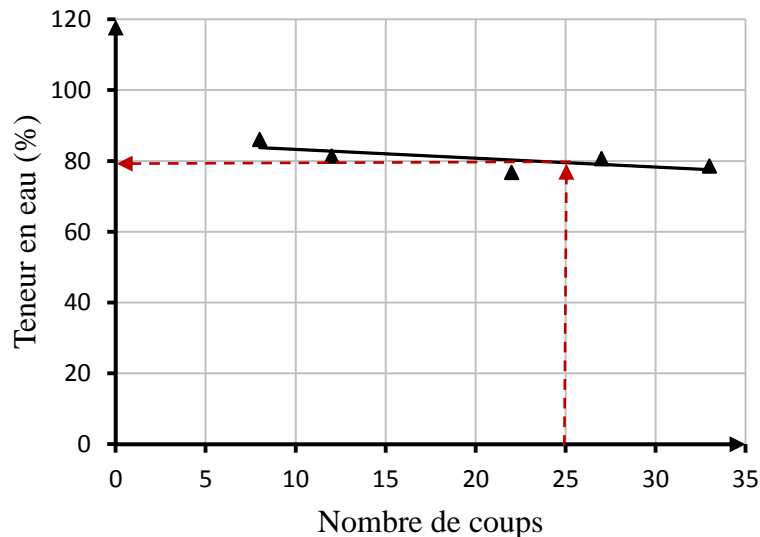


Figure 4.3 Limite de liquidité du sol artificiel constitué non traité
(**LL=79.55%**)

La *Limites de plasticité* (*PL*) est la teneur en eau qui marque le seuil entre le passage d'un sol de l'état semi solide à l'état plastique (flexible). Elle est déterminée par la méthode standard–ASTM-D 4318 qui stipule la préparation d'un fuseau de 3.2mm de diamètre. La limite de plasticité correspond à la teneur en eau du fuseau qui se brise en morceau de 1 à 2cm de longueur.

Trois essais consécutifs ont été effectués et la moyenne arithmétique de leurs teneurs en eau a permis d'obtenir la limite de plasticité du sol, qui est de l'ordre de **41.66%**.

L'*Indice de Plasticité* est l'étendue du domaine plastique. Il est particulièrement important et donné par l'équation de Skempton.

$$IP = LL - LP = 37.89\%$$

Les valeurs de la limite de liquidité, de la limite de plasticité et l'indice de plasticité permettent de classer le sol fin artificiellement constitué en laboratoire selon la classification universelle USCS (Universal Soil Classification System) qui se base sur l'abaque de classification de Casagrande (Figure 4.4). Selon cette dernière, le sol est un sol limoneux très plastique de symbole MH

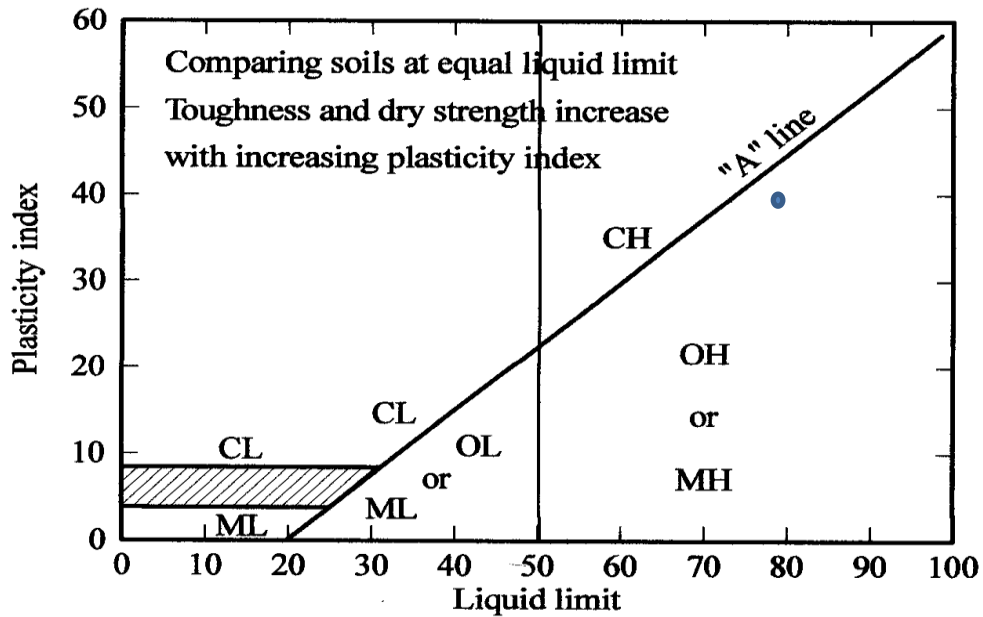


Figure 4.4 Classification du sol selon l'USCS

Essai de Compactage - Proctor Modifié

Afin de caractériser le sol constitué de point de vue compactage et déterminer la teneur en eau optimale OMC (Optimum Moisture Content) et sa densité sèche maximale MDD (Maximum Dry Density) correspondante, une série d'essais de compactage par la méthode Proctor modifié a été conduite selon la méthode standard ASTM-D-1557. Les résultats obtenus sont montrés sur la figure 4.5 indiquant une teneur en eau optimale OMC égale à 32.03% et une masse volumique sèche MDD de l'ordre de 1382.46kg/m³.

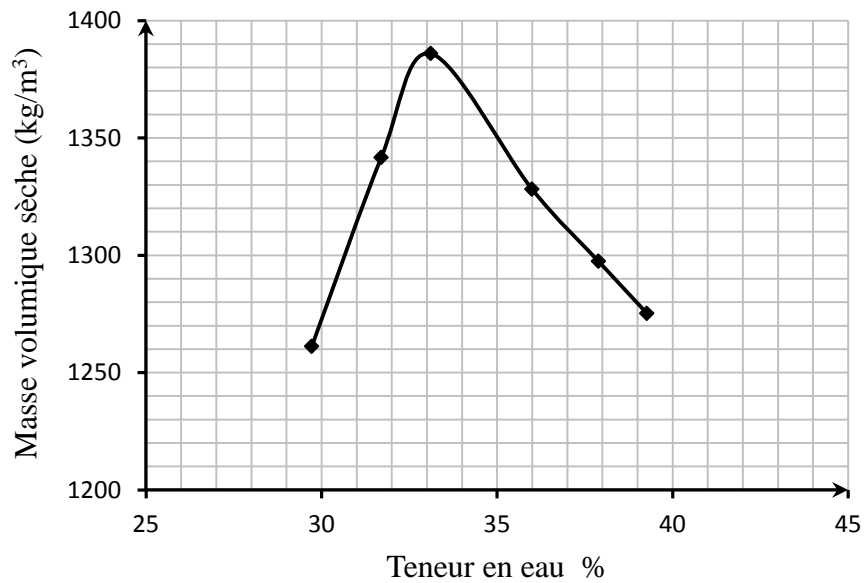


Figure 4.5 Caractéristiques de compactage du sol artificiel constitué non traité (OMC=32,03%, MDD= 1382,46kg/m³)

Essai de Compression Simple.

La résistance à la compression simple du sol constitué est déterminée par l'essai de compression simple (UCST) selon la norme ASTM 2166-98a pour les conditions de masse volumique sèche maximale (MDD) et la teneur en eau optimale du Proctor modifié (OMC). Au cours, de ce programme de recherche pour la stabilisation du sol utilisant le déchet industriel GGBFS, la machine de compression universelle disponible au niveau du département de génie civil à l'université d'Annaba a été choisie pour effectuer les écrasements des éprouvettes de sol traitées et non traitées au laitier granulé broyé des hauts fourneaux d'El Hadjar seul et activé à la chaux hydratée. La contrainte axiale $q_u(kN/m^2)$ communément appelé UCS (Unconfined Compression Shear) à la rupture pour le sol constitué sans traitement est de l'ordre de $652,6kN/m^2$. La cohésion non drainée qui n'est autre que la moitié de la contrainte de compression simple est de $326.3kN/m^2$. Cet essai non drainée est effectué en moins de 15 minutes afin d'éviter toute dissipation d'excès de pression interstitielle et toute perte de teneur en eau.

Essai de gonflement

Le but de cet essai est d'étudier l'influence du traitement au laitier granulé broyé des hauts fourneaux sur le gonflement linéaire du sol artificiellement constitué. Les mesures de la variation linéaire prises selon un protocole préparé auparavant sont tracées pour obtenir la courbe de gonflement du sol comme donné sur la figure 4.6. La variation linéaire totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période d'un mois de consolidation est de **1.6mm** représentant un gonflement linéaire total de **1.045%** par rapport aux dimensions initiales de l'éprouvette de sol.

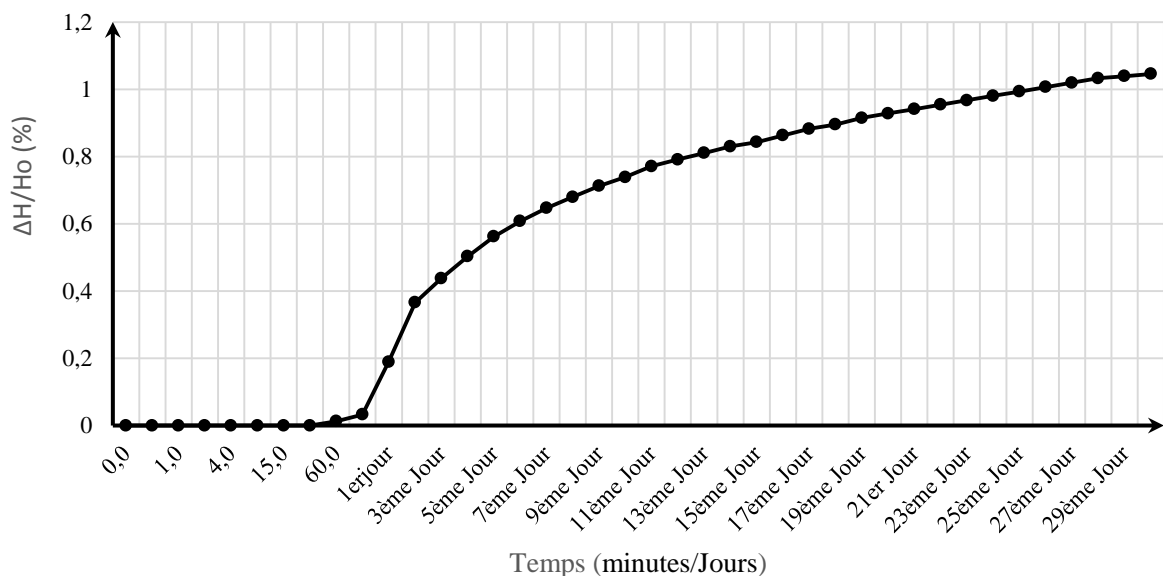


Figure 4.6 Gonflement de sol artificiel constitué non traité.

4.3 EQUIPEMENTS ET PROCEDURES D'ESSAIS

4.3.1 Préparation des éprouvettes

Malaxage: La méthode standard ASTM D3551-90 a été utilisée pour préparer les mélanges sol-ajout (100% laitier granulé) ou (85% laitier granulé+15% chaux hydratée) pour la conduction des essais en laboratoire de plasticité, compactage, compression simple par écrasement et du gonflement linéaire. Un malaxeur mécanique de type NJ-160A ayant une vitesse de 125 ± 10 tours/min a été utilisé pour malaxer le mélange Figure 4.7. Une quantité suffisante d'argile séchée préalablement à l'étuve pendant quarante-huit heures à une température de 60°C a été mélangée avec la quantité nécessaire de l'ajout à voie sec pendant une minute ou jusqu'à l'obtention d'une couleur uniforme indiquant l'homogénéité du mélange. La quantité nécessaire d'eau pour atteindre la teneur en eau fixée plus 1% (pour récupérer l'effet d'évaporation) est ajoutée doucement au mélange dans le malaxeur en marche. Environ 2.5 min après l'ajout d'eau, le malaxage est arrêté pour un ajustement du mélange. Le malaxage est repris une deuxième fois pour une période de 2.5 min. le mélange de sol plus ajouts obtenu est ensuite conservé dans des sacs étanches pour éviter toute perte de teneur en eau.

Conservation: Le mélange dans des sachets étanches et conservés dans un humidificateur à une température de $23\pm 1.7^{\circ}\text{C}$ et un taux d'humidité de 100%. Cette technique de conservation est utilisée soit pour *le temps de maturation* (*Mellowing Time*) nécessaire ou pour une *durée de conservation* (*Curing Time*) donnée.

Le Temps de Maturation (*Mellowing Time*) est la période du temps après malaxage du mélange (sol+ajouts+ H_2O) et son utilisation pour la confection des éprouvettes nécessaires à la détermination des caractéristiques des limites d'Atterberg et la conduction des différents essais mécaniques (Proctor, compression non confinée, gonflement linéaire etc...).

La Durée de Conservation (*Curing Time*) est le temps que nécessitent les éprouvettes de mélange préparées (sol, ajouts et eau distillée) et le début des essais pour mesurer les paramètres de résistance au cisaillement lors l'essai de Compression Simple (UCST).



Figure 4.7 Malaxeur Mécanique (Laboratoire de Mécanique des Sols).

4.3.2 Modes Opérateires

Limites d'Atterberg.

La littérature montre que le traitement des sols fins avec certains liants hydrauliques comme la chaux ou le ciment améliore leur maniabilité. Ce qui explique l'importance de l'étude de la variation des limites d'Atterberg du sol constitué stabilisé au laitier granulé broyé des hauts fourneaux. Pour cette raison une campagne d'essais a été conduite. Dont 5 échantillons de sol traité à 5, 10, 15, 20 et 25% d'ajouts ont été préparés pour l'essai de limite de liquidité à la coupelle de Casagrande. Chaque échantillon a été préparé en utilisant une fraction de 150g à 200g de sol sec passée à travers le tamis N°40 (425 μ m) avec l'addition du pourcentage de liant correspondant. Le malaxage du mélange sol constitué-ajout a été effectué selon la méthode de malaxage citée au dessus (ASTM D3551-90). Le mélange a été conservé dans un récipient bien étanche pour éviter toute évaporation d'eau, à un temps de maturation de 1 à 4h pour laisser le temps à la réaction entre l'argile et la chaux de se produire.

Après le temps de maturation chaque échantillon préparé à été mélangé une seconde fois en utilisant une spatule. Les essais de la limite de liquidité ont été effectués sur une partie du mélange préparé en utilisant la méthode de la coupelle de Casagrande. Le reste du mélange a été utilisé pour la conduite de l'essai de limite de plasticité. Cette dernière a été déterminée par la préparation d'un fuseau de sol de 3mm de diamètre qui se brise en morceaux de 1 à 2cm de longueur. Au minimum trois essais ont été effectués sur chaque échantillon préparé pour l'obtention de la limite de liquidité et la limite de plasticité. La limite de liquidité a été obtenue en traçant une droite sur le repère cartésien représentant la teneur en eau en fonction de nombre de coups. De cette droite, la limite de liquidité est déterminée comme étant la teneur en eau correspondant à 25 coups de la coupelle de Casagrande. La valeur de la limite de plasticité a été évaluée comme étant la moyenne des trois valeurs obtenues pour chaque pourcentage de liant hydraulique ajouté. L'indice de plasticité a été calculé selon l'équation de Skempton.

La série des essais effectués a comme but de voir la variation de la limite de liquidité, la limite de plasticité ainsi que l'indice de plasticité avec les différents pourcentages d'ajouts. La variation de la limite de plasticité avec le pourcentage de chaux permet d'obtenir *le point de fixation de l'ajout* (Dallas Little 1995). Cependant, la variation de l'indice de plasticité montre l'effet de la chaux sur la maniabilité du sol.

Essai de PH (Méthode Eades & Grim).

La méthode Eades et Grim adoptée par la norme ASTM D 6276 a été utilisée dans ce programme de recherche pour la détermination du pourcentage initiale de laitier granulé broyé des hauts fourneaux dans la stabilisation du sol fin artificiel constitué.

Une série d'échantillons de sol constitué a été préparé à différent pourcentages de laitier et passant par le tamis N° 40 (425 μm). La mesure du pH a été effectuée en injectant la cathode du pH mètre dans l'éprouvette de mélange émergé par l'eau distillée. La figure 4.8 présente les outils nécessaire à la conduite et la mesure des valeurs de pH du mélange sol fin/laitier.



Figure 4.8 Mesure du pH (Méthode d'Eades et Grim)

Essai de Compactage (Proctor Normal).

L'essai de compactage au laboratoire a pour but de déterminer la teneur en eau optimale OMC et la masse volumique sèche max MDD du sol artificiel constitué non traité et traité à des proportions de 5, 10, 15, 20 et 25% au laitier granulé broyé des hauts fourneau seul ou activé. La méthode utilisée est celle du Proctor modifié détaillée par la norme ASTM D 1557. Six éprouvettes de sol passant à travers le tamis N°4 (4.75mm) ont été préparées à des teneurs en eau ascendantes pour chaque proportion. Le malaxage des mélanges sol-laitier a été effectué en utilisant un malaxeur mécanique selon la méthode de la norme ASTM D3551-90 présentée ci-dessus. Le mélange a été conservé dans des sachets en plastique bien étanches et laissé dans l'humidificateur à une température contrôlée de $23 \pm 1.7^\circ\text{C}$ et un taux d'humidité vérifié de 100% pendant un temps de maturation de 24h comme recommandé dans le guide technique réalisé par Dallas Little (1999, 2000) de l'Association Nationale de la Chaux (NLA) aux Etats Unies. Ensuite, chaque sol traité ou non a été compacté dans un moule métallique Proctor de diamètre de 101.6mm et de volume de 944cm^3 en trois couches de sol d'épaisseurs égales (Figure4.9). Chaque couche été soumise à vingt-cinq coups, produisant chacun un effort de compactage de $2,700\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$, repartis uniformément sur la surface superficielle du matériau au moyen d'une dame de 4.54kg tombant d'une hauteur constante de 457mm. Après extraction par

vérin hydraulique de l'éprouvette de sol du moule, la teneur en eau et la densité sèche sont par la suite calculés et reportés sur un graph permettant le traçage de la courbe représentant la variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau. La teneur en eau optimale OMC et la densité sèche max MDD Sont ensuite déduites.



Figure 4.9 Dames, moule CBR et Proctor, Extracteur manuel pour essai de compactage

Essai de Compression Simple (UCST).

Les paramètres de compactage OMC et MDD correspondant aux différents proportions d'ajouts ont été utilisés dans la préparation des éprouvette de sol destinées aux essais de compression par écrasement en vue de déterminer la valeur de de Compression Simple (UCS). Deux séries d'essais ont été planifiées. La première porte sur l'influence de la proportion et du type de l'ajout hydraulique GGBFS ou GGBFS activé sur la valeur de la contrainte de compression simple à la rupture UCS du sol. La seconde série concerne l'influence du temps de cure sur cette même résistance. La préparation du matériau pour la confection des différentes éprouvette est la même que celle décrite auparavant en section 4.3.1.

Influence du laitier sur la Compression Simple : Le matériau est ensuite compacté en trois couches dans un moule Proctor de dimension 101mm de diamètre et 111mm de hauteur aux valeurs des paramètres de compactage OMC et MDD obtenues lors des essais de compactage relatif à chaque proportion d'ajout hydraulique c'est-à-dire 5, 10, 15, 20 et 25% de laitier. Les éprouvettes de sol traitées et non traitées sont ensuite protégée d'un film en plastique transparent et mises dans des sacs étanches pour être conservées dans un humidificateur. Après 24h de conservation, l'écrasement des éprouvettes a été effectué sur une presse mécanique de type BeraTest model YIMC108C (Figure 4.10). Cette essai de compression simple non confiné (UCST) a été réalisé en un maximum de temps de 15minutes afin d'éviter toute dissipation de la pression interstitielle et échappement d'eau. L'essai a été effectué selon la norme ASTM D 5102-96.



Figure 4.10 Presse mécanique Beta Test model YIM108C

Influence du Temps de Cure sur la Compression Simple : Une deuxième série d'essai de compression simple a été effectuée pour les pourcentages d'ajout de 5, 10, 15, 20 et 25% d'additives. Le paramètre étudié dans cette campagne d'essai étant l'effet du temps de conservation (*Curing Time*) sur la compression simple. Pour chaque temps de cure (3, 7, 14, 21, et 28 jours) trois éprouvettes ont été préparées et conservées dans l'humidificateur. Ces éprouvettes ont été écrasées par la suite pour déterminer la valeur de résistance à la compression simple UCS (Unconfined Compression Shear).

Essai de Gonflement linéaire

Le gonflement linéaire du sol artificiel non traité et traité est évalué par la méthode '*Free Swell Method*' pour les conditions de masse volumique sèche maximale MDD et la teneur en eau optimale OMC obtenues lors de l'essai de compactage du sol non traité. Le matériau est préparé selon la méthode détaillée en section 4.3.1 puis compacté au Proctor Modifié dans un moule CBR de dimension $15.2\text{cm} \times 152\text{cm}$ avec une base perforée en cinq couches d'épaisseurs égales. Cinquante-cinq coups sont répartis à la surface de chaque couche de sol au moyen d'une dame de 4.5kg. Après avoir placé un filtre en papier entre le matériau et la base, la charge qui n'est autre qu'un anneau de surcharge fondu normalisé de type M&O de 2,27 kg est appliquée au sol par l'intermédiaire d'une plaque de chargement, Le tout est mis dans un bac rempli de 10 cm d'eau. La mesure de la variation de la hauteur est faite au moyen d'un comparateur au 1/100 avec une course 10 placé au-dessus d'un axe fixé à la plaque de chargement par l'intermédiaire d'un support de comparateur comme le montre la figure 4.11.



Figure 4.11 Outils pour l'essai de gonflement linéaire (moule CBR avec une base perforée, plaque de chargement, anneau de chargement fondu normalisé de type M&O

Les lectures de la variation linéaire (gonflement absolu) de l'éprouvette de sol sont prises pour une période d'un mois et les résultats sont ensuite tracés sous forme de courbe de gonflement. La figure 4.12 présente le système de chargement de 5 éprouvettes de sol à différents pourcentages d'additifs



Figure 4.12 Cinq Systèmes de mesure de gonflement de sol en cours

ESSAIS ET INTERPRETATIONS

5.1 INTRODUCTION

Le chapitre essais et interprétations présente les résultats des essais entrepris en laboratoire afin d'évaluer l'efficacité de l'ajout du laitier granulé broyé des hauts fourneaux (GGBFS) produit par l'usine métallurgique d'El Hadjar-Annaba dans la stabilisation d'un sol fin représentatif des sols problématiques (limite de liquidité supérieure à 60%). Les sols à problèmes sont des matériaux largement répandus dans les zones arides et semi-arides en Algérie et en Afrique du nord en général mais aussi ils peuvent être trouvés un peu partout dans le monde comme les Etats Unis d'Amérique, l'Inde, l'Australie, l'Afrique du sud et pas mal de pays du Moyen Orient. L'influence de ce sous-produit industriel sur les propriétés physiques et mécaniques du sol a été étudiée par la conduction de plusieurs essais géotechniques sur des éprouvettes de sol non traitées et traitées avec ce résidu industriel. Les essais englobent la détermination de la densité spécifique, un paramètre utile pour le calcul des autres caractéristiques physiques de sol; la granulométrie par sédimentation pour pouvoir tracer la courbe de distribution des particules solides et déterminer la fraction de sol dominante; les essais de plasticité pour évaluer les limites d'Atterberg; le compactage par la méthode Proctor Modifié afin d'obtenir la teneur en eau optimale et la densité sèche max; l'essai de compression non confinée pour déterminer la résistance et sa variation en fonction du temps de cure et enfin l'essai de gonflement linéaire de ce sol constitué par la combinaison de 85% kaolinite plus 15% bentonite.

5.2 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LE PH DU SOL

La première étape dans la stabilisation du sol constitué est la détermination de la proportion minimale de laitier granulé requise pour l'amélioration de ses propriétés à long terme. La méthode Eades et Grim développée initialement pour la chaux a été utilisée pour évaluer cette valeur comme recommandé par Salvati (2004). Pour cela des essais au PH-mètre ont été conduits sur des éprouvettes de sol préparées préalablement et les résultats de l'influence de la proportion d'ajout du laitier granulé broyé sur le Potentiel Hydrogène corrigé à 25°C du sol fin sont présentés sur la figure 5.1. Celle-ci montre que le sol dans son état initial non traité présente un PH de 8.50. L'ajout du laitier seul non activé jusqu'à 5% en poids sec résulte en un accroissement progressif du PH pour atteindre une valeur de 10.50. Au-delà de 5% d'additif, le PH semble évoluer indépendamment de la quantité ajoutée du laitier granulé broyé des hauts fourneaux. Ainsi, la proportion de 5% Laitier granulé seul représente le point de changement de l'allure de la courbe. Eades and Grim (1966) recommandent la proportion d'ajout correspondant à ce point de plus grande courbure comme étant le pourcentage initial pour traiter et stabiliser les sols fins. Il correspond en réalité à la valeur minimale nécessaire pour la dissolution des silicates et des aluminates des minéraux argileux et la mobilité des ions dans le sol fin.

La tendance de la courbe représentant la variation du PH en fonction du pourcentage de laitier granulé a aussi été observée et publiée dans plusieurs travaux antérieurs dont ceux d'Indraratna (1991.), Ouf (2001), Haque et al (2007). Toutefois, certains résultats obtenus par AL Rawass (2002) lors de l'ajout du laitier granulé à un sol naturel de la région d'EL Khod à Oman, une légère diminution de la valeur du PH du sol traité a été observée, cela est probablement dû à la composition minéralogique du sol utilisé.

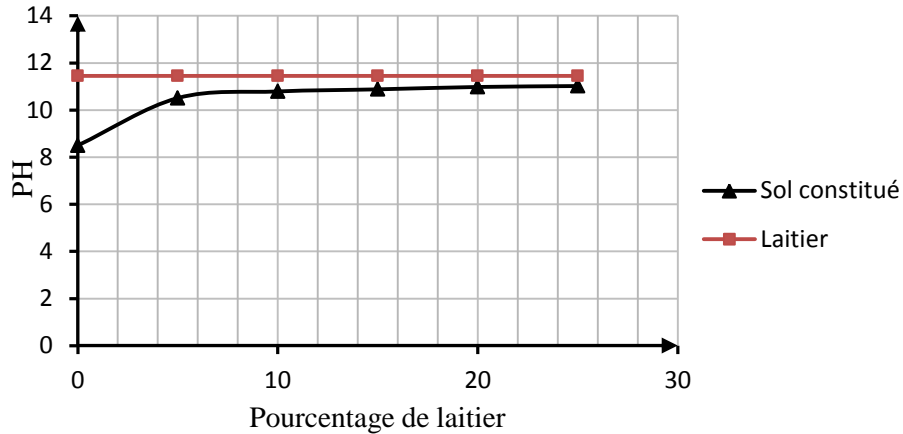


Figure 5.1 Evolution du PH du sol traité en fonction du % de laitier

Le laitier granulé broyé des hauts fourneaux d'EL Hadjar possède une réaction latente et par conséquent son activation par la chaux hydratée s'avère alors nécessaire. Les figures 5.2 et 5.3 illustre les variations du PH du sol préparé et stabilisée avec du laitier activée successivement à 15% et 20% de chaux hydratée. Les valeurs du PH du sol constitué traité avec du laitier granulé activée à ces deux proportions d'additifs sont pratiquement les mêmes. Des valeurs de 13.01 et 13.04 respectivement pour un maximum d'ajout de 25% laitier activé à la chaux hydratée sont obtenues. Par conséquent, la stabilisation du sol fin constitué au laitier granulé activé à 15% de chaux hydratée a été alors adoptée dans cette thèse. Le laitier activé sera alors composé de 85% laitier seul en plus de 15% chaux hydratée c'est-à-dire une combinaison de (85% GGBFS+15% CaO).

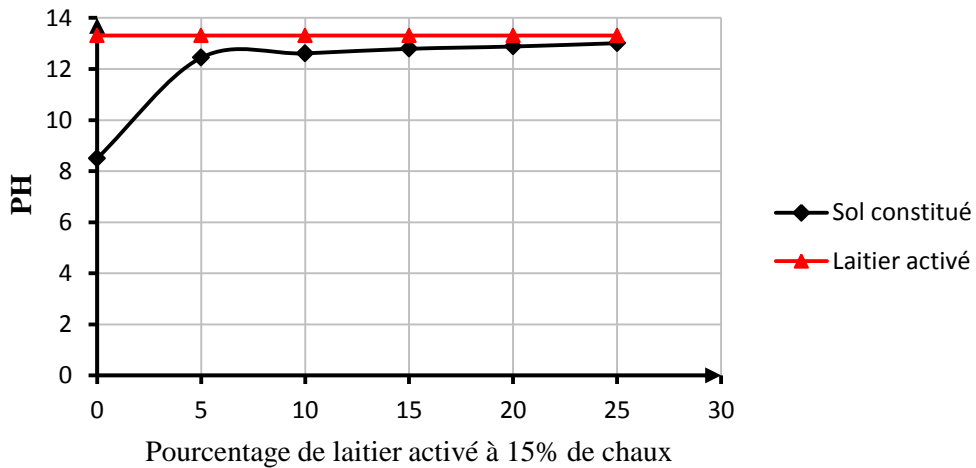


Figure 5.2 Evolution du PH du sol traité en fonction du % de laitier activé à 15% de chaux

La proportion de 15% de chaux hydratée a été choisie comme étant la valeur maximale pouvant être employé afin que toute amélioration des propriétés du sol fin stabilisé au laitier activé soit uniquement attribuée à l'ajout du laitier granulé et non à l'effet de la chaux hydratée Salvati (2004).

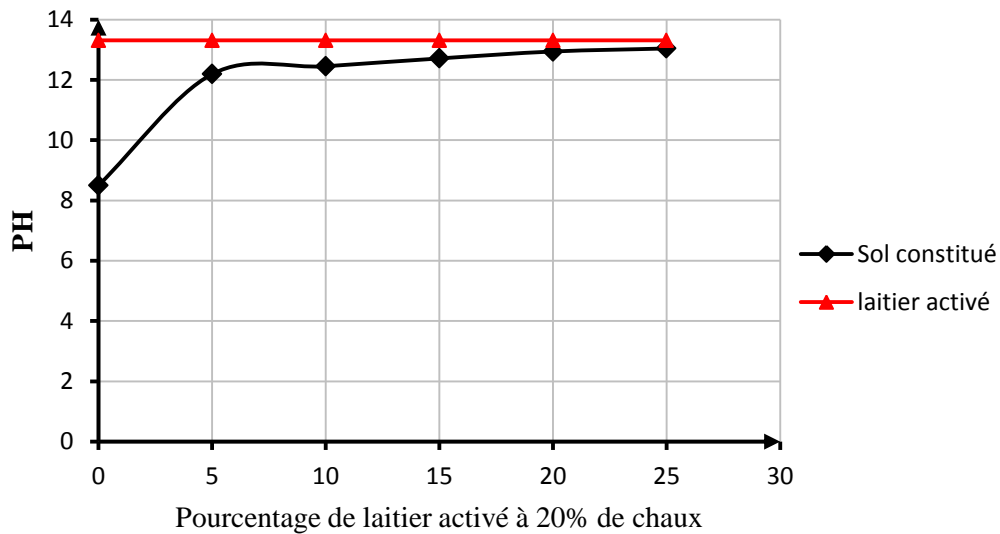


Figure 5.3 Evolution du PH du sol traité en fonction du % de laitier activé à 20% de chaux

La figure 5.4 présente la comparaison de l'évolution du PH lorsque le sol est traité au laitier seul (100% GGBFS) et le sol stabilisé au laitier activé avec la combinaison de (85% GGBFS+15% CaO). Il est clair et bien évident d'après le graphe que le sol stabilisé au laitier activé résulte en un PH plus élevé que celui traité au laitier uniquement et cela pour toutes les proportions d'ajout utilisées. Ce qui se traduit par une meilleure dissolution des silicates et des aluminates de la proportion argileuse du sol stabilisé au laitier activé et meilleure mobilité des ions lors des réactions ioniques. Ce résultat conforte les observations rapportées par Ouf (2001) et Higgins (2005).

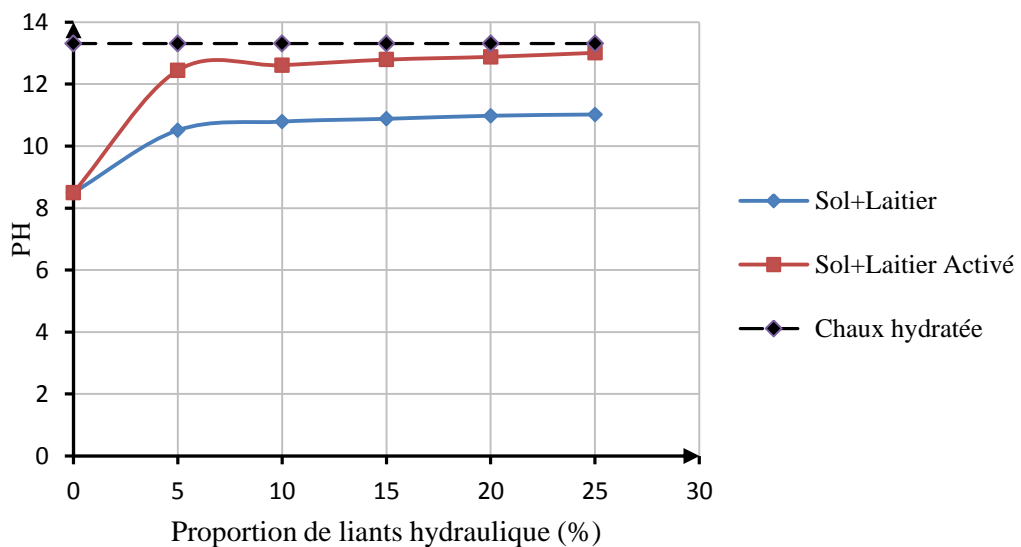


Figure 5.4 Evolution du PH du sol traité en fonction du % des liants hydrauliques

5.3 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LA DENSITE SPECIFIQUE DU SOL

La densité spécifique d'un sol G_s est un paramètre important en mécanique des sols. Elle permet le calcul des autres propriétés physiques nécessaires à toute étude géotechnique. C'est pour cela que l'influence de l'ajout de laitier granulé broyé seul (100% GGBFS) sur la densité des particules solides du sol fin a fait l'objet d'une étude. Les résultats obtenus pour une meilleure lisibilité sont présentés sous forme d'histogrammes dans la figure 5.5. Celle-ci montre clairement un accroissement du constituant des grains solides lorsque le pourcentage d'ajout du laitier augmente. Le constituant des grains solides passe d'une valeur de 2.58 pour le sol fin non traitée à 2.62 pour 5% d'ajout, 2.65 pour 10%, 2.66 pour 15%, 2.68 pour 20% et 2.70 pour 25% de laitier granulé seul. Cette évolution a déjà été reportée dans le passé par le chercheur Turque Veycel Yazici (2004).

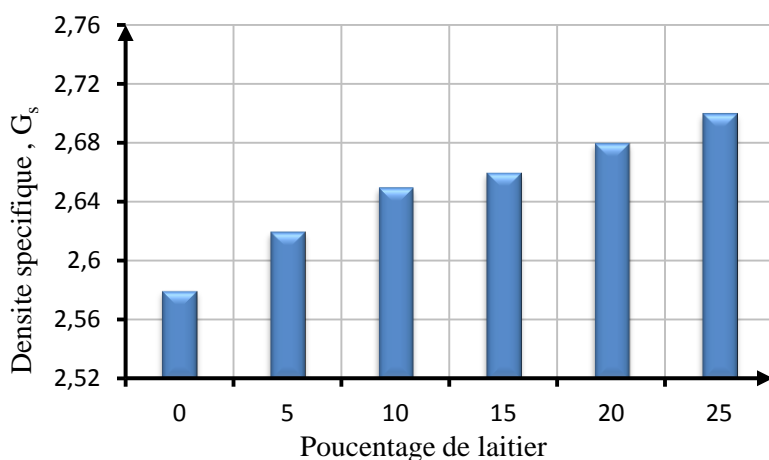


Figure 5.5 Evolution de la Densité Spécifique G_s en fonction du % de laitier

La figure 5.6 suivante représente la variation de la densité spécifique des particules solides G_s du sol traité au laitier activé à 15% de chaux. Les histogrammes obtenus montrent clairement une allure ascendante de la densité spécifique G_s . Elle passe de la valeur initiale de 2.58 pour le sol fin non traité à une valeur de 2.77 pour un sol stabilisé à 25% pour la combinaison (85% GGBFS+15%CaO).

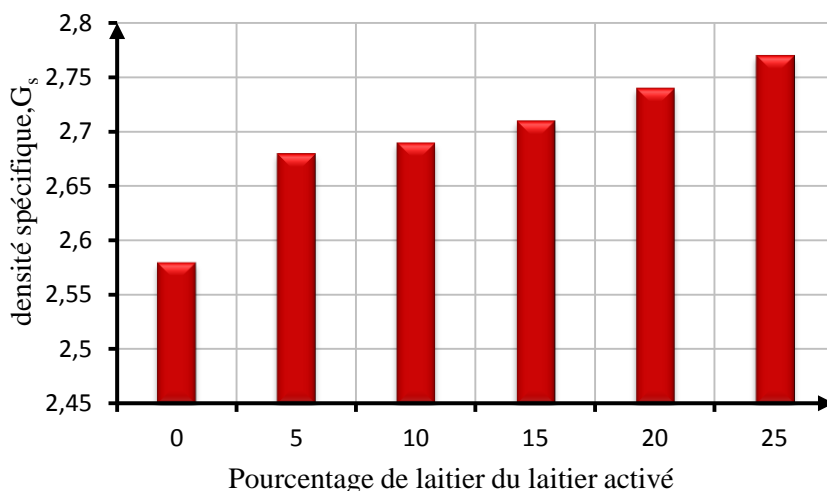


Figure 5.6 Evolution de la Densité Spécifique G_s en fonction du % de laitier activé

La comparaison de L'influence des additifs de laitier non activé (100% GGBFS) et de laitier activé (85% GGBFS+15% CaO) sur l'évolution de la densité spécifique du sol fin utilisé est illustrée sur la figure 5.7. En effet, l'activation du laitier granulé broyé de haut fourneau avec de la chaux hydratée a donné des valeurs de gravité spécifique plus élevées qu'avec l'addition de laitier seul et cela pour toutes les quantités de stabilisants utilisés, rendant ainsi le sol beaucoup plus dense. Les mêmes observations ont été rapportées auparavant par Veycel Yazici (2004) lors d'une étude sur l'utilisation du laitier granulé broyé local de Turquie.

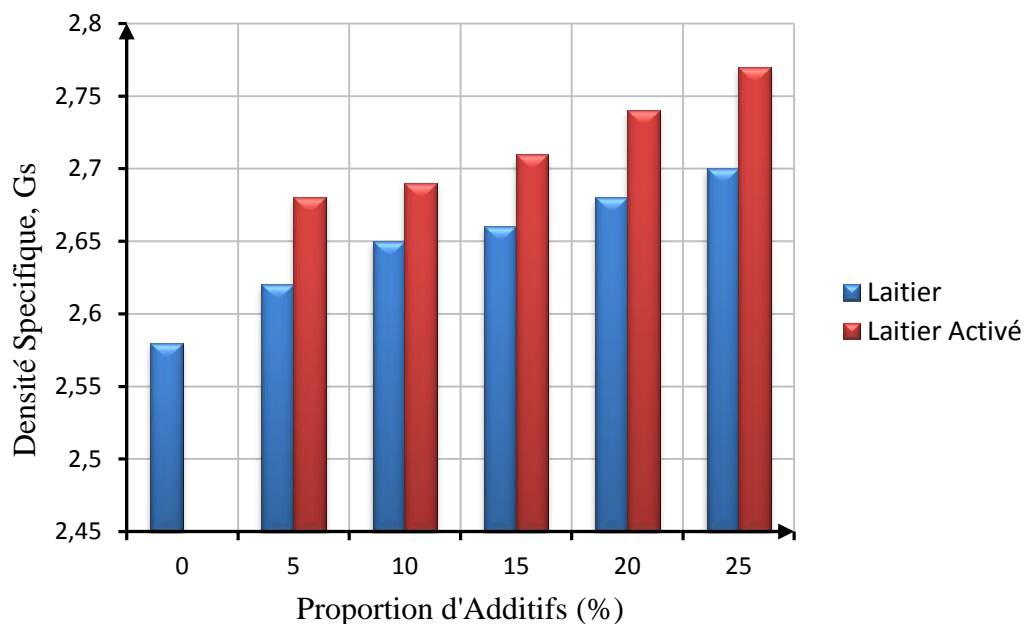


Figure 5.7 Evolution de la densité spécifique G_s des sols traités au laitier et au laitier activé

5.4 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LA GRANULOMETRIE DU SOL

Les courbes de distribution des particules de sol des échantillons traités à différents pourcentages de laitier sont représentées graphiquement sur la figure 5.8 ensemble avec les courbes granulométriques pour l'échantillon de sol non traité et celle de l'additif hydraulique à 100% GGBFS. L'addition de laitier granulé broyé des hauts fourneaux a provoqué une translation des courbes granulométriques des échantillons traités à différents pourcentages d'ajout, loin de l'échantillon non traité (0% GGBFS) vers le côté plus grossier. Cette translation des courbes est plus importante lorsque le pourcentage d'additif est plus élevé. Elle semble être principalement due à l'addition de grosses particules du laitier granulé qui renforcent le sol et probablement une réaction physico chimique initiale due à l'adsorption d'eau et l'échange ionique entre le laitier et les particules plus fines de la fraction d'argile pour former des particules grosses, une modification désignée souvent par le phénomène de floculation. Une observation similaire a été rapportée dans la littérature par Ashish Kumar (2014) et Veycel Yazici (2009).

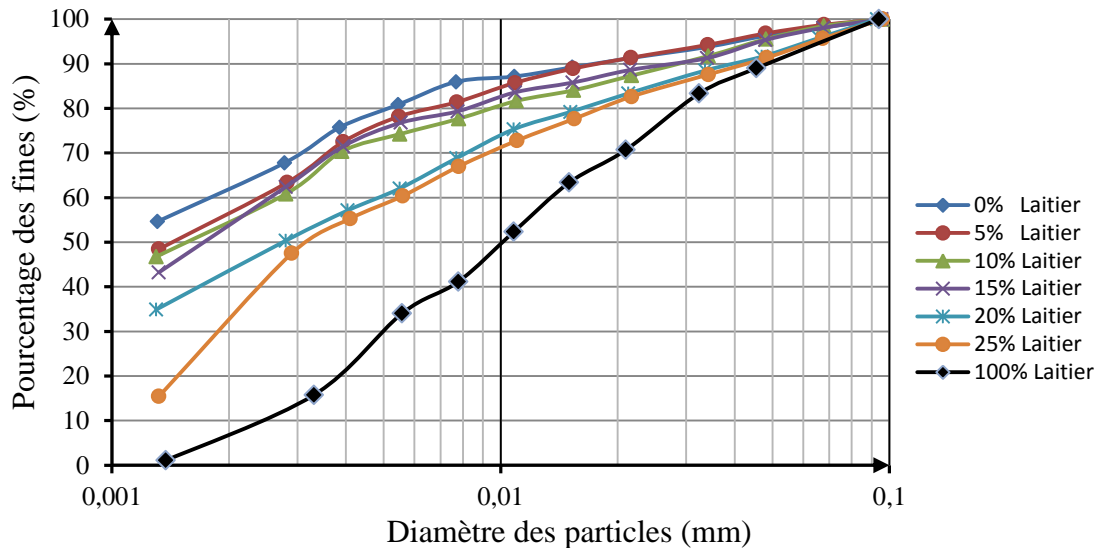


Figure 5.8 Courbes granulométriques du sol traité et non traité au laitier granulé

5.5 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LES LIMITES D'ATTERBERG DU SOL

Cette section présente la discussion des résultats obtenus concernant l'influence du laitier granulé seul (100% GGBFS) et du laitier granulé activé à la chaux hydratée avec la combinaison de (85% GGBFS+15% CaO) sur les propriétés de plasticité du sol fin étudié. Les caractéristiques de plasticité des sols fins sont souvent exprimées en termes de limite de liquidité (LL), de limite de plasticité (PL) et d'indice de plasticité (IP). Ses limites représentent les valeurs des teneurs en eau exprimées en pourcentage pour une masse sèche du sol testé comme définies pour la première fois par l'ingénieur agronome suédois Atterberg en 1911 et décrites par la méthode standard-ASTM-D 4318. Leur détermination est nécessaire car elle représente un indice très important pour la classification et la caractérisation des sols fins et permet aussi de comprendre au mieux leur comportement. Dans le présent travail, les limites d'Atterberg ont été déterminées pour les échantillons de sol non traités, les échantillons de sol stabilisés au laitier seul et les échantillons de sol stabilisés au laitier activé à la chaux après vingt-quatre heures de maturation. Pour chaque condition de sol préparé, deux essais ont été conduits et la valeur moyenne des deux résultats obtenus est prise comme étant la teneur en eau correspondante si la différence ne dépasse pas les 2%. Dans le cas contraire, un troisième essai est alors effectué pour prendre la valeur moyenne des résultats les plus proches.

5.5.1 Sol traité au laitier seul

Limites de liquidité

Les figures 5.9 à 5.15 présentent les résultats des essais des limites de liquidité pour les échantillons de sol non traités suivi de ceux stabilisés à 5, 10, 15, 20 et 25% laitier granulé de la masse sèche de sol comme unique liant hydraulique. Les valeurs des limites de liquidité trouvées sont

respectivement 79.55%, 77.01%, 76.54%, 75.85%, 71.81% et 66.37%. Ces valeurs sont résumées au tableau 5.1 en fonction des proportions de laitier granulé broyé des hauts fourneaux utilisées.

Tableau.5.1 Valeurs des limites de liquidité en fonction du % de laitier

Laitier	Limite de liquidité (LL)
0%	79,55
5%	77,01
10%	76,54
15%	75,85
20%	71,81
25%	66,37

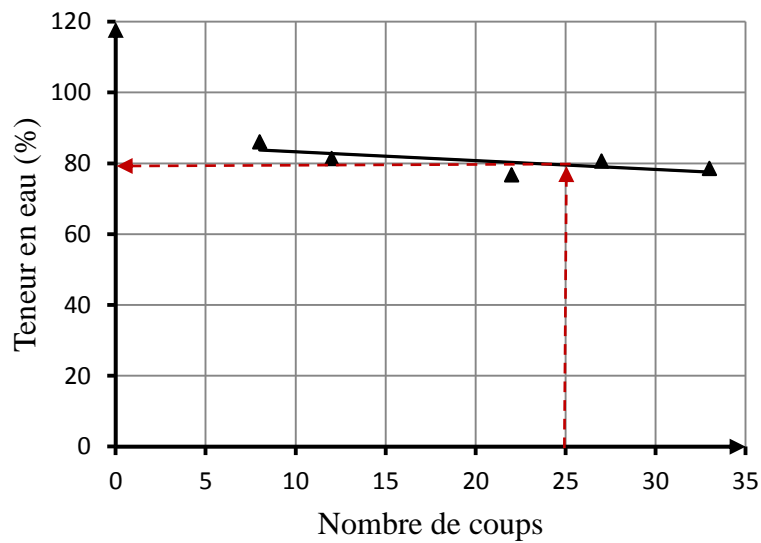


Figure 5.9 Limite de liquidité du sol non traité (0% laitier)
(LL=79.55%)

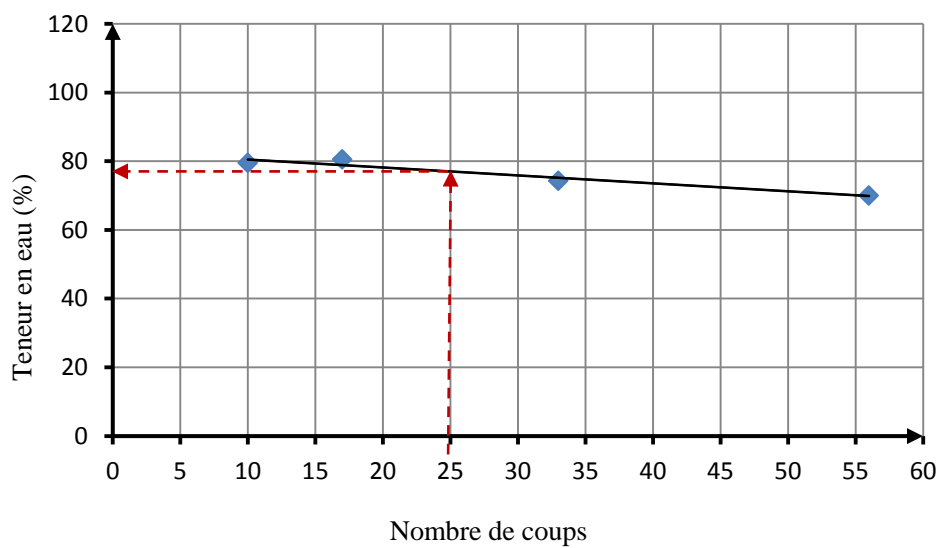


Figure 5.10 Limite de liquidité du sol traité à 5% de laitier
(LL=77.01%)

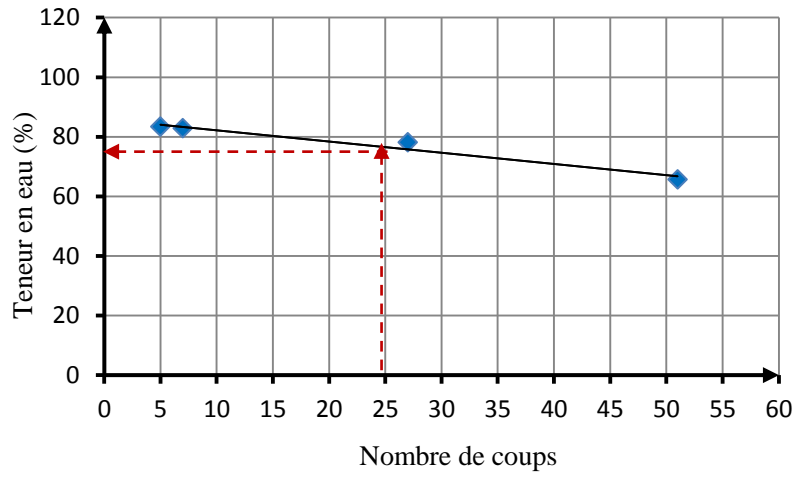


Figure 5.11 Limite de liquidité du sol traité à 10% de laitier
(LL=76.54%)

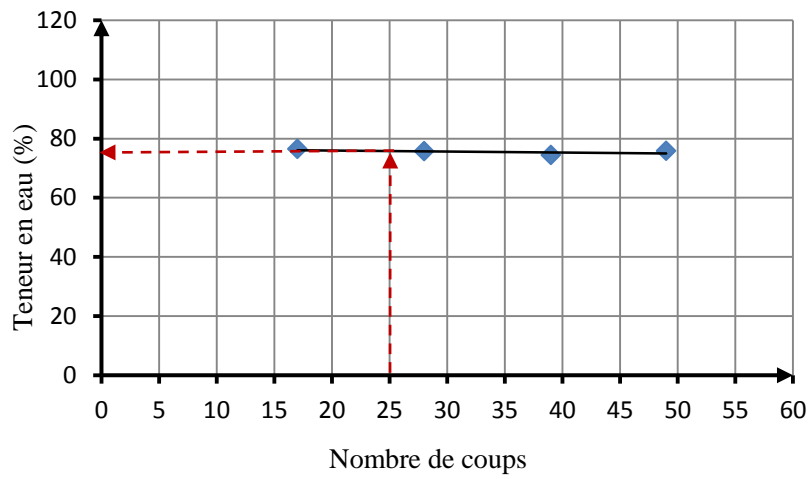


Figure 5.12 Limite de liquidité du sol traité à 15% de laitier
(LL=75.85%)

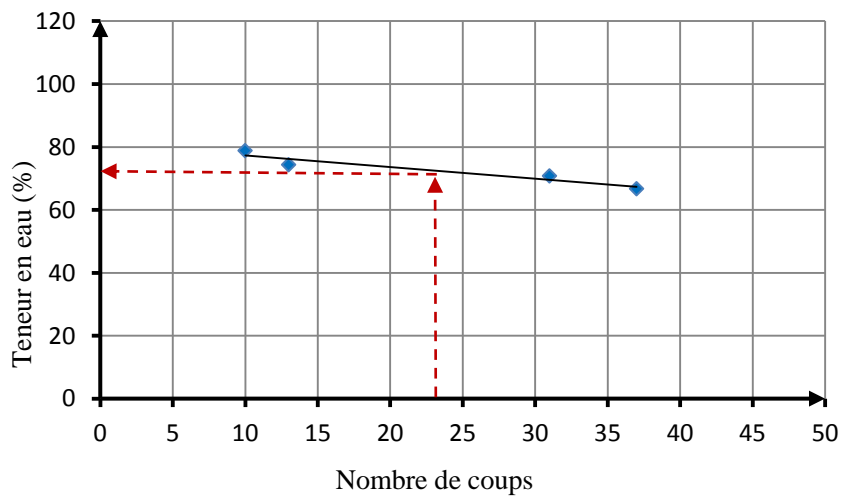


Figure 5.13 Limite de liquidité du sol traité à 20% de laitier
(LL=71.81%)

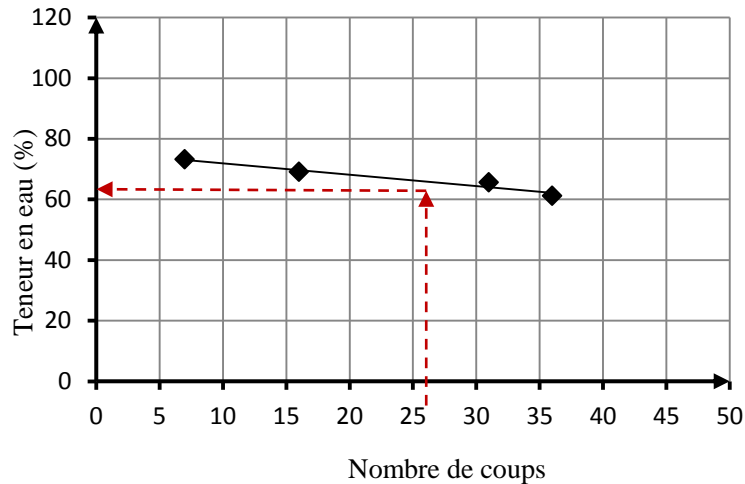


Figure 5.14 Limite de liquidité du sol traité à 25% de laitier
(LL=66.37%)

L'évolution de la limite de liquidité en fonction de l'augmentation du pourcentage de laitier granulé ajouté est donnée par la figure 5.15 sous forme d'histogrammes. Celle-ci montre une légère diminution de la limite de liquidité lorsque le pourcentage d'ajout croît de 0 à 15%. En effet, la limite de liquidité passe respectivement d'une valeur de 79,55% à 75,85%. Au-delà de 15% d'ajout, la limite de liquidité semble diminuer plus rapidement pour atteindre 66,37% pour un maximum de 25% de laitier

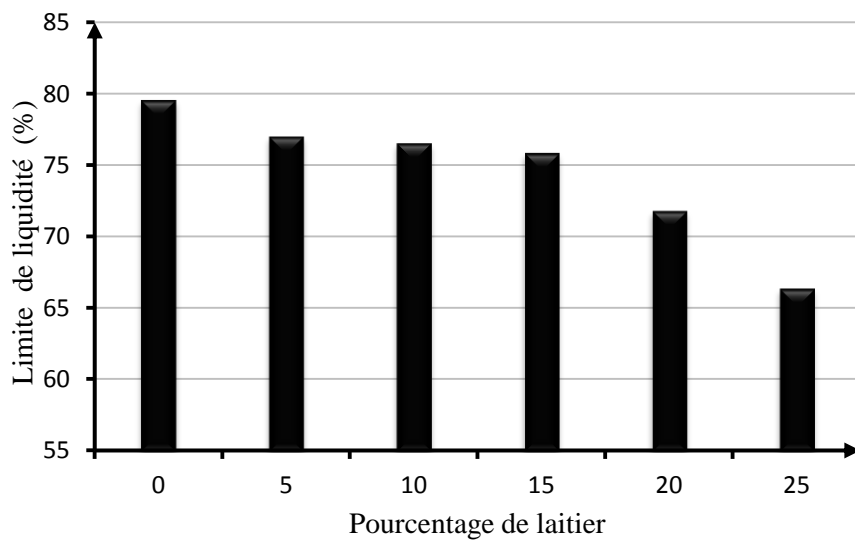


Figure 5.15 Evolution de la limite de liquidité en fonction du % de laitier

Limites de plasticité

L'influence de l'addition du pourcentage du laitier broyé sur la limite de plasticité a aussi été étudiée et les résultats sont résumés au tableau 5.2 puis représentés sur la figure 5.16. Ce graphe montre clairement qu'une augmentation des proportions du laitier granulé jusqu'à 15% engendre une

légère diminution de la limite de plasticité. Avec 20 et 25% d'ajout, la diminution de la limite de plasticité est plus accentuée. Elle passe à 35,03 et 30,87% respectivement pour les pourcentages précités.

Tableau 5.2 Valeurs des limites de plasticité en fonction du % de laitier

Laitier	Limite de plasticité (LP) (%)
0%	41,66
5%	39,75
10%	39,3
15%	36,36
20%	35,03
25%	30,87

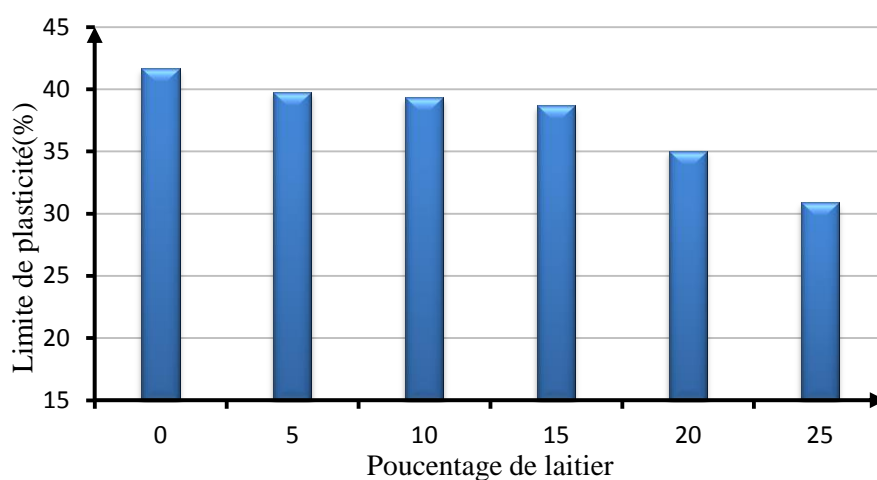


Figure 5.16 Evolution de la limite de plasticité en fonction du % de laitier

Ces diminutions des limites de liquidité et de plasticité sont probablement dues à la réaction initiale physico-chimiques qui dégage de la chaleur et provoque l'évaporation des eaux dans la matrice, Ces observations ont été faites aussi par un certain nombre de chercheurs un peu partout dans le monde dont Ouf (2001) en Angleterre, AL Rawas et al (2002) en Ecosse, Yazici et al (2004) en Turquie et Mgangira (2006) en Afrique du sud travaillant chacun avec les laitiers respectifs de leurs pays.

Indice de plasticité

La figure 5.17 présente l'évolution de l'indice de plasticité en fonction des différentes proportions de laitier granulé ajoutés. Les résultats montrent une légère diminution de l'indice de plasticité essentiellement dû à la réaction lente de ce laitier et la présence de substance inerte tel que le quartz dans le sol. La stabilisation de ce sol fin au laitier seul (100% GGBFS) ne semble pas donner comme souhaitée une amélioration substantielle de la maniabilité du sol. Les valeurs d'indice de plasticités obtenues en fonctions des proportions ajoutées sont résumées au tableau 5.3.

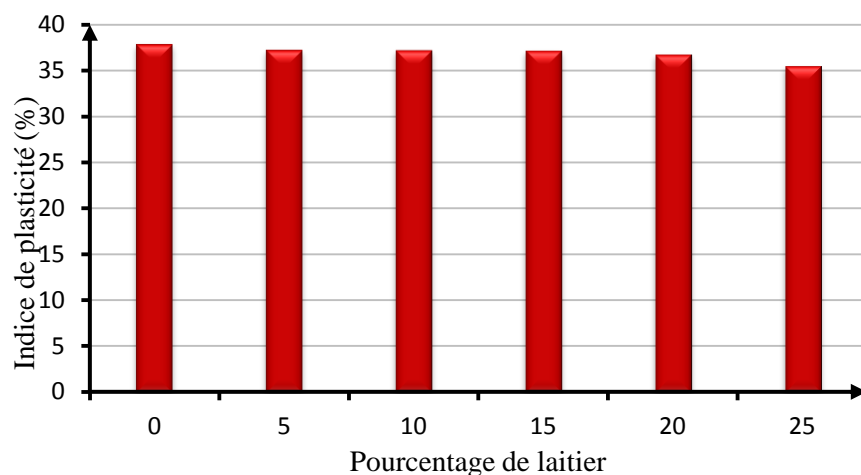


Figure 5.17 Evolution de l'indice de plasticité en fonction du % de laitier

Tableau 5.3 Valeurs des indices de plasticité en fonction du % de laitier

Laitier	Indice de plasticité (IP) (%)
0%	37,89
5%	37,26
10%	37,24
15%	37,2
20%	36,78
25%	36,5

Comparaison des résultats pour le laitier :

Les Valeurs des limites d'Atterberg obtenues (LL, LP, IP) sont regroupées dans le tableau 5.3 puis représentées dans un même graphe comme le montre la figure 5.18. Bien que l'ajout du laitier granulé seul (100% GGBFS) ait provoqué une diminution des limites de liquidité et plasticité. Cette réduction des limites d'Atterberg est essentiellement la conséquence de la translation des courbes granulométriques du sol traité au laitier vers le côté grossier due à l'augmentation des particules grosses et la réduction des particules fines. L'indice de plasticité par contre présente toujours une légère diminution d'où ce laitier d'El Hadjar, à cause de sa réaction lente, a peu d'effet sur la maniabilité du sol fin. Une accélération de cette réaction lente s'impose alors par l'ajout d'un activateur tel que la chaux, le ciment ou tout autre matériau alcalin.

Tableau 5.4 Valeurs de LL, LP et IP en fonction du % de laitier

Laitier	Limite de liquidité (LL)	Limite de plasticité (LP)	Indice de plasticité (IP)
0%	79,55	41,66	37,89
5%	77,01	39,75	37,26
10%	76,54	39,3	37,24
15%	75,85	36,36	37,2
20%	71,81	35,03	36,78
25%	66,37	30,87	36,5

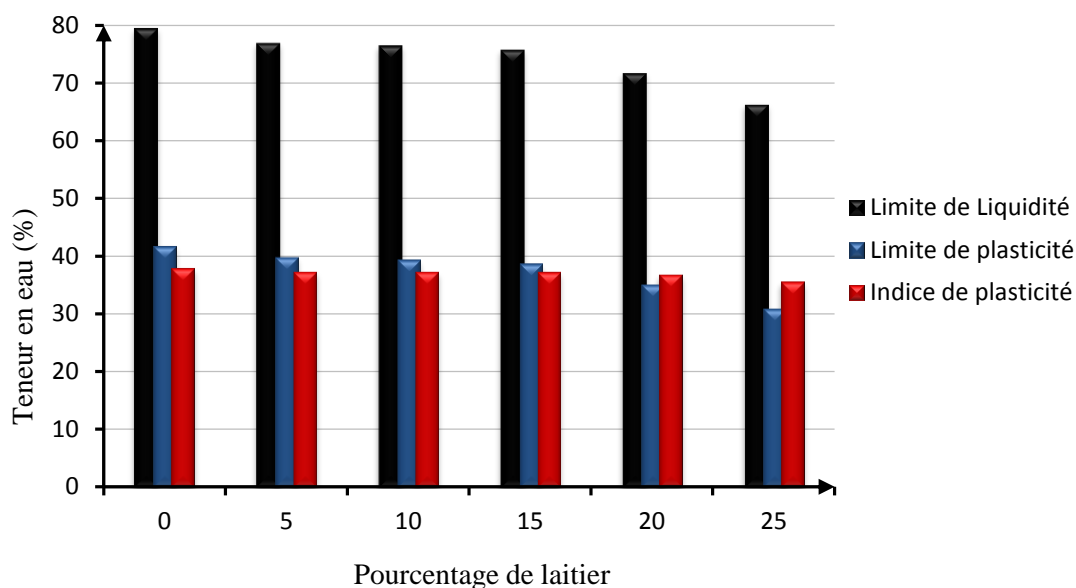


Figure 5.18 Evolution des limites d'Atterberg en fonction du % de laitier

Ces activateurs réagissent avec l'eau dans le sol pour engendrer une réaction exothermique initiale qui par la suite pour certain peut être accompagnée d'une réaction pouzzolanique. Ces phénomènes provoquent une évaporation des eaux et résultent en une amélioration certaine des propriétés des sols. La chaux hydratée est choisie pour activer le laitier granulé d'El Hadjar avec un pourcentage de 15% de la quantité totale de l'additif sec à incorporer dans le sol fin comme discuté dans les sections précédentes. Ce choix est fait suite aux recommandations faites par plusieurs auteurs entre autre Lynn Salvati (2005,2006) et Higgins(2005).

5.5.2 Sol traité au laitier activé

Limite de liquidité

Les résultats des essais de limite de liquidité du sol amélioré au laitier granulé broyé des hauts fourneaux d'El Hadjar activé à 15% de chaux hydratée sont résumés au tableau 5.5 et présentés sur les figures 5.19 à 5.23 pour les proportions 5%, 10%, 15%, 20% et 25% de la masse sèche de sol.

Tableau 5.5 Valeurs des limites de liquidité en fonction du % de laitier activé

Laitier activé	Limite de liquidité (LL)
0%	79,57
5%	77,90
10%	77,59
15%	79,25
20%	77,64
25%	75,73

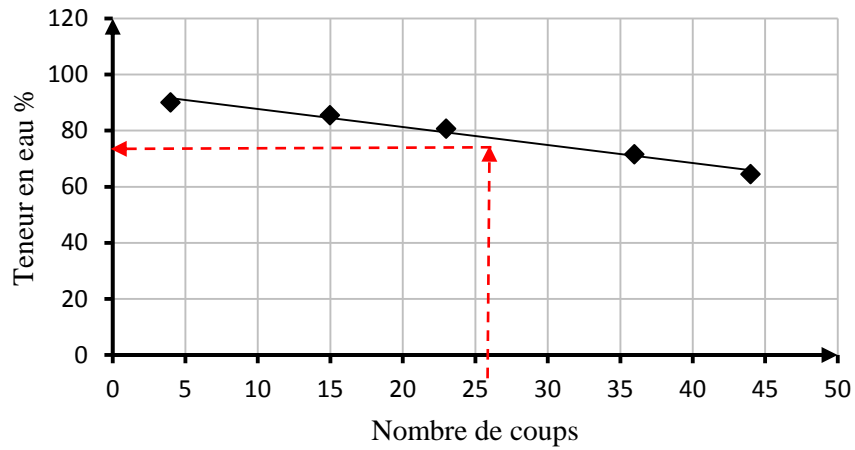


Figure 5.19 Limite de liquidité du sol traité à 5% de laitier activé
(LL=77.90%)

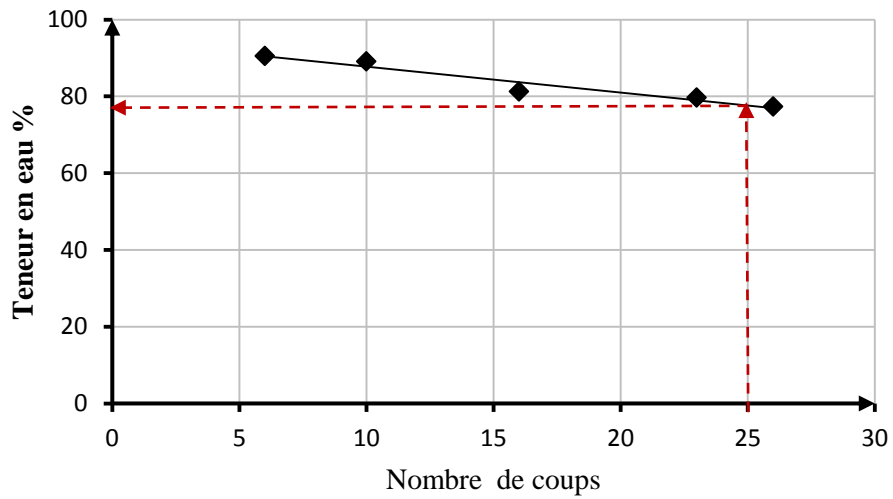


Figure 5.20 Limite de liquidité du sol traité à 10% de laitier activé
(LL=77.59%)

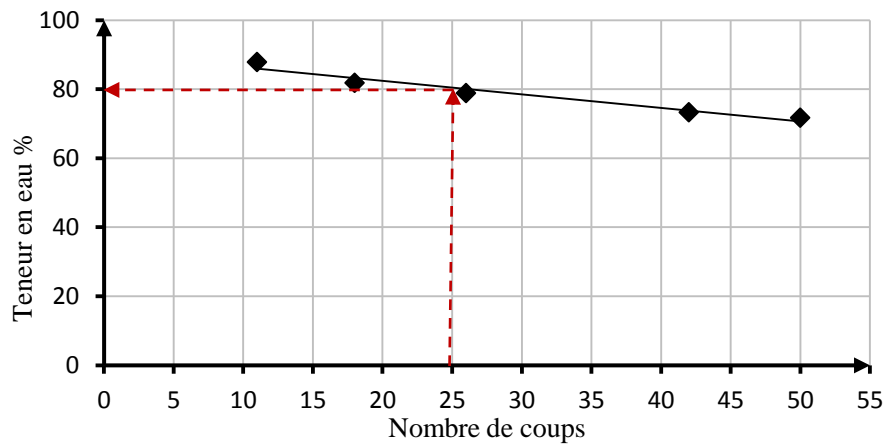


Figure 5.21 Limite de liquidité du sol traité à 15% de laitier activé
(LL=79.25%)

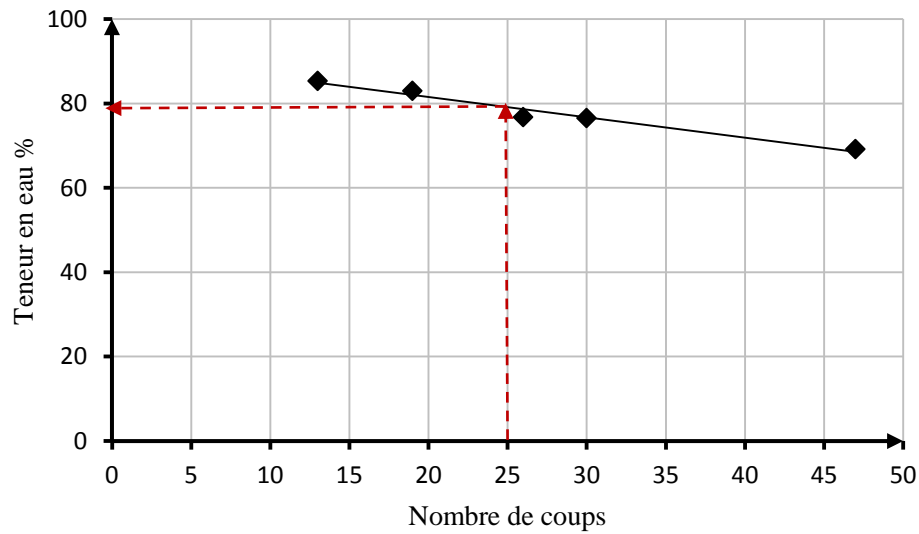


Figure 5.22 Limite de liquidité du sol traité à 20% de laitier activé
(**LL=77.64%**)

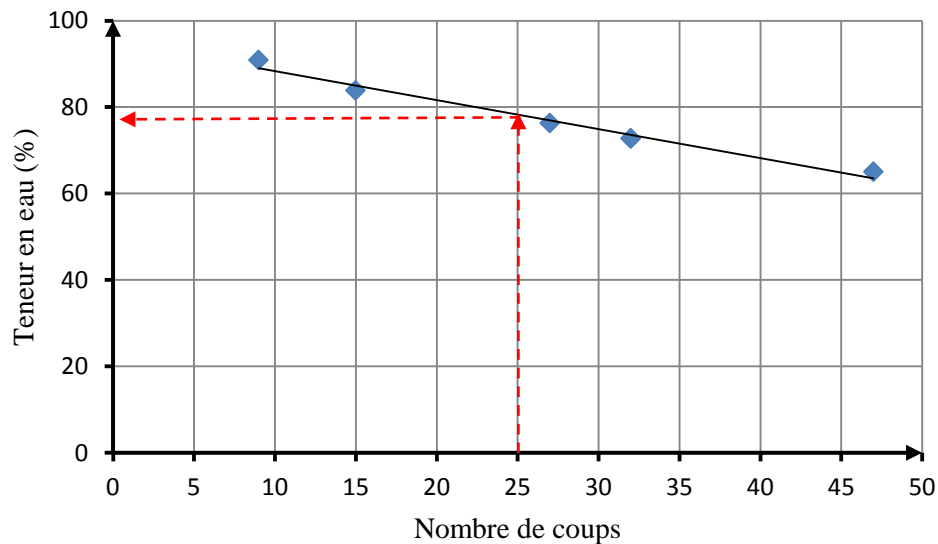


Figure 5.23 Limite de liquidité du sol traité à 25% de laitier activé
(**LL=75.73%**)

La figure 5.24 présente l'histogramme de la limite de liquidité en fonction du pourcentage de laitier activé par la combinaison (85% GGBFS+15% CaO). Le graphe montre une limite de liquidité initiale de 79.55% pour le sol fin. Avec 5% de laitier activé, la limite de liquidité atteint une valeur de 77.90% puis continue à diminuer à 77.59% pour un pourcentage total d'ajout de 10%. Cette diminution semble ralentir par la suite pour atteindre une valeur de 75.73% pour 25% de laitier activé. La réduction dans la limite de liquidité des argiles a été observée au paravent par OUF (2001) et YAZICI (2004). Elle est essentiellement le résultat de la réaction exothermique initiale due à la présence du laitier activé qui provoque l'évaporation des eaux dans le sol.

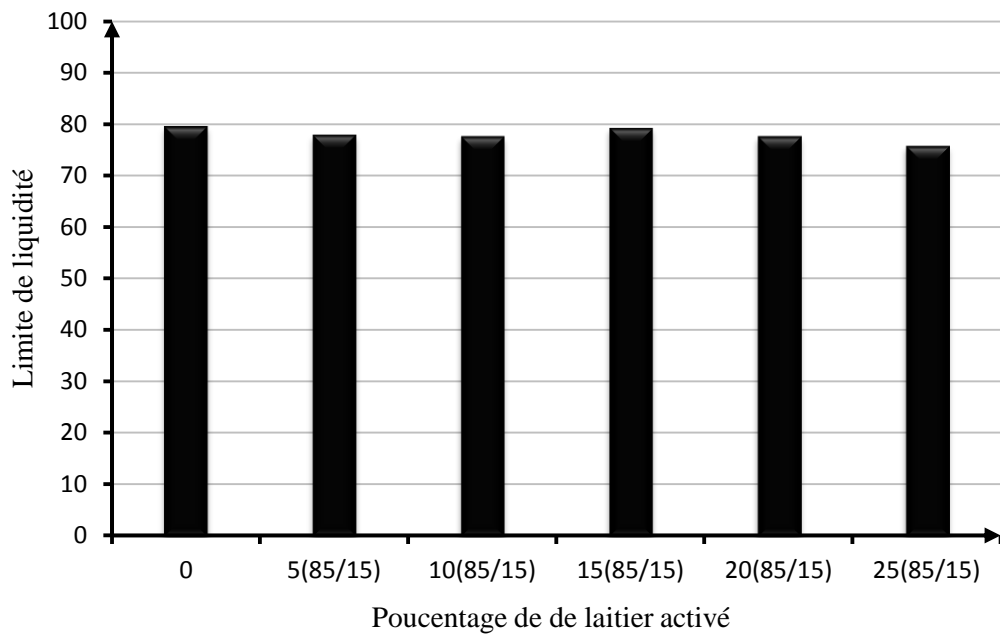


Figure 5.24 Evolution de la limite de liquidité en fonction du % de laitier activé

Limite de plasticité

Le tableau 5.6 montre une limite de plasticité de 41.66% pour le sol fin non traité. L'ajout du laitier activé à 15% de chaux, entraîne une légère diminution de cette limite de plasticité. A 5% d'ajout la limite de plasticité devient de l'ordre de 40.5%. Au-delà de cette proportion, la limite de plasticité présente un accroissement continu pour atteindre une valeur de 52.25% pour un ajout total de laitier activé égal à 25%. Ces valeurs sont représentées sous forme d'histogramme sur la figure 5.25 montrant l'évolution de cette limite d'Atterberg en fonction de l'accroissement progressive de la proportion de liant hydraulique (85 GGBFS+15% CaO).

Tableau 5.6 Valeurs des limites de plasticité en fonction du % de laitier activé

Laitier activé	Limite de plasticité (LP)
0%	41,66
5%	40,50
10%	40,67
15%	44,89
20%	47,85
25%	52,25

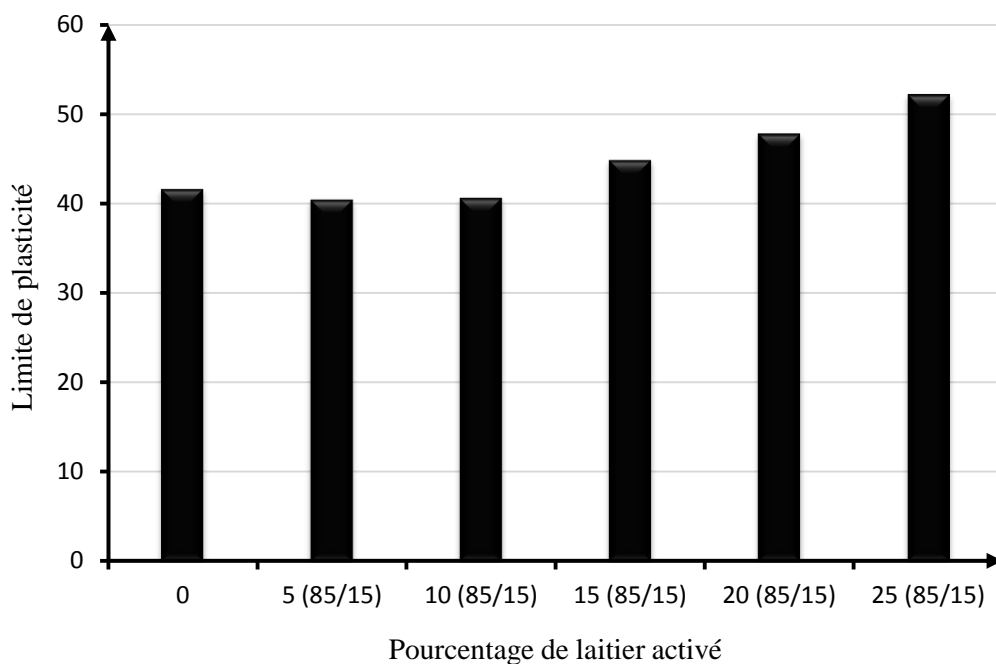


Figure 5.25 Evolution de la limite de plasticité en fonction du % de laitier activé

Indice de plasticité

Plusieurs auteurs ont montré que l'activation du laitier local avec de la chaux hydratée résulte en une augmentation de la limite de plasticité des sols fins respectifs. L'addition de cet additif provoque en effet un meilleur échange cationique et/ou une augmentation de quantité de cations dans l'argile. Les particules d'argile chargées électriquement finissent par s'attirer pour provoquer une floculation et une formation d'agrégats. Leur comportement sera semblable à celui d'un limon ou un silt avec une plasticité plus réduite. Cette réduction de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage d'ajout est confirmée par les valeurs portés au tableau 5.7 et la figure 5.26. La réduction de la limite de liquidité et l'augmentation de la limite de plasticité finissent par réduire progressivement l'indice de plasticité.

Tableau 5.7 Valeurs des indices de plasticité en fonction du % de laitier activé

Laitier activé	Indice de plasticité (IP)
0%	37,89
5%	37,40
10%	36,92
15%	34,36
20%	29,79
25%	23,48

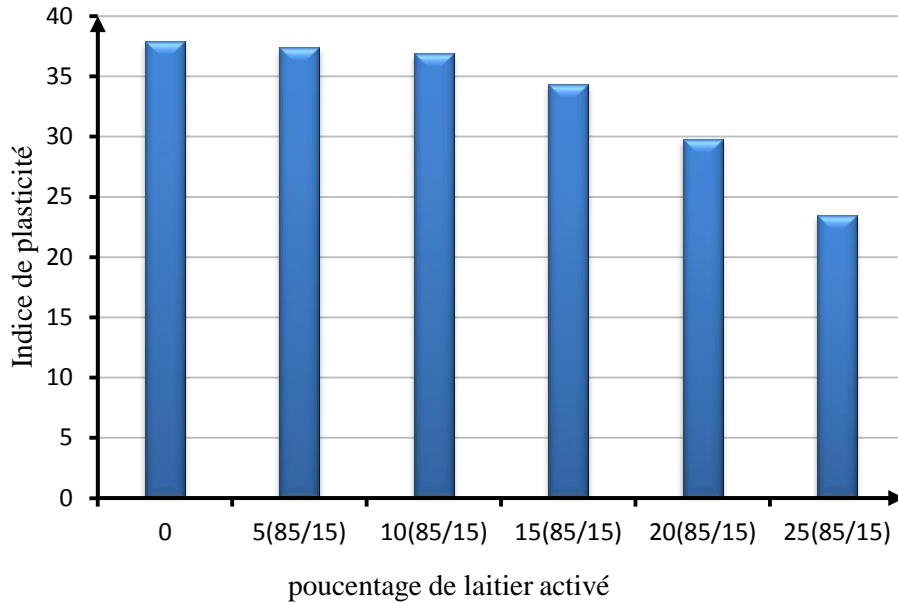


Figure 5.26 Evolution de l'indice de plasticité en fonction du % de laitier activé

Comparaison des résultats pour l'additif laitier activé :

Les valeurs des limites de liquidité, des limites de plasticité et des indices de plasticité obtenues dans le cas de la stabilisation du sol constitué en laboratoire au laitier activé sont regroupées dans le tableau 5.8 puis représentées dans un seul graphe comme le montre la figure 5.27. L'ajout du liant hydraulique avec la combinaison de (85% GGBFS+15% CaO) a provoqué une légère diminution de la limite de liquidité et une forte augmentation de la limite de plasticité ceci a entraîné une forte diminution de l'indice de plasticité. Par conséquent, le laitier granulé broyé des hauts fourneaux d'El Hadjar, lorsqu'il est activé à la chaux hydratée, apporte une amélioration importante à la plasticité des sols fins. Elle se traduit sur site par une meilleure maniabilité des sols fins permettant aisément le déplacement des engins mécaniques sur les chantiers de construction et un allongement des périodes des travaux pour inclure les saisons humides à savoir la saison d'automne et la saison d'hiver.

Tableau 5.8 Valeurs de LL, LP et IP en fonction du % de laitier activé

Laitier activé	Limite de liquidité	Limite de plasticité	Indice de plasticité
0%	79,57	41,66	37,89
5%	77,90	40,5	37,40
10%	77,59	40,67	36,92
15%	79,25	44,89	34,36
20%	77,64	47,85	29,79
25%	75,73	52,25	23,48

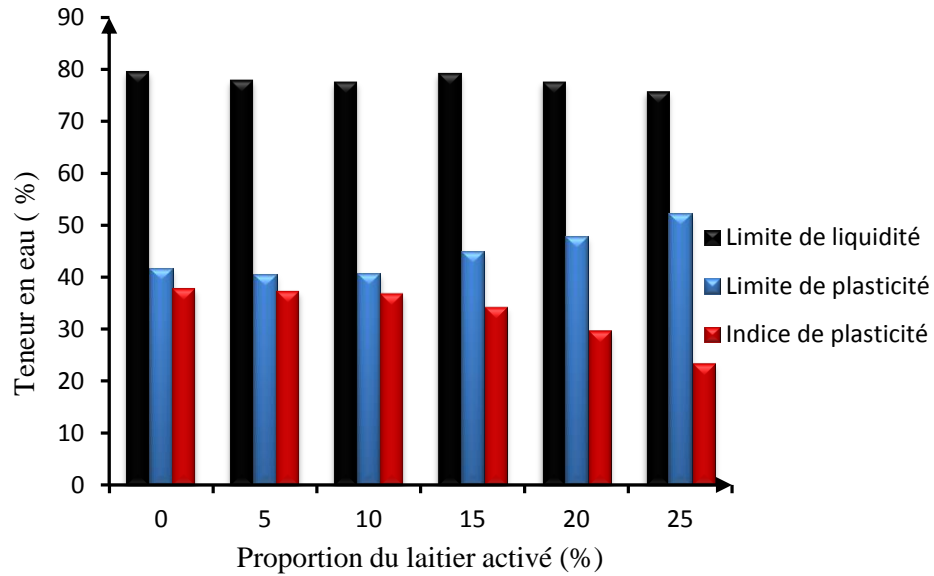


Figure 5.27. Influence du laitier activé sur les limites d'Atterberg

5.5.3 Comparaison des résultats pour les additifs laitier et laitier activé

Afin de mieux évaluer l'effet des deux ajouts utilisés dans ce programme de recherche sur les propriétés de plasticité, une comparaison des résultats obtenus pour chacun des deux additifs est alors nécessaire. La figure 5.28 illustre la différence dans l'évolution de la limite de liquidité des deux ajouts. Si la limite de liquidité pour le laitier seul montre une diminution lorsque le pourcentage de liant hydraulique augmente, la limite de liquidité pour le cas du laitier activé par contre a engendré une légère hausse. L'augmentation de cette limite d'Atterberg est due à la liaison entre le liant utilisé et les particules fines de l'argile et pas nécessairement due à la réaction cationique (Daniels, 1971)

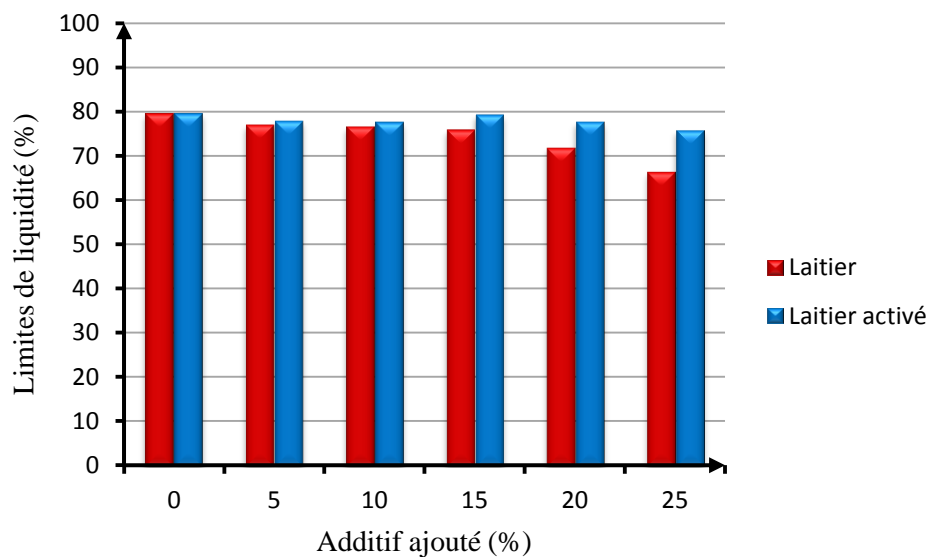


Figure 5.28 Comparaison des limites de liquidité du sol traité au laitier et au laitier activé

L'évolution de la limite de plasticité pour les sols traités au laitier seul et au laitier activé est donnée sur la figure 5.29. En effet, toute augmentation de la proportion d'ajout de liant hydraulique entraîne une réduction conséquente de la limite de plasticité pour le cas du laitier granulé seul (100% GGBFS). Cependant, l'activation du laitier a engendré une augmentation considérable de cette limite. Le point de fixation du liant hydraulique a été défini par Hilt et Davidson (1960) comme étant la quantité optimale de liant ajoutée pour une augmentation maximale de la limite de plasticité. L'examen des résultats des essais des limites d'Atterberg pour le sol traité au laitier activé à la chaux permet de définir l'optimum d'ajout qui provoque le premier changement maximal de la limite de plasticité puis une augmentation non remarquable de cette limite tout en augmentant le pourcentage d'ajouts. Le point de fixation du total d'ajouts du laitier activé par la chaux hydratée dans ce cas est de l'ordre de 15% (85% GGBFS+15% CaO) par masse sèche de sol testé.

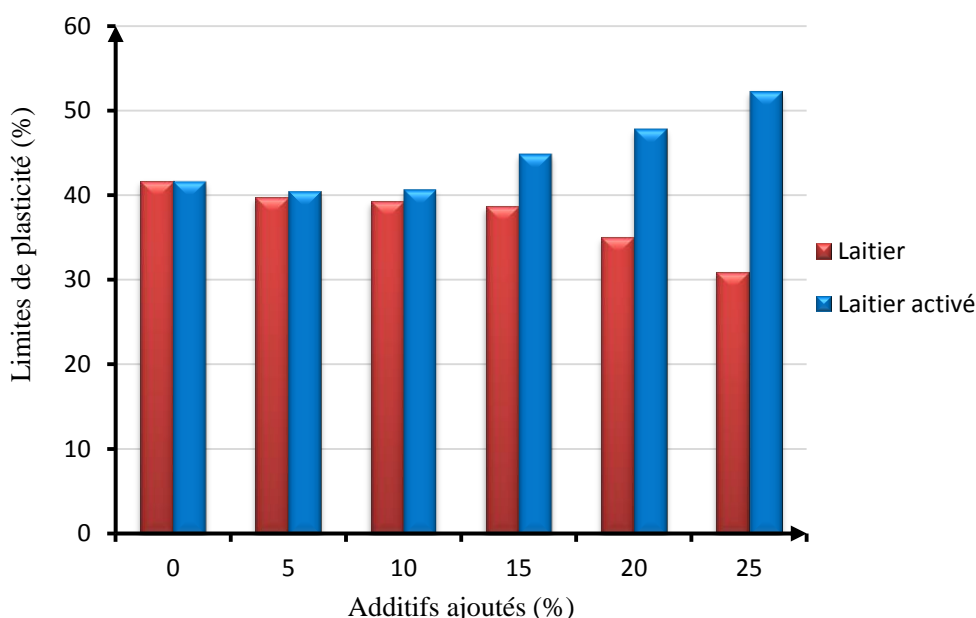


Figure 5.29 Comparaison des limites de plasticité du sol traité au laitier et au laitier activé

La comparaison de l'évolution de l'indice de plasticité sous forme d'histogrammes des éprouvettes de sol traitées au laitier granulé et au laitier granulé activé à 5%, 10%, 15%, 20%, et 25% d'ajout total est donnée par la figure 5.30. Le graphe montre clairement que l'indice de plasticité pour le sol stabilisé au laitier (100% GGBFS) décroît légèrement alors que celui du sol amélioré au laitier activé hydratée pour la combinaison (85% GGBFS+15% CaO) diminue de manière remarquable. Par conséquent, une meilleure amélioration de la maniabilité de sol est obtenue lorsque le liant hydraulique utilisé est activé à la chaux. Ce qui se traduit par un allongement des périodes de travaux sur site et inclure la possibilité de réaliser les ouvrages géotechniques pendant les saisons humides. Plusieurs chercheurs ont considéré que l'augmentation ou la diminution de la limite de liquidité n'est pas prise en compte

puisque l'indice de plasticité diminue en général (Akoto et Singh, 1981; Abdelkader et Hamdani, 1985 Rogers; 1988 et plusieurs d'autres).

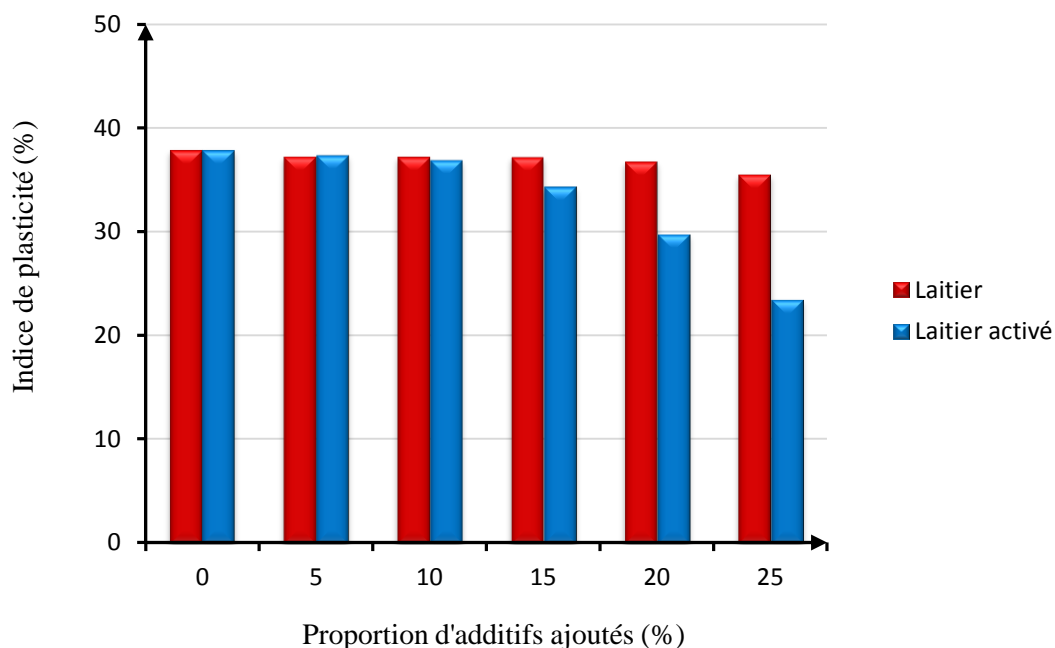


Figure 5.30 Comparaison des indices de plasticité du sol traité au laitier et au laitier activé

5.6 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LE COMPACTAGE DU SOL

Les propriétés de compactage sont des caractéristiques très importantes dans la réalisation de la plupart des grands projets de construction de génie civil utilisant des quantités énormes de sol comme matériau de construction comme les projets de routes, des autoroutes, des aéroports et des barrages en terre. Par conséquent, l'étude de l'influence du stabilisateur sur la courbe de compactage, l'évolution de la teneur en eau optimale et la densité sèche était alors nécessaire. Les résultats de cette étude sont présentés ci-après pour le sol stabilisé au laitier granulé seul (100% GGBFS) et pour le sol amélioré au laitier activé à la chaux hydratée avec une combinaison de (85% GGBFS+15% CaO).

5.6.1 Influence du laitier sur les caractéristiques de compactage

Les résultats des essais de compactage par la méthode dite Proctor Modifié pour les échantillons de sol non traitées et traitées uniquement au laitier granulé (100% GGBFS) sont données sous forme de courbes sur les figures 5.31 à 5.36 pour les proportions d'ajout de 0%, 5%, 10%, 15%, 20% et 25% de liant hydraulique. Les valeurs des caractéristiques de compactage obtenues pour chacun des cas sont mentionnées au bas de chaque graphe correspondant par les abréviations universelles OMC (Optimum Moisture Content) et MDD (Maximum Dry Density). Ces dernières indiquent successivement la teneur en eau optimum et la densité sèche max atteintes au pic de chaque courbe de compactage. Elles sont par la suite compilées sur le tableau 5.8 pour une meilleure interprétation.

Essais à 0% laitier:

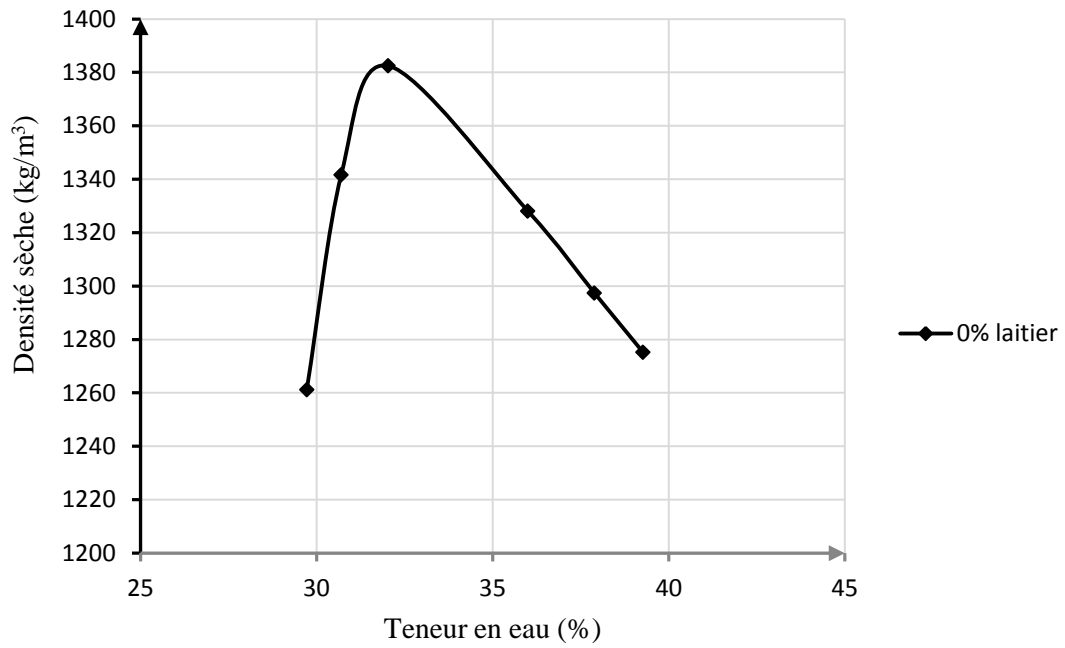


Figure 5.31 Courbe de compactage du sol traité à 0% laitier
(OMC=32,03%, MDD= 1382,46kg/m³)

Essais à 5% laitier:

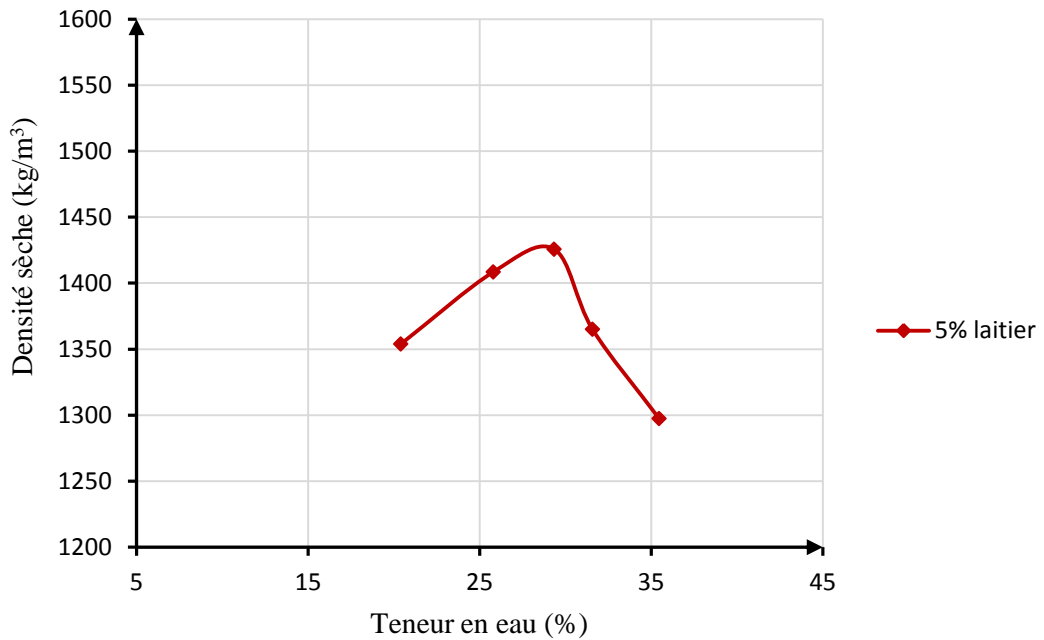


Figure 5.32 Courbe de compactage du sol traité à 5% laitier
(OMC=30,89%, MDD= 1390,29kg/m³)

Essais à 10% laitier:

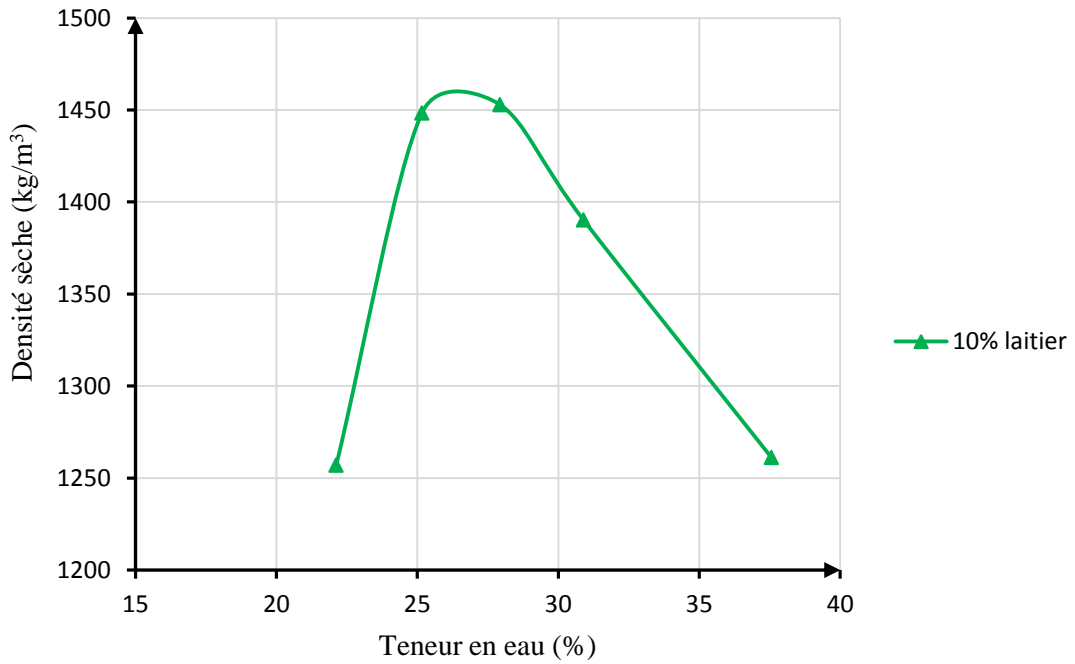


Figure 5.33 Courbe de compactage du sol traité à 10% laitier
(OMC=27,93%, MDD= 1452,91kg/m³)

Essais à 15% laitier:

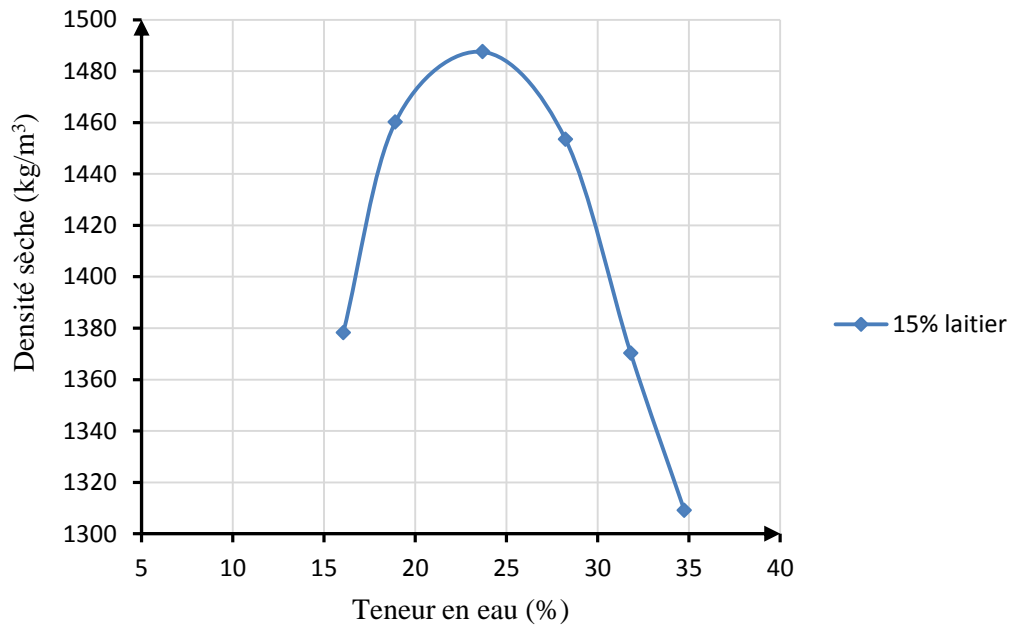


Figure 5.34 Courbe de compactage du sol traité à 15% laitier
(OMC=23,69%, MDD= 1487,49kg/m³)

Essais à 20% laitier:

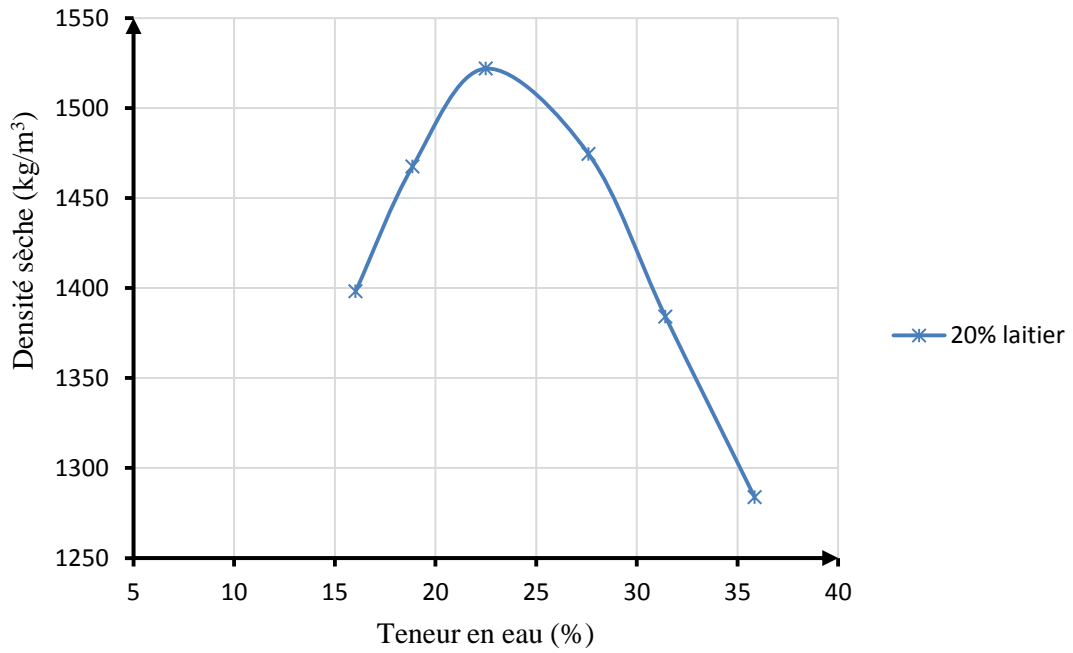


Figure 5.35 Courbe de compactage du sol traité à 20% laitier
(OMC=22,49%, MDD= 1521,87kg/m³)

Essais à 25% laitier:

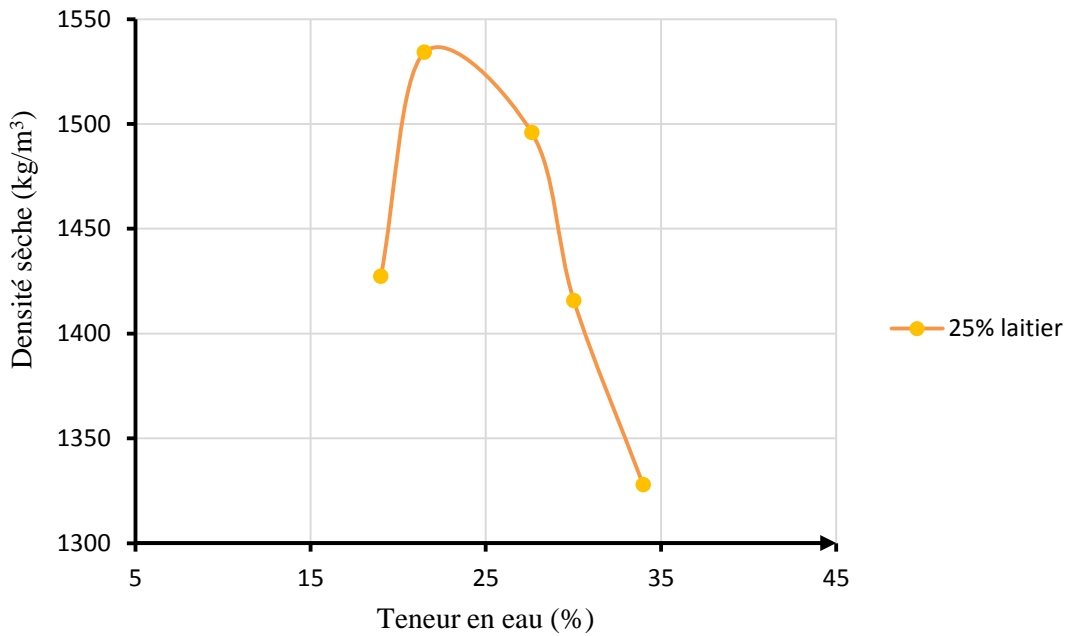


Figure 5.36 Courbe de compactage du sol traité à 25% laitier
(OMC=21,5%, MDD=1534,14kg/m³)

Tableau 5.9 Récapitulation des caractéristiques de compactage du sol stabilisé au laitier

Laitier	OMC	MDD
0%	32,03	1382,46
5%	30,89	1390,29
10%	27,93	1452,91
15%	23,69	1487,49
20%	22,49	1521,87
25%	21,5	1534,14

Comparaison des courbes de compactage du sol traité au laitier:

Une bonne analyse, des résultats compilés au tableau 5.9 et à la figure 5.37 présentant les courbes de compactage pour les proportions de 0%, 5%, 10%, 15%, 20% et 25% d'additif utilisé, permet de conclure que l'augmentation de la quantité d'ajout du laitier granulé seul dans la stabilisation du sol fin entraîne une réduction de la teneur en eau optimale et une augmentation de la densité sèche maximale. L'accroissement de la densité rend le sol plus dur et plus dense. Cette augmentation de la densité est probablement due à la translation des courbes granulométriques du sol traité vers le côté grossier et la diminution de la fraction des fines lors de l'ajout des proportions du laitier granulé. Des observations similaires ont été faites par Ashish Kumar et col (2014) lors de leur travaux réalisés avec du laitier indien.

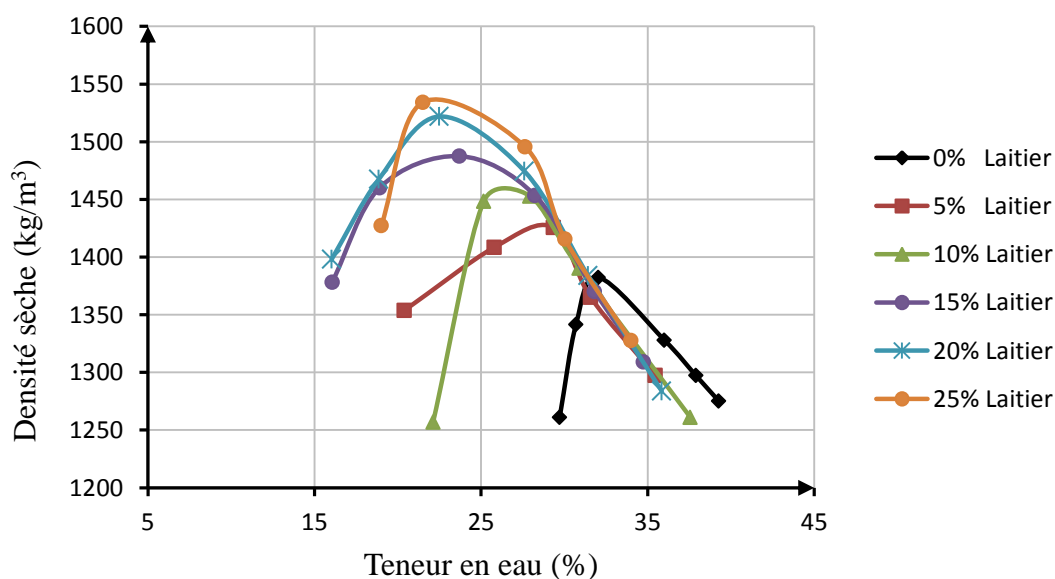


Figure 5.37 Influence du laitier sur les caractéristiques de compactage

5.6.2 Influence du laitier activé sur les caractéristiques de compactage

Les résultats des essais de compactage pour les échantillons de sol non traités et traités au laitier granulé broyé des hauts fourneaux d'EL Hadjar activé à la chaux hydratée sont données sur les

figures 5.38 à 5.43 pour les proportions de 0%, 5%, 10%, 15%, 20% et 25% d'ajout avec une combinaison de (85% GGBFS+15% CaO). Les valeurs des caractéristiques de compactage obtenues pour chacune des proportions d'ajout sont mentionnées au bas de chaque graphe par les abréviations OMC (Optimum Moisture Content) et MDD (Maximum Dry Density). Ils sont ensuite résumés sur le tableau 5.10 pour interprétation.

Essais à 0% laitier activé:

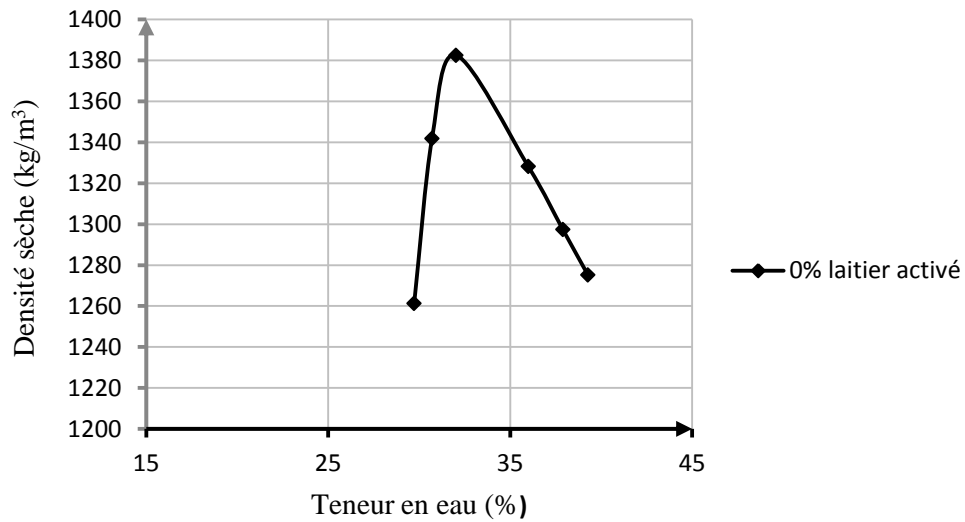


Figure 5.38 Courbe de compactage du sol traité à 0% laitier activé
(OMC= 32,03%, MDD= 1382,46kg/m³)

Essais à 5% laitier activé:

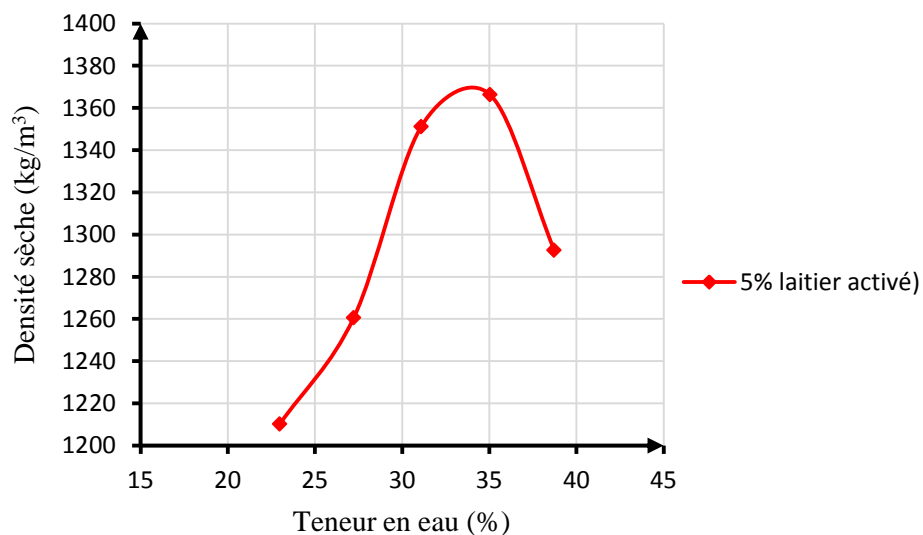


Figure 5.39 Courbe de compactage du sol traité à 5% laitier activé
(OMC= 33,04%, MDD= 1366,28kg/m³)

Essais à 10% laitier activé :

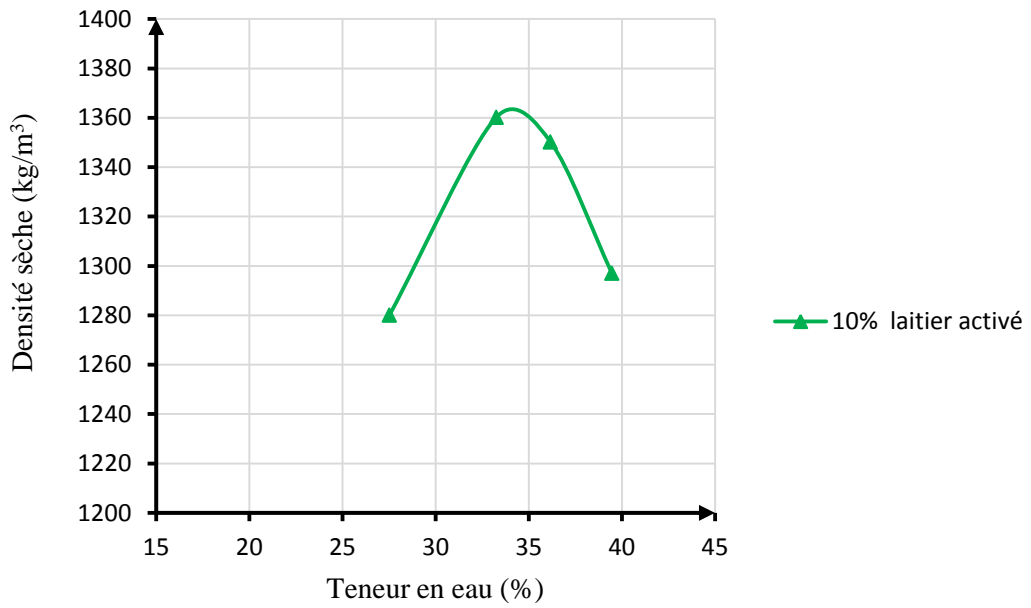


Figure 5.40 Courbe de compactage du sol traité à 10% laitier activé
(OMC= 31%, MDD= 1375,02kg/m³)

Essais à 15% laitier activé:

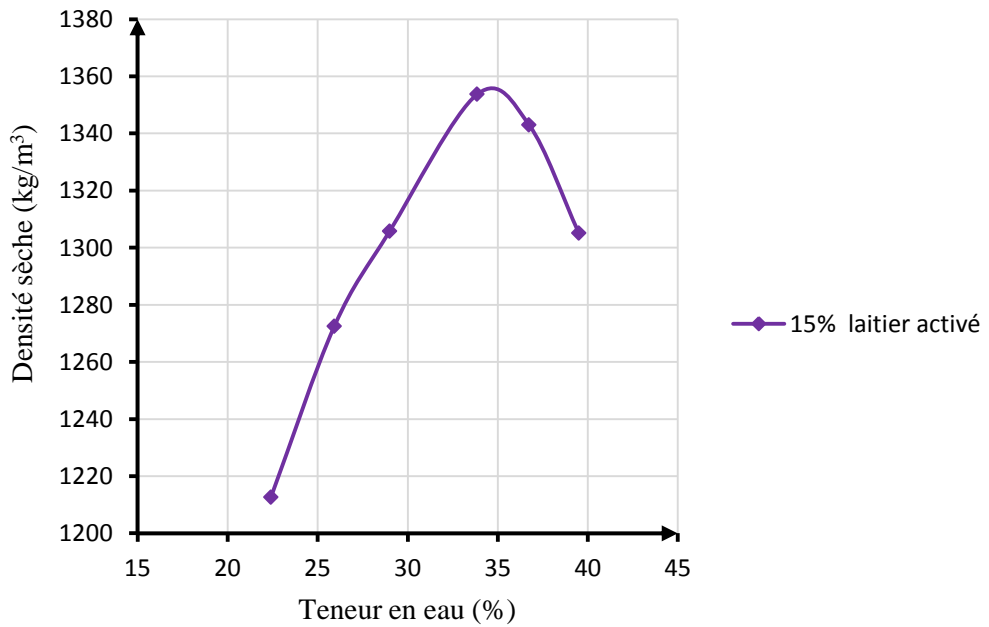


Figure 5.41 Courbe de compactage du sol traité à 15% laitier activé
(OMC= 30%, MDD= 1353,73kg/m³)

Essais à 20% laitier activé:

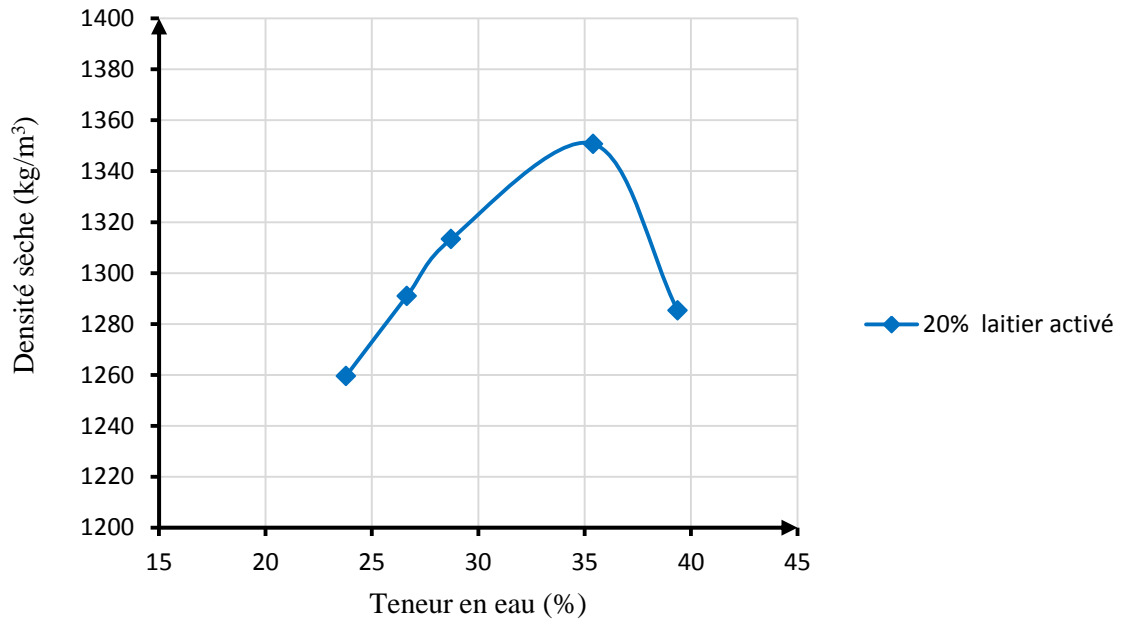


Figure 5.42 Courbe de compactage du sol traité à 20% laitier activé
(OMC= 32,4%, MDD= 1359,74kg/m³)

Essais à 25% laitier activé :

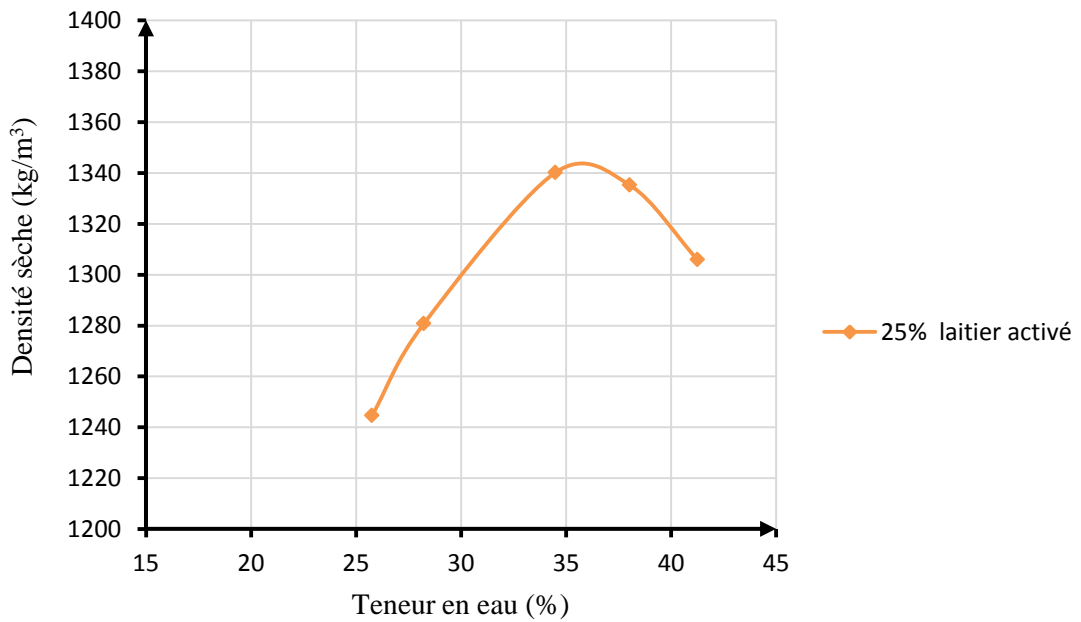


Figure 5.43 Courbe de compactage du sol traité à 25% laitier activé
(OMC= 30,02%, MDD= 1402,27kg/m³)

Comparaison des courbes de compactage au laitier activé:

L'activation du laitier granulé avec de la chaux hydratée tend à augmenter la teneur en eau optimale (OMC), à réduire la densité sèche maximale (MDD) et élargir la courbe de compactage du sol lorsque la quantité d'additif augmente comme le montrent la figure 5.44 et le tableau 5.10. Pour un même effort de compactage, la teneur en eau optimale du sol non traité est passée de 32,03% à 36% lorsque 25% de ce liant hydraulique activé est mélangé au sol, soit un accroissement de 12.5%. La densité sèche maximale a diminué de 1382,46 kg/m³ à 1342 kg/m³, soit une réduction de 3%. Ce changement est considéré comme une indication de l'amélioration des caractéristiques de compactage du sol stabilisé au laitier granulé activé. La réduction de la densité sèche max s'est produite parce que les particules agglomérées et floculées de sol occupent des espaces plus larges tandis que la raison de l'augmentation de la teneur en eau optimale est que le laitier activé avec la chaux hydratée exige plus d'eau pour la réaction immédiate initiale du processus de séchage par absorption et évaporation ainsi que le processus d'échange d'ions engendré par les réactions entre le laitier activé et les minéraux du sol fin provoquant la floculation et l'agglomération des minéraux des particules fine du sol.

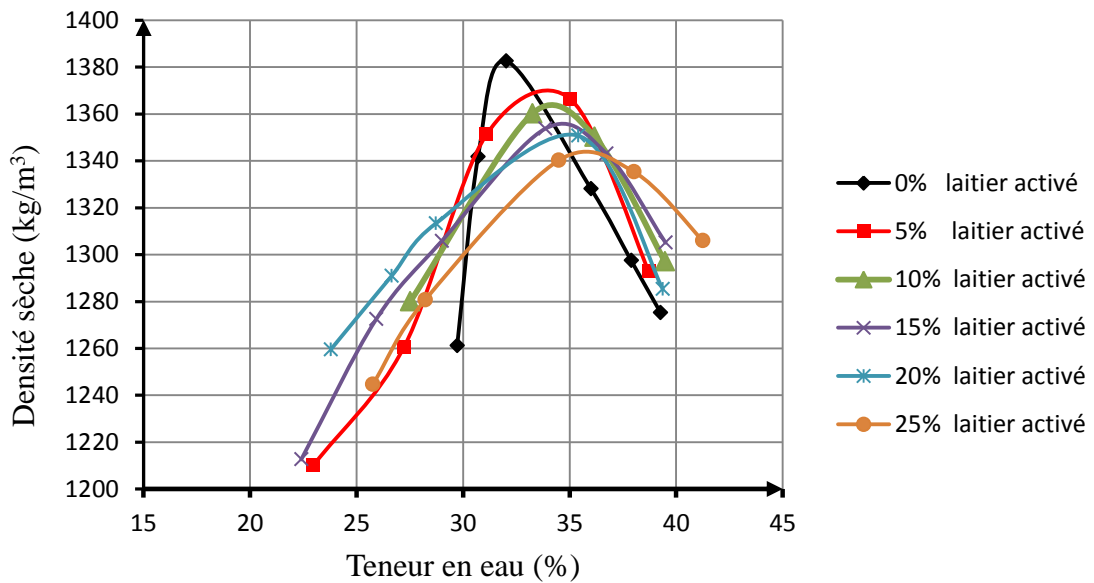


Figure 5.44 Influence du laitier activé sur les caractéristiques de compactage

Tableau 5.10 Récapitulation des caractéristiques de compactage du sol stabilisé au laitier activé

Laitier activé	OMC (%)	MDD (kg/m ³)
0%	32,03	1382,46
5%	33,04	1370,28
10%	34,2	1364,02
15%	34,6	1356,73
20%	35,3	1348,74
25%	36,01	1342,00

5.7 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LA COMPRESSION SIMPLE DU SOL

La portance des sols lors des constructions des ouvrages linéaires tels que les routes, les autoroutes, les pistes d'aérodromes et les lignes de chemins de fer est d'une grande importance. Il est nécessaire de s'assurer qu'en cours ou à la fin de la construction, ces ouvrages supportent les charges extérieures sans toutefois subir des déformations excessives ou des ruptures par cisaillement local ou général occasionnant ainsi des dommages humains ou matériels importants durant la durée de leur vie.

Cette grande précaution est prise en compte en géotechnique par la conduite des essais de portance in situ utilisant l'essai de plaque, ou au laboratoire de mécanique des sols par la conduction de l'essai CBR (Californian Bearing Ratio) ou l'essai de compression simple utilisant une presse hydraulique. Au cours, de ce programme de recherche pour la stabilisation du sol utilisant le laitier granulé, la machine de compression universelle disponible au niveau du département de génie civil à l'université d'Annaba a été choisie pour effectuer les écrasements des éprouvettes de sol traitées et non traitées au laitier granulé broyé des hauts fourneaux d'El Hadjar et préparées avec le sol constitué de 85 kaolin+15% bentonite comme défini préalablement.

Les éprouvettes de sol ont été dosées à 0%, 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) et écrasées après 24 heures, 7, 14, 21, 28 jours et 3 mois de cure pour évaluer leur portance. Seul le liant hydraulique activé a été testé puisque les essais effectués auparavant de plasticité et compactage avec l'additif (85% GGBFS+15% CaO) ont montré les résultats les plus promoteurs. Les résultats des différents essais de compression non confinée obtenus sont présentés sur les figures 5.45 à 5.50 ensemble avec les tableaux respectifs 5.11 à 5.16 donnant la valeur de la contrainte de cisaillement à la rupture pour les pourcentages de liant hydraulique ajoutés.

Essais de compression après 24 heures de cure:

Tableau 5.11 UCS après 24 heures de cure en fonction du % de laitier activé

<i>Laitier activé</i>	<i>UCS (kN/m²)</i>
0%	652,6
5%	659,96
10%	716,28
15%	837,5
20%	908,92
25%	925,85

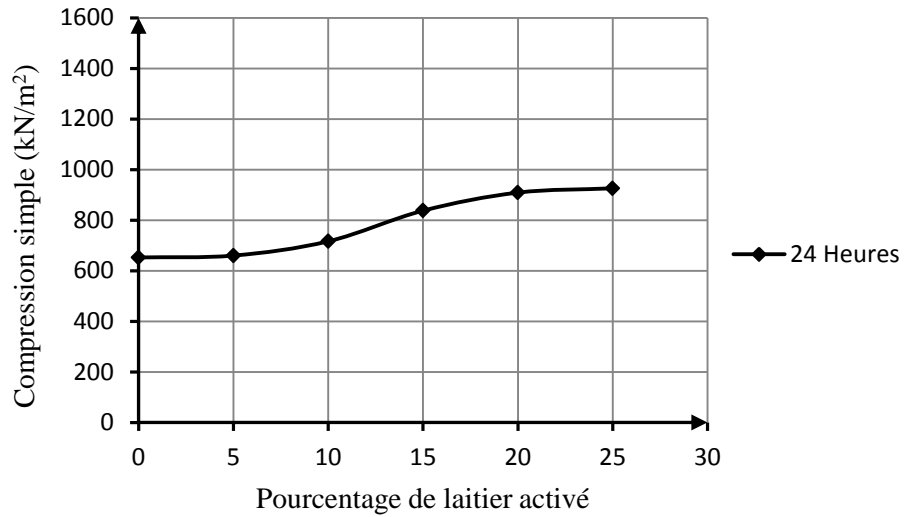


Figure 5.45 Evolution de l'UCS après 24 heures de cure en fonction du % de laitier activé

Essais de compression après 7 jours de cure:

Tableau 5.12 UCS après 7 jours de cure en fonction du % de laitier activé

Laitier activé	UCS (kN/m ²)
0%	652,6
5%	665,8
10%	839,7
15%	936,02
20%	952,27
25%	990,22

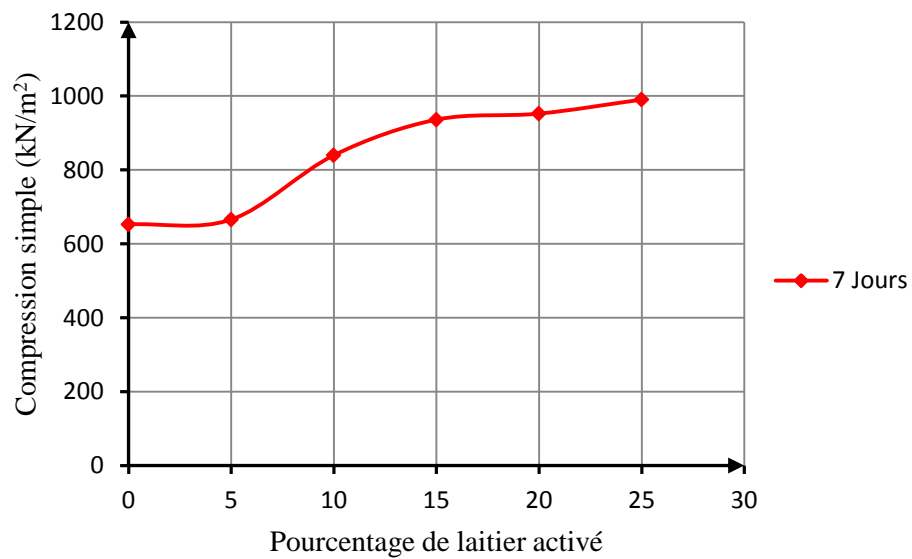


Figure 5.46 Evolution de l'UCS après 7 jours de cure en fonction du % de laitier activé

Essais de compression après 14 jours de cure:

Tableau 5.13 UCS après 14 jours de cure en fonction du % de laitier activé

<i>Laitier activé</i>	<i>UCS (kN/m²)</i>
0%	652,6
5%	675,88
10%	858,04
15%	985,84
20%	1004,68
25%	1040,02

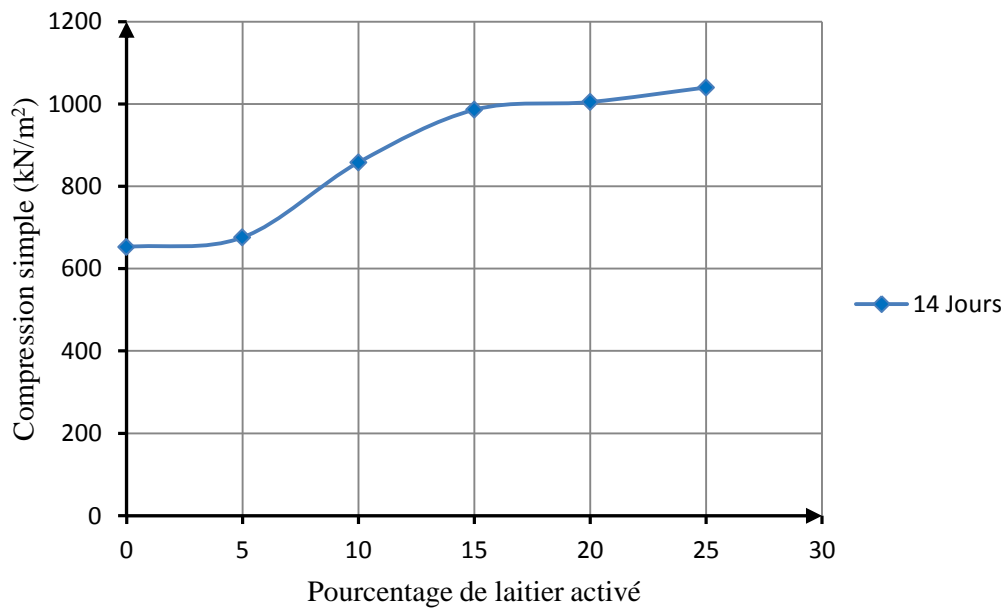


Figure 5.47 Evolution de l'UCS après 14 jours de cure en fonction du % de laitier activé

Essais de compression après 21 jours de cure:

Tableau 5.14 UCS après 21 jours de cure en fonction du % de laitier activé

<i>Laitier activé</i>	<i>UCS (kN/m²)</i>
0%	652,6
5%	687,72
10%	898,34
15%	1052,5
20%	1068,11
30%	1092,5

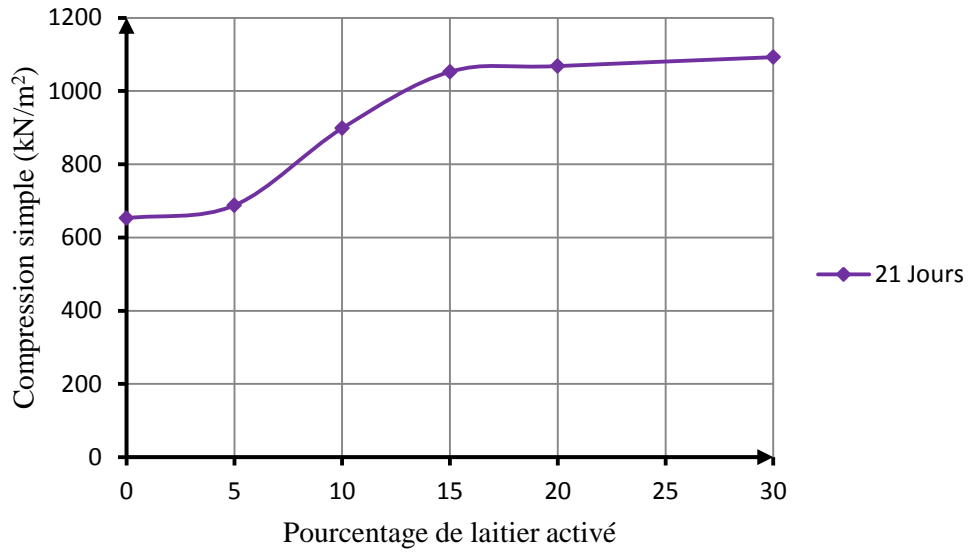


Figure 5.48 Evolution de l'UCS après 21 jours de cure en fonction du % de laitier activé

Essais de compression après 28 jours de cure:

Tableau 5.15 UCS après 28 jours de cure en fonction du % de laitier activé

Laitier activé	UCS (kN/m ²)
0%	652,6
5%	701,69
10%	954,88
15%	1101,52
20%	1117,74
30%	1127,74

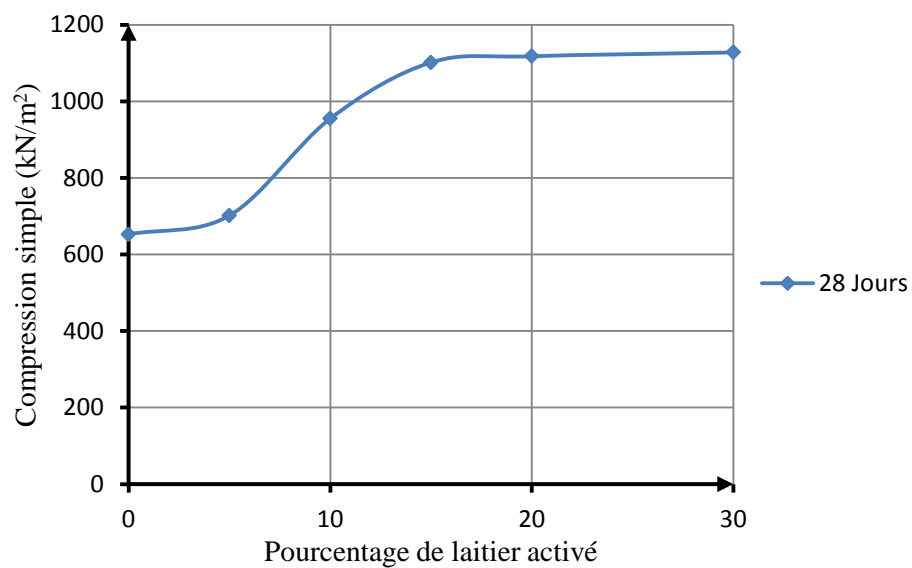


Figure 5.49 Evolution de l'UCS après 28 jours de cure en fonction du % de laitier activé

Essais de compression après 3 mois de cure:

Tableau 5.16 UCS après 3 mois de cure en fonction du % de laitier activé

Laitier activé	UCS (kN/m ²)
0%	652,6
5%	757,92
10%	1002,02
15%	1228,33
20%	1270,9
30%	1301,44

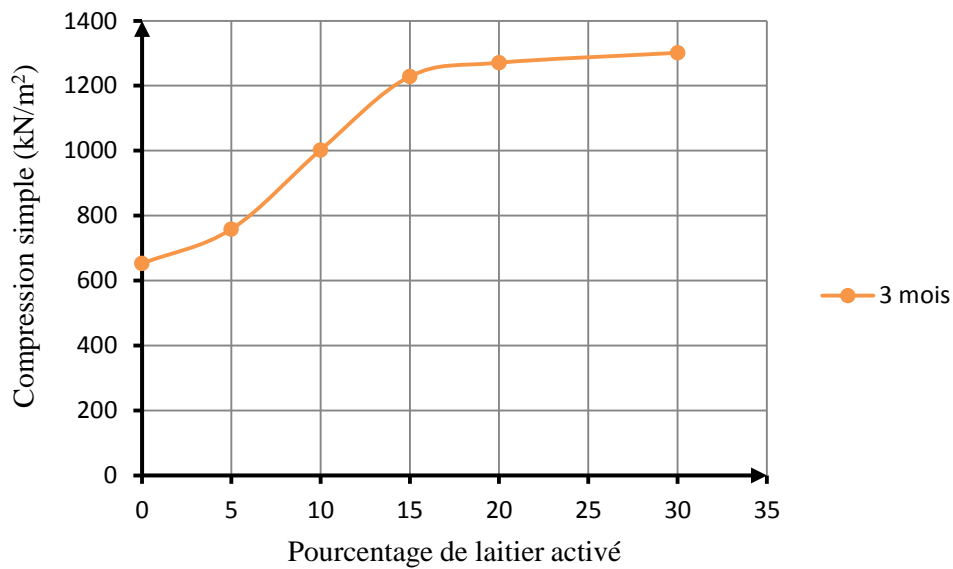


Figure 5.50 Evolution de l'UCS après 3 mois de cure en fonction du % de laitier activé

Ces résultats obtenus sont compilés au tableau 5.17 et présentés dans une seule figure 5.51 pour comparaison. Cette dernière montre qu'avec les augmentations du pourcentage du laitier activé à la combinaison (85% GGBFS+15% Cao) la résistance à la compression non confinée augmente progressivement. La variation de la résistance au cisaillement en fonction de la quantité d'additif semble être importante entre 5 et 15% mais ralentit légèrement lorsque la quantité d'ajout hydraulique est supérieure à 15%; elle semble même se stabiliser et devenir pratiquement constante à partir de 20% de laitier activé. Cela signifie que les particules de sol ont subi de nouveaux arrangements conduisant à une texture de sol serrée et des vides interstitiels réduits. En plus, le silicate de calcium et l'aluminate de calcium réactifs de l'additif une fois introduit dans un sol fin; Ils s'hydratent avec l'eau du sol pour former du silicate d'hydrate de calcium (CSH) et de l'aluminate d'hydrate de calcium (CAH), qui à leur tour provoquent des liaisons inter particules dans le processus de réaction pozzolanique augmentant

ainsi la résistance à la compression non confinée du sol. Ces composants cimentaires obtenus sont caractérisés par leur résistance élevée et leur faible variation de volume

Tableau 5.17. Influence du laitier activé et le temps de cure sur l'UCS

Laitier activé	UCS (kN/m ²)					
	1 jour	7 Jours	14 Jours	21 Jours	28 Jours	3 mois
0%	652,6	652,6	652,6	652,6	652,6	652,6
5%	659,96	665,8	675,88	687,72	701,69	757,92
10%	716,28	839,7	858,04	898,34	954,88	1002,02
15%	837,5	936,02	985,84	1052,5	1101,52	1228,33
20%	908,92	952,27	1004,68	1068,11	1117,74	1270,9
25%	925,85	990,22	1040,02	1092,5	1127,74	1301,44

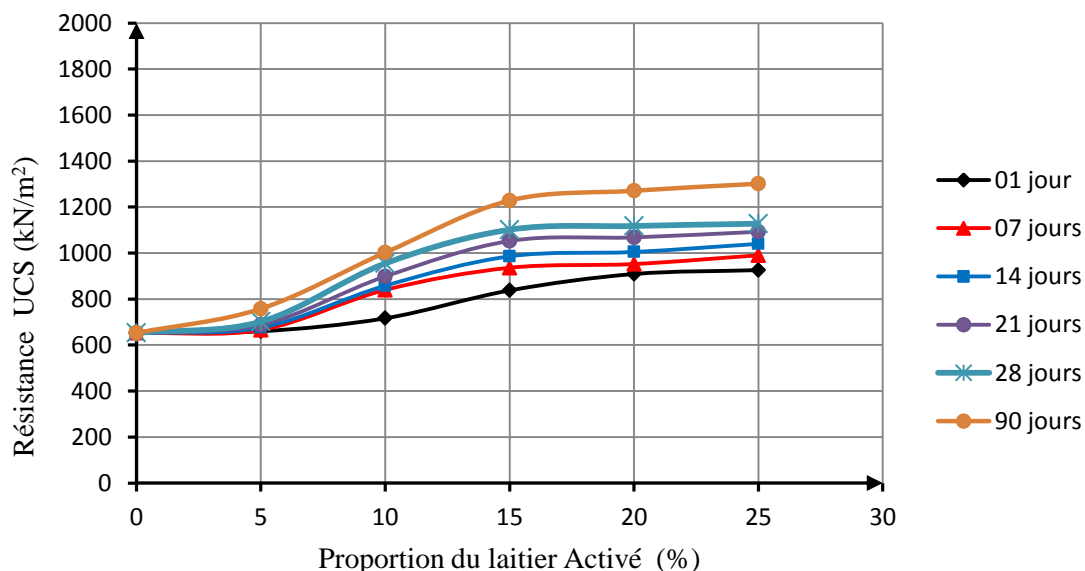


Figure 5.51 Influence du laitier activé et le temps de cure sur l'UCS

La figure 5.52 présente la relation entre la résistance à la compression simple UCS et le temps de cure dont les résultats sont compilés au tableau 5.18. Selon cette dernière, le sol traité avec le laitier activé (85% GGBFS+15% CaO) a montré une nette amélioration de la résistance de compression simple (UCS) lorsque la quantité d'additifs (85% GGBFS+15% CaO) et le temps de prise augmentent. Au début, l'augmentation de la résistance semble être plus rapide puis par la suite ralentie pour devenir pratiquement constante avec l'augmentation de la période du temps de cure. Le pourcentage de liant hydraulique a un effet significatif sur la résistance UCS du sol comme indiqué précédemment mais ici pour toutes les périodes de prise. Plus la quantité d'additif utilisée est importante, plus le taux d'augmentation de la résistance est élevé et une meilleure amélioration de l'UCS est obtenue. Ceux-ci sont dus à la réactivité de GGBFS avec de la chaux hydratée qui a abouti à une meilleure réaction pouzzolanique dans le temps. Cette réaction produit des hydrates de silicate de

calcium (CSH) et des hydrates d'aluminate de calcium (CAH) stables à mesure que le calcium provenant du sol réagit avec les aluminates et les silicates solubles dans le sol pour former des matières cimentaires liant les particules de sol.

Tableau 5.18. Influence du laitier activé et le temps de cure sur la résistance au cisaillement non confinée (UCS)

Jours	Résistance au cisaillement non confinée					
	0% laitier activé	5% laitier activé	10% laitier activé	15% laitier activé	20% laitier activé	25% laitier activé
1	652,6	659,96	716,28	837,5	908,92	925,85
7	652,6	665,8	839,7	936,02	952,27	990,22
14	652,6	675,88	858,04	985,84	1004,68	1040,02
21	652,6	687,72	898,34	1052,5	1068,11	1092,5
28	652,6	701,69	954,88	1101,52	1117,74	1127,74
90	652,6	757,92	1002,02	1228,33	1270,9	1301,44

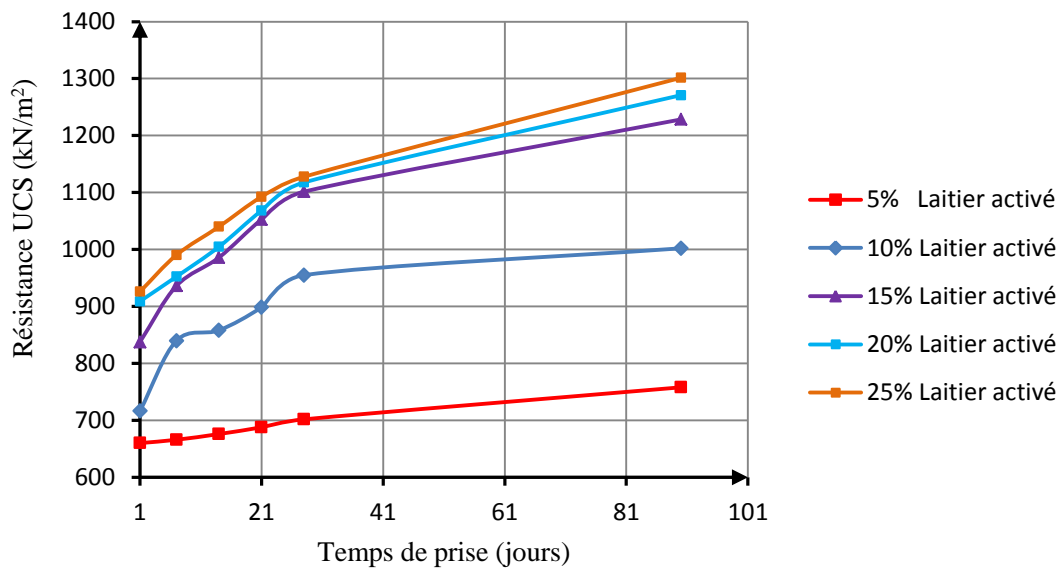


Figure 5.52 Influence du laitier activé et le temps de cure sur la résistance au cisaillement non confinée (UCS)

Etude de fiabilité des essais de compression simple

Tous les essais de compression et de compactages ont été effectués selon les normes américaines ASTM comme indiqué au chapitre précédent. La fiabilité des essais a été bien suivie le long de tout ce travail de recherche. Ainsi, il est nécessaire d'atteindre la teneur en eau optimales et la densité sèche maximale obtenues lors des essais de compactage correspondant à chaque quantité d'ajout utilisé.

Fiabilité à 5% laitier activé

Toutes les éprouvettes de sol préparées à 5% laitier activé puis compactées et laissées à la conservation pendant 1, 7, 14, 21 et 28 jours, doivent avoir la teneur en eau et la densités sèches proche des valeurs de teneur en eau optimale et de densité sèche maximale : **OMC = 30.89 %** et **MDD = 1390.29 kg/m³**.obtenus lors du compactage au Proctor Modifié. Le tableau 5.19 et les figures 5.53 et 5.54 montrent que les éprouvettes préparées pour les essais de cisaillement à la compression simple approchent ces valeurs cibles indiquées.

Tableau 5 19 Teneurs en eau et Densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 5% laitier activé

Jours	Teneur en eau W (%)	Densité sèche ρ_d (kg/m ³)
1	30,97	1413.07
7	29,1	1338.24
14	29,1	1371.98
21	29,1	1393.78
28	29,1	1394.12

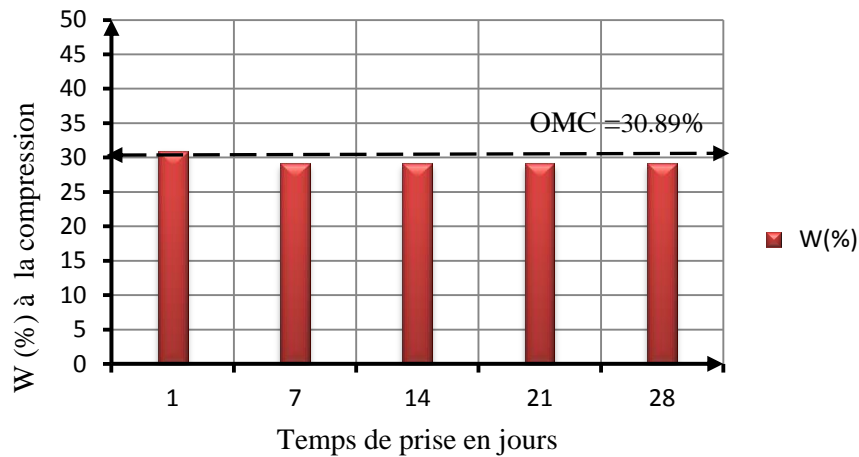


Figure 5.53 Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 5% laitier activé

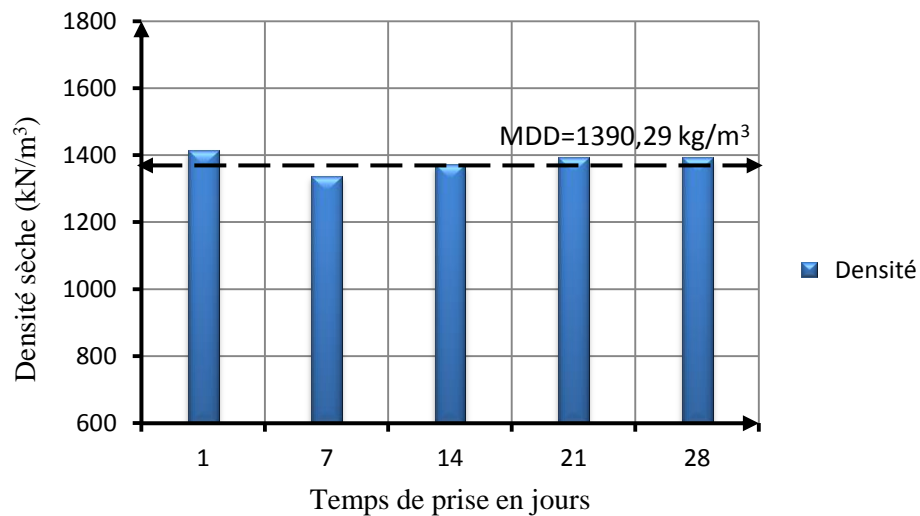


Figure 5.54 Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 5% laitier activé

Fiabilité à 10% laitier activé

Toutes les éprouvettes de sol préparées à 10% GGBFS activé puis compactées et laissées à la conservation pendant 1, 7, 14, 21 et 28 jours, doivent avoir la teneur en eau et la densités sèches proche des valeurs de teneur en eau optimale et de densité sèche maximale : **OMC = 27.93 %** et **MDD = 1452.81 kg/m³**.obtenus lors du compactage. Le tableau 5.20 et les figures 5.55 et 5.56 montrent que les éprouvettes préparées pour les essais de cisaillement à la compression simple approchent ces valeurs cibles indiquées.

Tableau 5.20 Teneurs en eau et densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 10% laitier activé

Jours	Teneur en eau W (%)	Densité sèche ρ_d (kg/m ³)
1	29.20	1423.85
7	26.19	1418.06
14	29.93	1442.71
21	28.68	1440.50
28	30.35	1425.83

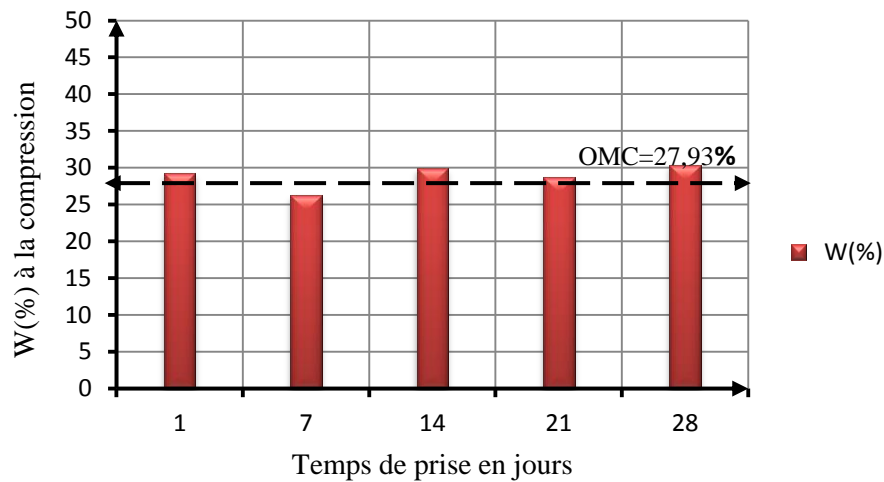


Figure.5.55 Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 10% laitier activé

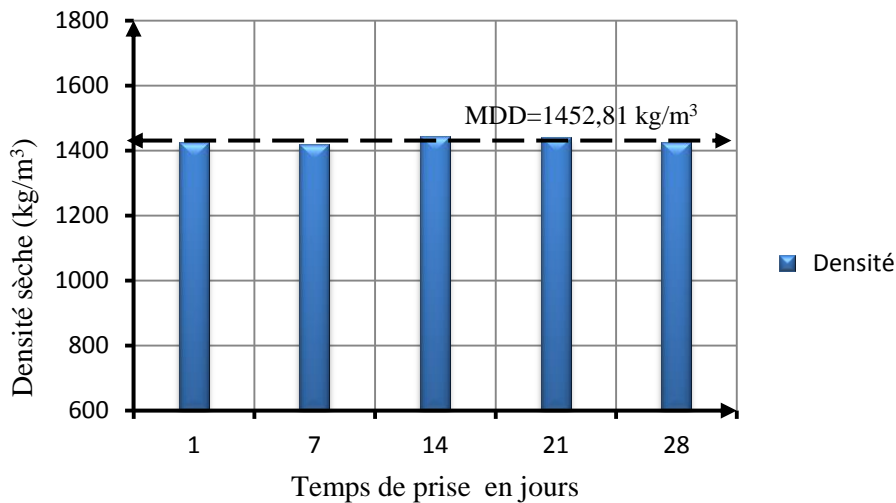


Figure 5.56 Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 10% laitier activé

Fiabilité à 15% laitier activé

Toutes les éprouvettes de sol préparées à 15% GGBFS activé puis compactées et laissées à la conservation pendant 1, 7, 14, 21 et 28 jours, doivent avoir la teneur en eau et la densités sèches proche des valeurs de teneur en eau optimale et de densité sèche maximale : **OMC = 23.69 %** et **MDD = 1487.49 kg/m³**.obtenus lors du compactage. Le tableau 5.21 et les figures 5.57 et 5.58 montrent que les éprouvettes préparées pour les essais de cisaillement à la compression simple approchent ces valeurs cibles indiquées.

Tableau 5.21 Teneurs en eau et densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 15% laitier activé

Jours	Teneur en eau W (%)	Densité sèche ρ_d (kg/m ³)
1	25.09	1423.05
7	22.79	1373.53
14	26.35	1450.25
21	24.14	1365.70
28	24.32	1411.14

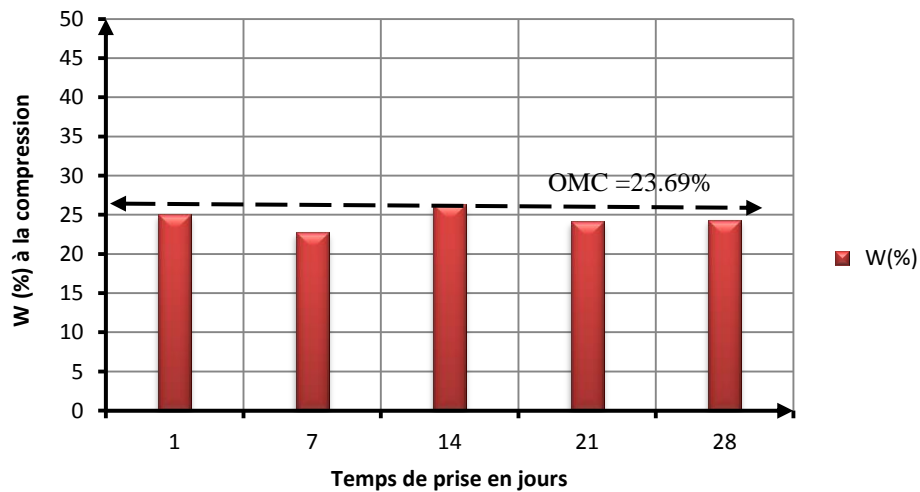


Figure 5.57 Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 15% laitier activé

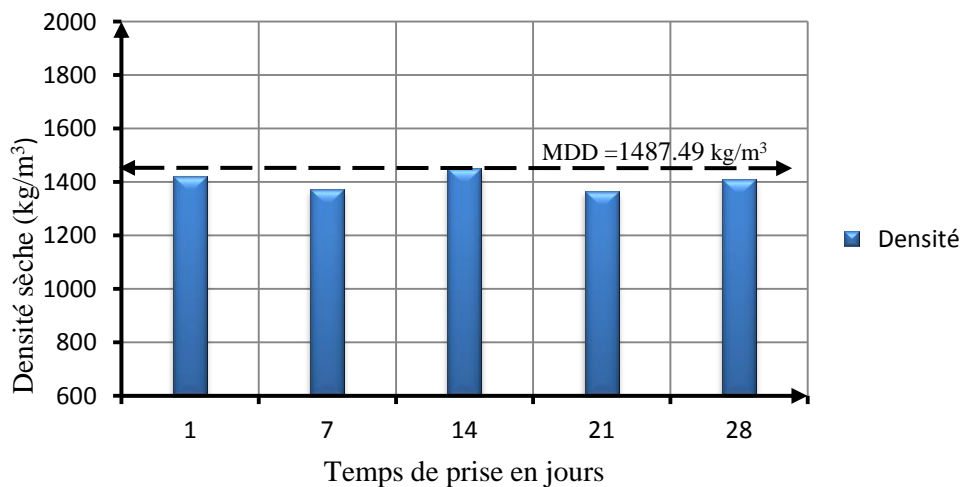


Figure 5.58 Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 15% laitier activé

Fiabilité à 20% laitier activé

Toutes les éprouvettes de sol préparées à 15% GGBFS activé puis compactées et laissées à la conservation pendant 1, 7, 14, 21 et 28 jours, doivent avoir la teneur en eau et la densités sèches proche des valeurs de teneur en eau optimale et de densité sèche maximale : **OMC = 22.49 %** et **MDD = 1521.87 kg/m³**.obtenus lors du compactage. Le tableau 5.22 et les figures 5.59 et 5.60 montrent que les éprouvettes préparées pour les essais de cisaillement à la compression simple approchent ces valeurs cibles indiquées.

Tableau 5.22 Teneurs en eau et densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 20% laitier activé

Jours	Teneur en eau W (%)	Densité sèche ρ_d (kg/m ³)
1	24.17	1451.99
7	21.09	1384.48
14	24.39	1423.90
21	22.56	1388.69
28	22.23	1430.46

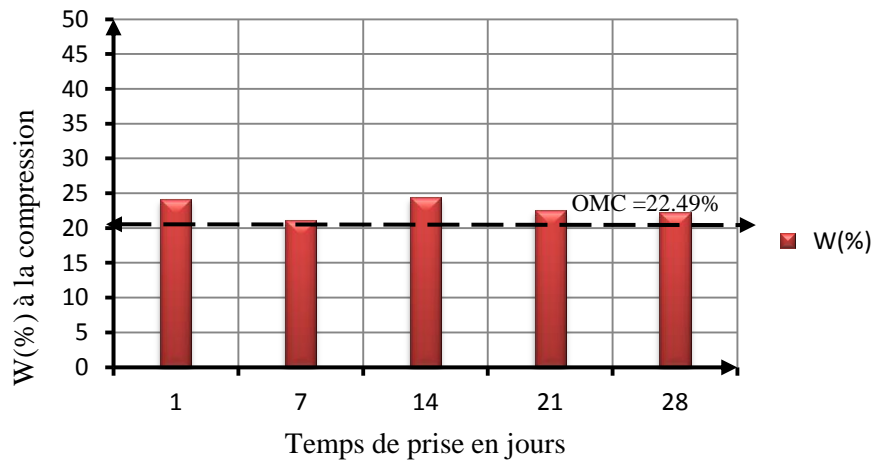


Figure 5.59 Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 20% laitier activé

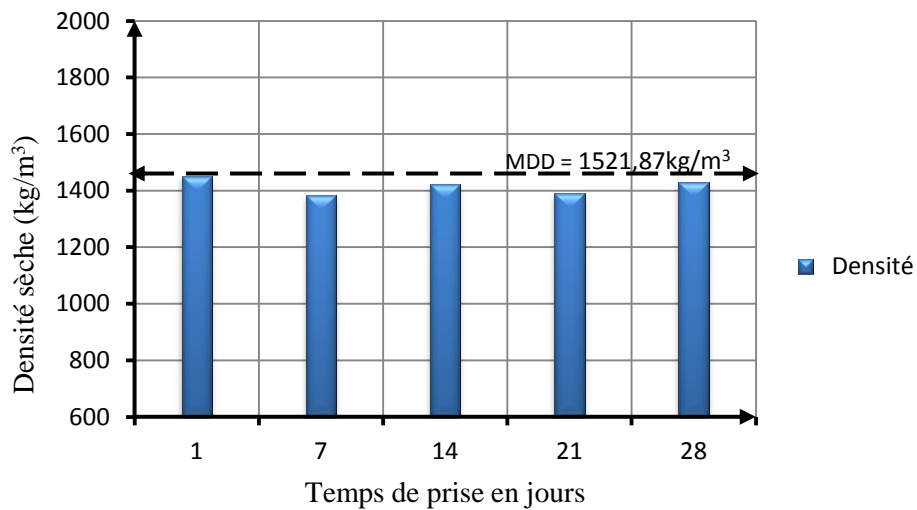


Figure 5.60 Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 20% laitier activé

Fiabilité à 25% laitier activé

Toutes les éprouvettes de sol préparées à 15% GGBFS activé puis compactées et laissées à la conservation pendant 1, 7, 14, 21 et 28 jours, doivent avoir la teneur en eau et la densité sèche proche des valeurs de teneur en eau optimale et de densité sèche maximale : **OMC = 21.5 %** et **MDD = 1534.14 kg/m³** obtenus lors du compactage. Le tableau 5.23 et les figures 5.61 et 5.62 montrent que les éprouvettes préparées pour les essais de cisaillement à la compression simple approchent ces valeurs cibles indiquées.

Tableau 5.23 Teneurs en eau et densité sèche pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 25% laitier activé

Jours	Teneur en eau W (%)	Densité sèche ρ_d (kg/m ³)
1	23.40	1465.27
7	20.62	1378.89
14	21.71	1379.53
21	20.58	1410.19
28	23.13	1438.96

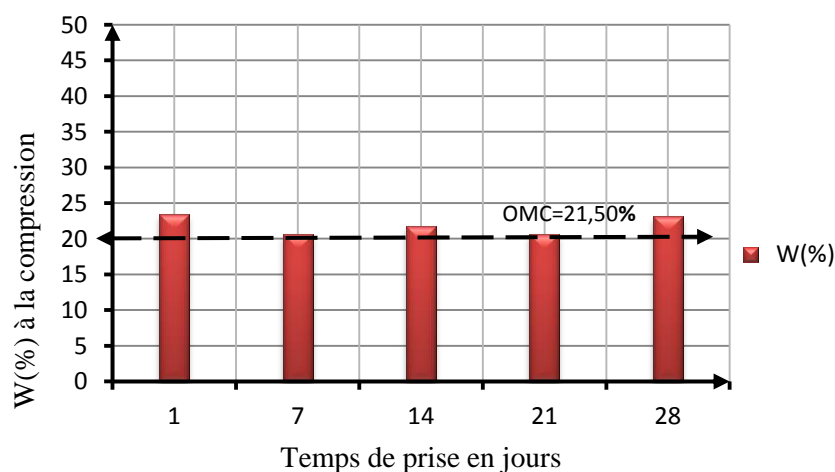


Figure 5.61 Teneurs en eau pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 25% laitier activé

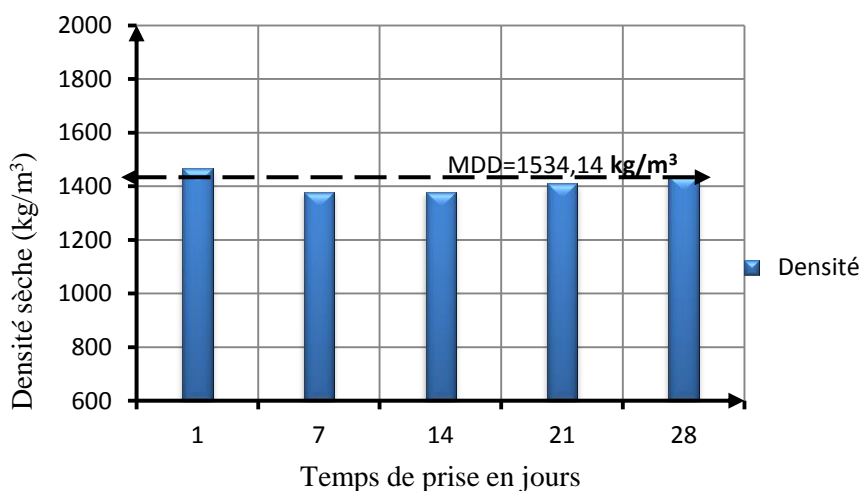


Figure 5.62 Densité pour 1, 7, 14, 21 et 28 jours à 25% laitier activé

5.8 INFLUENCE DU LAITIER GRANULE SUR LE GONFLEMENT DU SOL

La réalisation des ouvrages géotechniques en terre tel que la construction de chaussée exige souvent d'importants terrassements. Si les sols in situ sont de mauvaise qualité pour être utilisés comme couche de chaussée en particulier s'ils sont gonflants, il est souvent envisagé leur substitution. Etant donné le coût de ces opérations très élevé pour ramener le bon sol des sites d'emprunt, le projeteur peut être amené à envisager la réutilisation de ces sols sur place après traitement.

Dans la pratique, de nombreux procédés de stabilisation sont disponibles. La technique de stabilisation par le laitier granulé broyé est récemment utilisée dans beaucoup de pays. Cette technique peut être préconisée en Algérie car elle permet de réduire la sensibilité du sol à l'eau, son probable gonflement et résoudre en même temps le problème environnemental dû au stockage de ce résidu industriel à l'air libre.

Cette section présente l'étude de l'influence de laitier granulé broyé des hauts fourneaux produit localement sur le gonflement linéaire du sol artificiel constitué à (85% Kaolin+15% Bentonite). Deux campagnes d'essais ont été réalisées à savoir une stabilisation au laitier granulé seul (100% GGBFS) et une autre au laitier granulé broyé activé à la chaux hydratée avec la combinaison (85% GGBFS+15% CaO). Les résultats obtenus ont par la suite été comparés afin de conclure laquelle des deux options est à préconiser dans les projets de travaux publics.

5.8.1 Influence du laitier sur le gonflement du sol

Le sol constitué en laboratoire a été stabilisé en premier lieu par l'ajout successivement de 5%, 10%, 15%, 20% et 25% laitier granulé broyé uniquement (100% GGBFS). Le potentiel et le taux de gonflement des éprouvettes de sol traité ont été par la suite comparés à celui d'un sol non traité.

Essai de gonflement à 0% laitier:

La figure 5.63 présente le gonflement d'une éprouvette de sol traité à 0% laitier granulé et soumise à une charge constante de **3272.62** g ayant pour caractéristiques géotechniques une teneur en eau de **32.02%** et une densité sèche de **1435.352kg/m³**. La courbe de gonflement obtenue après un mois de consolidation exhibe une forme en S. La première tranche de la courbe est une droite horizontale ou l'éprouvette de sol ne subit pas de gonflement du tout. Après 60 minutes l'éprouvette de sol amorce un gonflement avec une vitesse plus ou moins rapide jusqu'au 5eme jour. Le gonflement par la suite commence à s'atténuer pour se poursuivre à vitesse réduite jusqu'au trentième jour ou l'essai fut arrêter. La variation linéaire totale de la hauteur correspondant au gonflement absolu de l'éprouvette de sol sur la période de un mois était de **1.6mm** représentant un gonflement linéaire total de **1.045%** par rapport aux dimensions initiales.

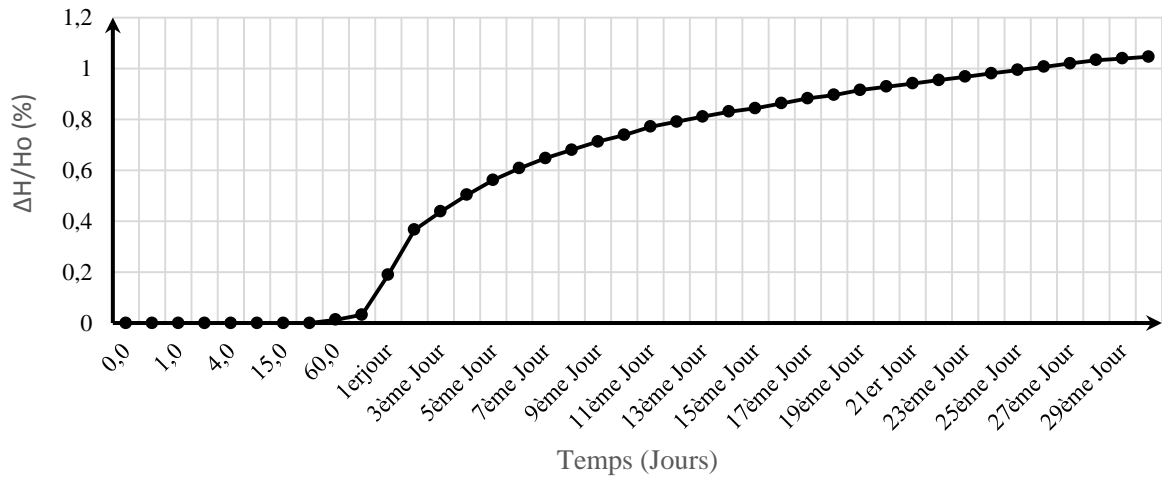


Figure 5.63 Gonflement de sol traité à 0% laitier

Essai de gonflement à 5% laitier:

La figure 5.64 présente le gonflement de l'éprouvette de sol traitée à 5% de laitier granulé et soumise à une charge constante de **3274.90g**. Les caractéristiques géotechniques du sol testé étaient une teneur en eau de **31.32%** et une densité sèche de **1408.406kg/m³**. La courbe de gonflement obtenue après un mois de consolidation exhibe aussi la forme en S. La partie initiale de la courbe est une droite indiquant que l'éprouvette de sol ne subit du tout pas de gonflement. Cependant, après 48 heures, l'éprouvette de sol amorce un gonflement avec une vitesse plus ou moins rapide jusqu'au 7ème jour. Le gonflement par la suite s'est progressivement atténué pour se poursuivre jusqu'au trentième jour ou l'essai fut arrêter. La variation totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période d'un mois était de **0.39mm** représentant un gonflement linéaire total de **0.25%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

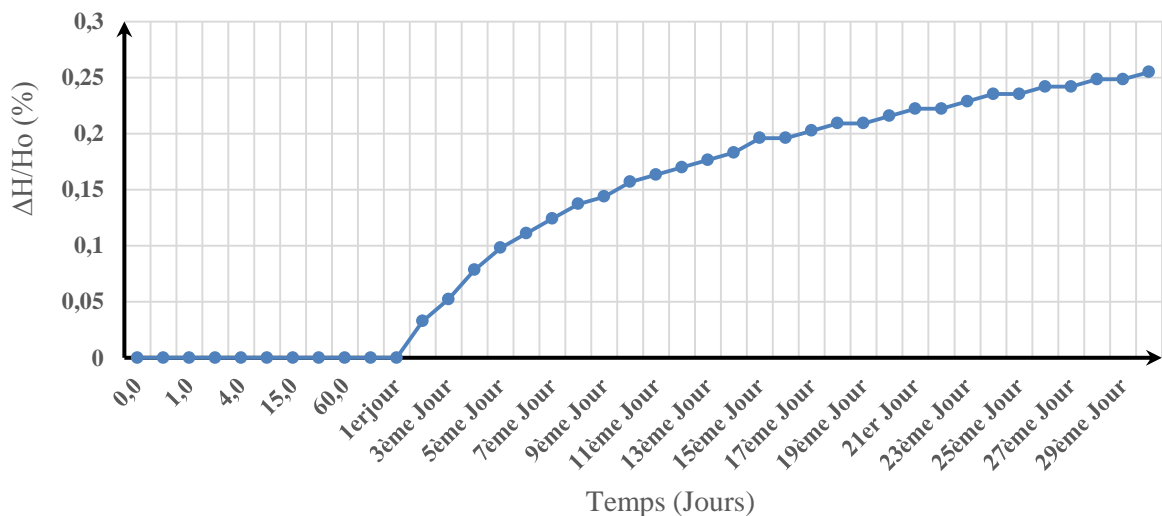


Figure 5.64 Gonflement de sol traité à 5% laitier

Essai de gonflement à 10% laitier:

L'influence du laitier sur le gonflement d'une éprouvette de sol traitée à 10% de laitier granulé et soumise à une charge constante de **3170.87g** est donnée sur la figure 5.65. Le sol avait une teneur en eau de **31.02%** et une densité sèche de **1411.63kg/m³**. La courbe de gonflement obtenue après un mois de consolidation continu montre aussi une forme en S. La tranche initiale de la courbe est une droite ou l'éprouvette de sol n'exhibe pas de gonflement. Après 24 heures l'éprouvette de sol amorce un gonflement rapide jusqu'au 5ème jour. Le gonflement par la suite continu mais commence à perdre de son intensité jusqu'au trentième jour ou l'essai fut arrêter. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période de un mois était de **0.22mm** représentant un pourcentage de **0.14%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

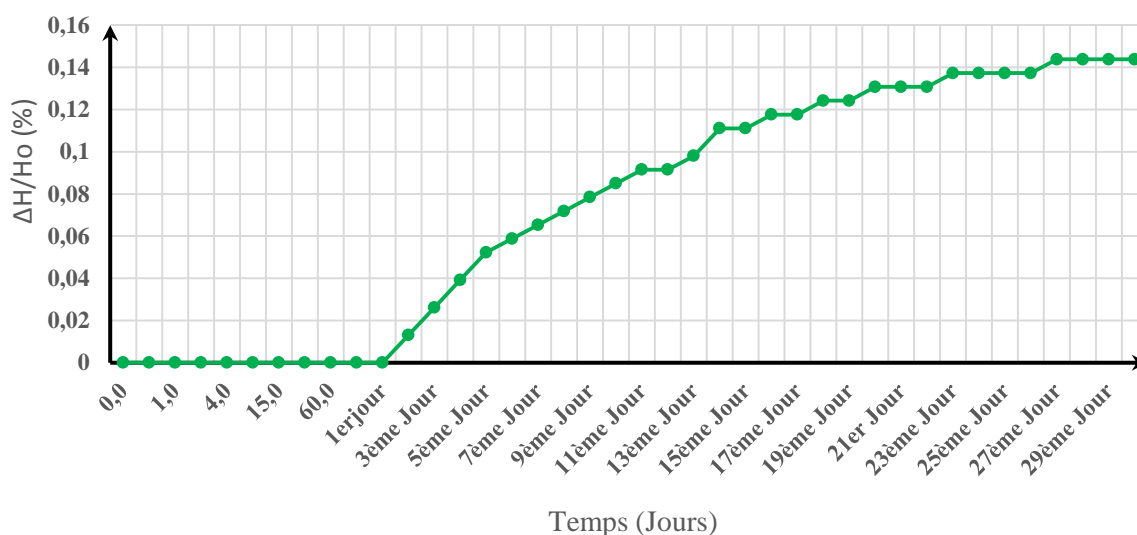


Figure 5.65 Gonflement de sol traité à 10% laitier

Essai de gonflement à 15% laitier:

Le gonflement de l'éprouvette de sol traitée à 15% laitier granulé et soumise à une charge constante de **3272.1g** est donné sur la figure 5.66. Une teneur en eau de **30.67%** et une densité sèche de **1414.69kg/m³** étaient ses caractéristiques physiques initiales. La courbe de gonflement obtenue après un mois de consolidation est de forme S. La première partie de la courbe qui est droite montre que le sol ne subit pas de gonflement du tout. Après 72 heures le sol amorce son gonflement plus ou moins rapide jusqu'au 10ème jour. Le gonflement par la suite perd de son intensité jusqu'au vingt et unième jour et devient complètement nul entre le 21 et le 30ème jour lorsque l'essai fut arrêté. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période de un mois était de **0.13mm** représentant un pourcentage de **0.085%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

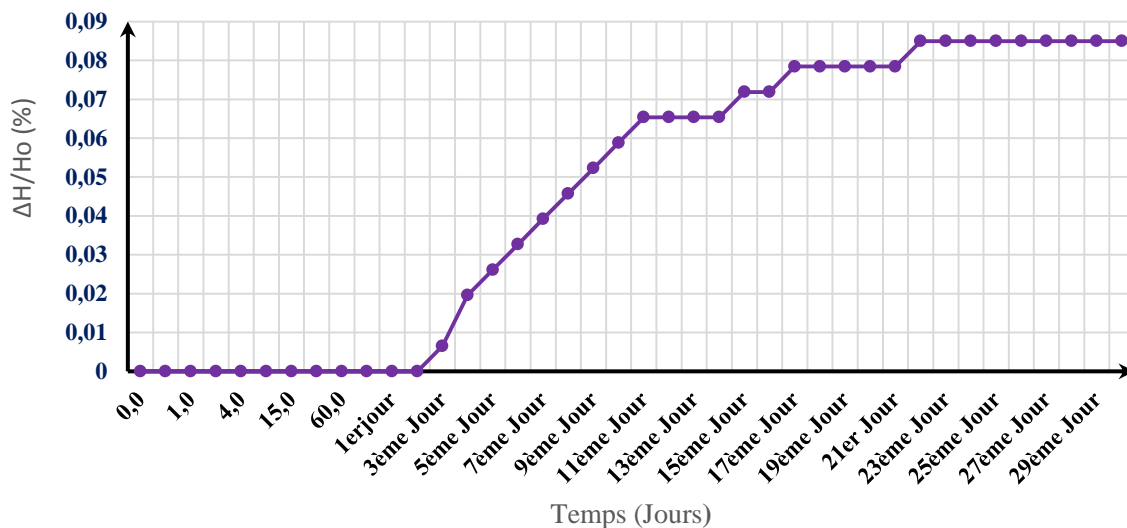


Figure 5.66 Gonflement de sol traité à 15% laitier

Essai de gonflement à 20% laitier:

La figure 5.67 représente le gonflement d'une éprouvette de sol traitée à 20% de laitier granulé et soumise à une charge constante de **3164.74g**. Ses caractéristiques physiques étaient une teneur en eau de **30.23%** et une densité sèche de **1419.47kg/m³**. La courbe de gonflement de forme en S obtenue après un mois de consolidation présente une première partie initiale droite indiquant que l'éprouvette de sol ne subit pas de gonflement du tout. Après 24 heures de consolidation, l'éprouvette de sol amorce son gonflement le plus rapide jusqu'au 8ème jour. Le gonflement par la suite s'est atténué progressivement jusqu'au trentième jour ou l'essai fut arrêté. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période de un mois était de **0.15mm** représentant un pourcentage de **0.098%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

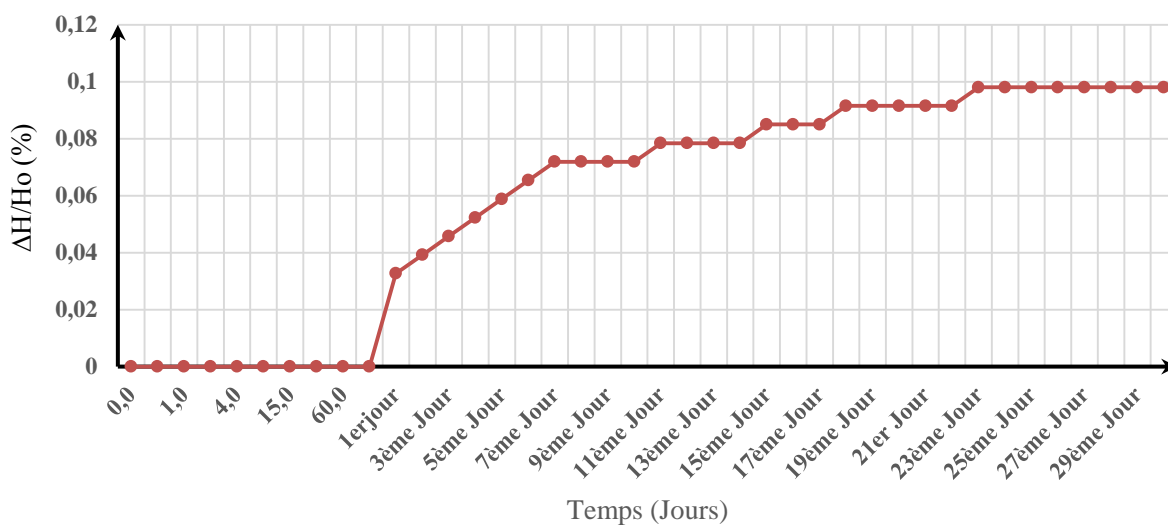


Figure 5.67 Gonflement de sol traité à 20% laitier

Essai de gonflement à 25% laitier:

La figure 5.68 présente le gonflement d'une éprouvette de sol traitée à 25% laitier granulé et soumise à une charge constante de **3165.73g**. Ses caractéristiques physiques et géotechniques étaient une teneur en eau de **30.71%** et une densité sèche de **1400.66kg/m³**. La courbe de gonflement obtenue après un mois de consolidation montre une partie linéaire horizontale indiquant que l'éprouvette de sol n'a pas subi de gonflement. Le gonflement commence après 72 heures de consolidation. L'éprouvette de sol subit son gonflement le plus rapide jusqu'au 11ème jour. Par la suite, il commence à s'atténuer progressivement jusqu'à la fin de l'essai au trentième jour. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période de un mois était de **0.08mm** représentant un pourcentage de **0.052%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

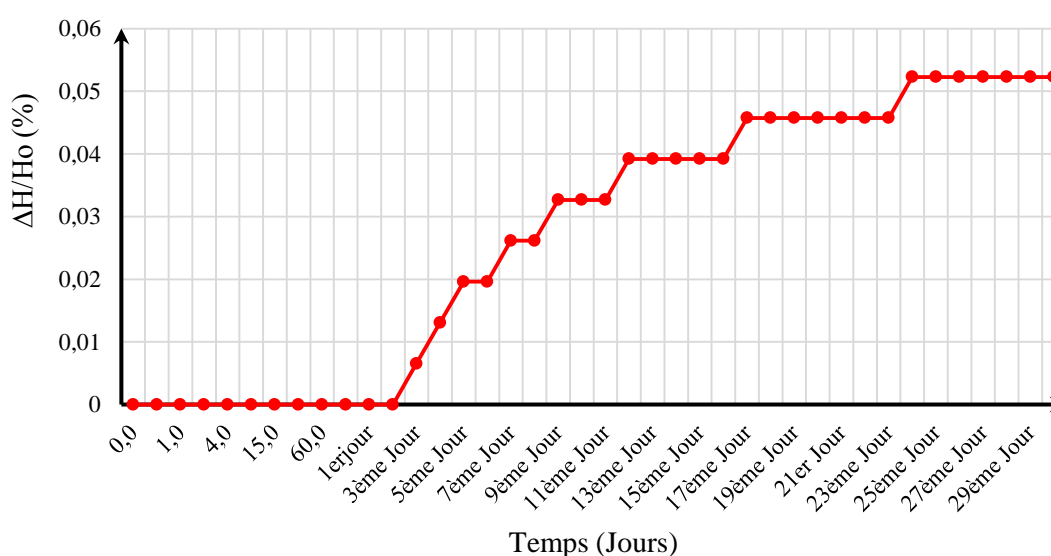


Figure 5.68 Gonflement de sol traité à 25% laitier

Comparaison des courbes de gonflement des éprouvettes traitées au laitier:

Afin de voir l'influence des proportions d'ajout de laitier granulé broyé d'El Hadjar sur le gonflement de sol, les courbes de consolidation des éprouvettes de sol traitées à 0%, 5%, 10%, 15%, 20% et 25% de laitier granulé non activé (100% GGBFS) ont été callées comme le montre la figure 5.69. Cette dernière met en évidence que l'augmentation de la quantité d'additif de laitier granulé (100% GGBFS) aplatit les courbes de gonflement ce qui se traduit par une réduction de la vitesse et du potentiel de gonflement des sols fins. Le pourcentage de gonflement relatif du sol non traité était de 1.045% ce dernier s'est réduit à 0.25%, 0.14%, 0.085%, 0.098% et 0.052% successivement lorsque la quantité de l'ajout hydraulique est augmentée de 0% à 25% comme résumé sur le tableau 5.24. Ce changement dans le gonflement du sol fin est le résultat de la diminution de la quantité des particules fines argileuses et l'accroissement du nombre des particules grosses dû à l'ajout du laitier, mais aussi à l'agglomération des particules fines pour former de grosses particules en raison de la réaction pouzzolanique primaire et la floculation des fines.

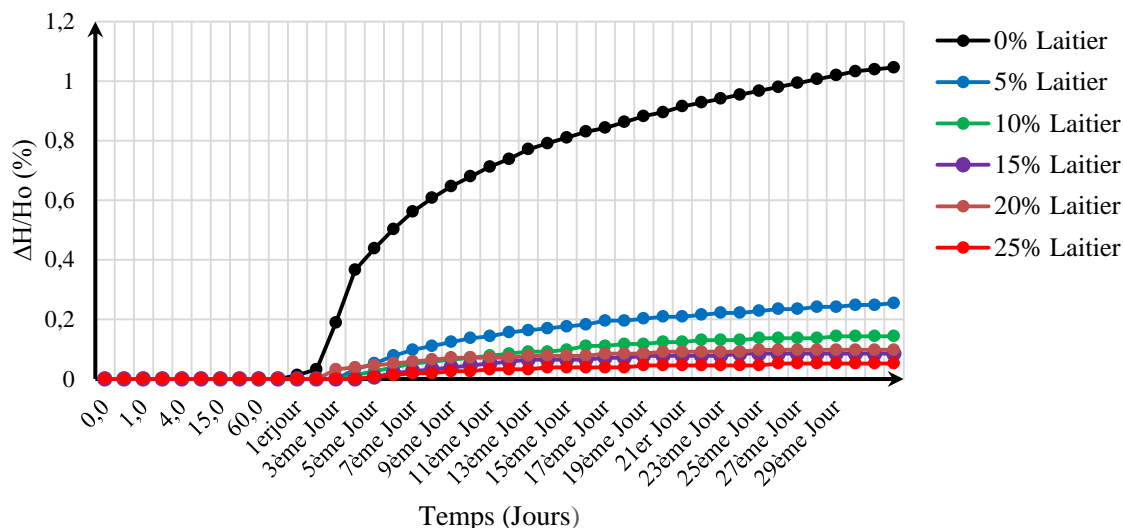


Figure 5.69 Gonflement des sols traités de 5 à 25% laitier

Tableau 5.24 Comparaison du gonflement et son pourcentage en fonction % laitier

Laitier	ΔH (mm)	% Gonflement	Temps d'Amorce du Gonflement
0%	1.6	1.045%	60 minutes
5%	0.39	0.25%	48 heures
10%	0.22	0.14%	48 heures
15%	0.13	0.085%	72 heures
20%	0.15	0.098%	24 heures
25%	0.08	0.052%	72 heures

La figure 5.70 illustre les histogrammes de la variation du changement de la hauteur en fonction des différents pourcentages de laitier granulé broyé ajouté. Il est clair d'après celle-ci que l'augmentation de l'ajout d'additif réduit le gonflement absolu de l'éprouvette de sol. Cette variation linéaire de la hauteur est passée de **1.6mm** (0% additif) à **0.39mm** pour 5% additif, **0.22mm** (10% additif), **0.13mm** (15% additif), **0.15mm** (20% additif), **0.08mm** (25% additif).

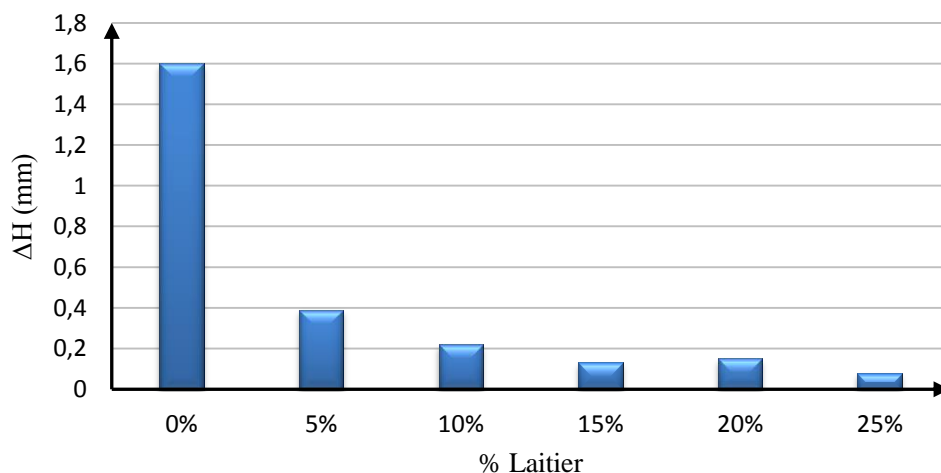


Figure 5.70 Variation de hauteur en fonction du % laitier

La figure 5.71 illustre les histogrammes de la variation du pourcentage du gonflement en fonction des différents pourcentages de laitier granulé broyé non activé ajouté. Ainsi, dans les mêmes conditions de compactage et d'humidité c'est-à-dire le même OMC et MDD trouvés lors du compactage Proctor Modifié, l'augmentation de l'ajout d'additif réduit le pourcentage du gonflement de l'éprouvette de sol. Ce gonflement est passé de **1.045%** (0% additif) à **0.25%** (5% additif), **0.14%** (10% additif), **0.085%** (15% additif), **0.098%** (20% additif), **0.052%** (25% additif) successivement.

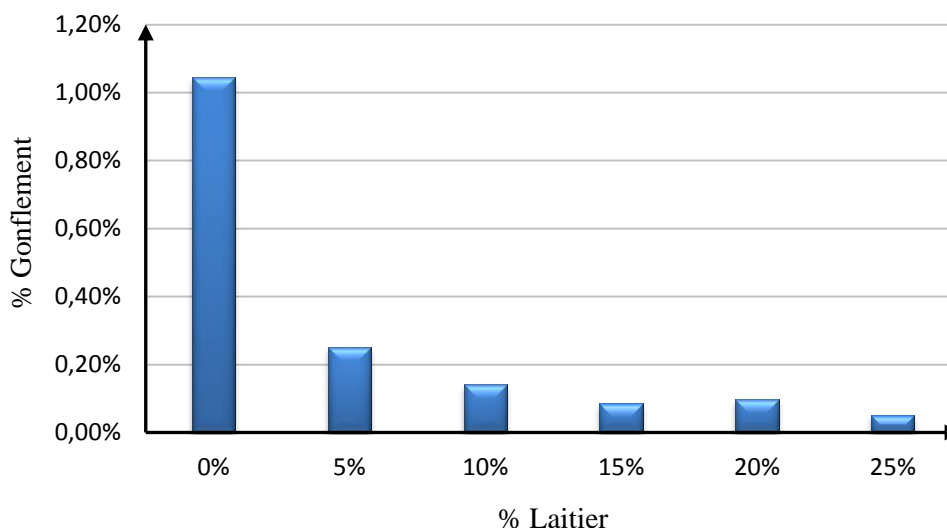


Figure 5.71 Variation du % de Gonflement en fonction du % laitier

5.8.2 Influence du laitier activé sur le gonflement du sol

Le sol constitué a été ensuite stabilisé par ajout successivement de 5%, 10%, 15%, 20% et 25% de laitier granulé broyé des hauts fourneaux activé à la chaux avec une combinaison de (85% GGBFS+15% CaO). Le potentiel et le taux de gonflement de ces éprouvettes de sol traité au laitier granulé activé ont été comparés à celui d'un sol non traité c'est-à-dire à 0% de laitier activé.

Essai à 0% laitier activé :

La figure 5.72 présente les résultats de gonflement du sol non traité c'est-à-dire sans ajout de tout de liant hydraulique. L'éprouvette de sol ayant une teneur en eau de **32.02%** et une densité sèche de **1373.31kg/m³** a été soumise à une charge constante de **3272.62 g**. La courbe de gonflement obtenue après un mois de consolidation est de forme en S. La partie initiale de la courbe est une droite indiquant que l'éprouvette de sol n'a pas subi de gonflement pendant les premiers temps de l'essai. Après 60 minutes l'éprouvette de sol non traitée amorce son gonflement avec le taux le plus élevé jusqu'au 5eme jour. Par la suite Le taux de gonflement s'est ralenti progressivement jusqu'au trentième jour ou l'essai fut arrêté. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période de un mois était évaluée de **1.6mm** représentant un pourcentage de **1.045%** par rapport à sa hauteur initiale.

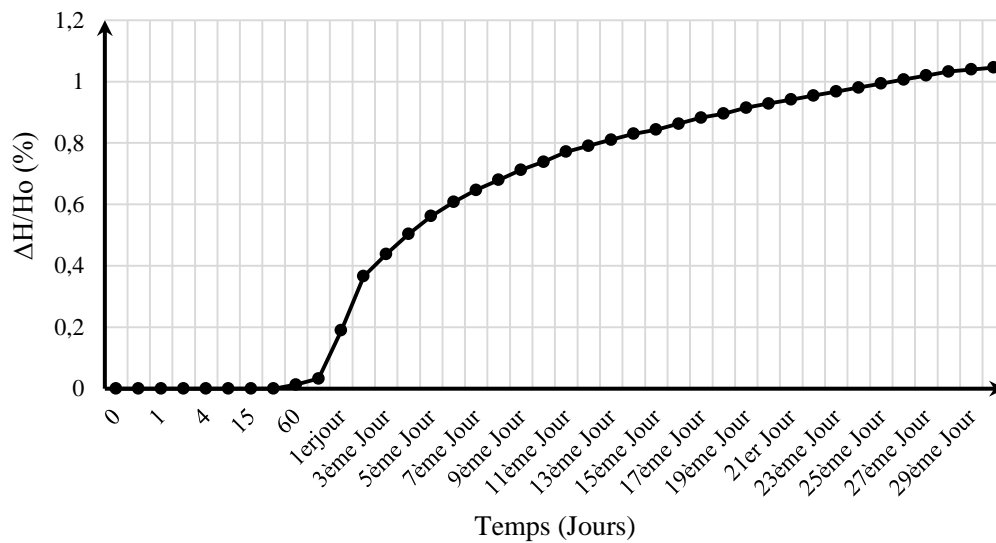


Figure 5.72 Gonflement de sol traité à 0% de laitier activé

Essai à 5% laitier activé :

Les résultats de l'essai de gonflement de sol traité à 5% de laitier activé sont donnés à la figure 5.73. L'éprouvette a été soumise à une charge constante de **3170.52g** et ses caractéristiques physiques et géotechniques ont été une teneur en eau de **31.23%** et une densité sèche de **1381.57kg/m³**. La courbe représentant le comportement de sol obtenu après un mois de consolidation montre une forme en S. La première tranche de la courbe est une droite ou l'éprouvette de sol ne subit pas de gonflement du tout. Après 120 minutes l'éprouvette de sol débute son gonflement avec son taux le plus élevé. Au-delà du 3^{em} jour, Le gonflement par la suite ralenti progressivement mais continue jusqu'au trentième jour ou l'essai fut arrêté. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période de un mois était de l'ordre de **0.69mm** représentant un pourcentage de **0.451%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

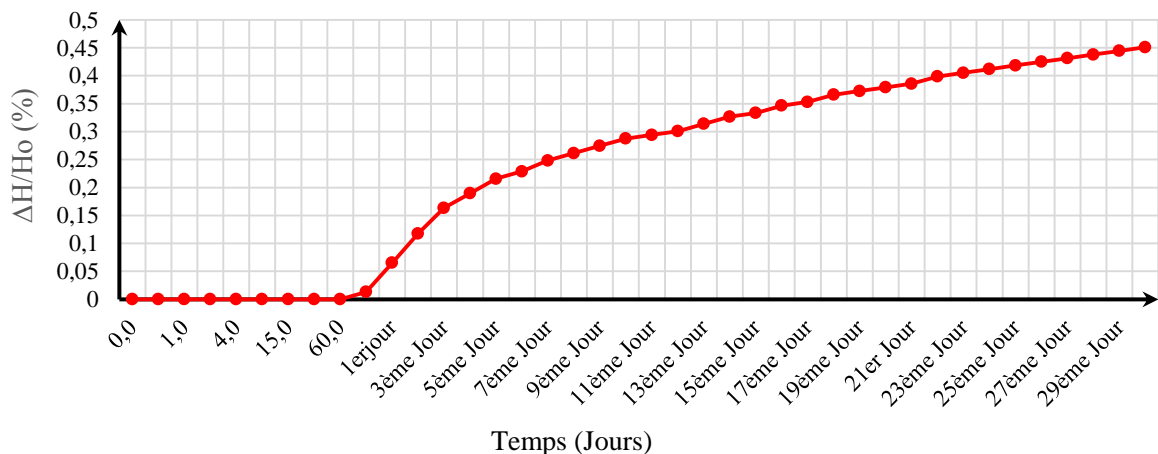


Figure 5.73 Gonflement des sols traités à 5% de laitier activé

Essai à 10% laitier activé :

La figure 5.74 présente la consolidation de l'éprouvette de sol traité au liant hydraulique de 10% (85% GGBFS+15 CaO) sous une charge constante de **3275.26g**. Avec ses caractéristiques géotechniques de **31.657%** pour la teneur en eau et **1336.77kg/m³** pour densité sèche, la courbe de gonflement obtenue après un mois de consolidation montre une forme en S. La première tranche de la courbe qui est une droite horizontale indiquant que l'éprouvette de sol ne subit pas de gonflement lors de cette période de temps initiale. Après 24heures, l'éprouvette de sol amorce un gonflement avec une vitesse plus ou moins rapide jusqu'au 6^{em} jour. Le gonflement par la suite s'atténue progressivement mais continue jusqu'à l'arrêt de l'essai au trentième jour. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période de un mois était de **0.42mm** représentant un pourcentage de **0.274%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

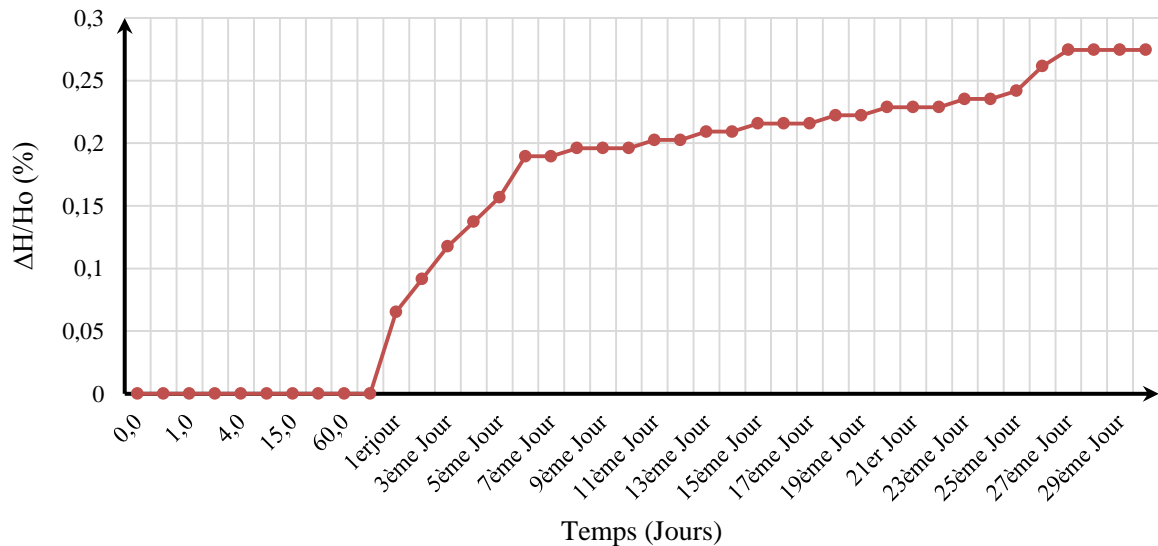


Figure 5.74 Gonflement des sols traités de 10% de laitier activé

Essai à 15% laitier activé :

La figure 5.75 présente le gonflement de sol traité à 15% (85% GGBFS+15% CaO) soumise à une charge verticale constante de **3274.4g**. Les caractéristiques physiques et géotechniques étaient une teneur en eau de **30.429%** et une densité sèche de **1417.31kg/m³**. La courbe obtenue après un mois de consolidation est de forme S. La tranche initiale de la courbe est une droite indiquant que l'éprouvette de sol ne subit pas de gonflement. Ce phénomène ne commence qu'à partir du 4^{em} jour. Au 6^{em} jour, le gonflement semble s'arrêter puisque le courbe devient rectiligne jusqu'au trentième jour ou l'essai fut arrêté. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période d'un mois était de **0.01mm** représentant un pourcentage de **0.0065%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

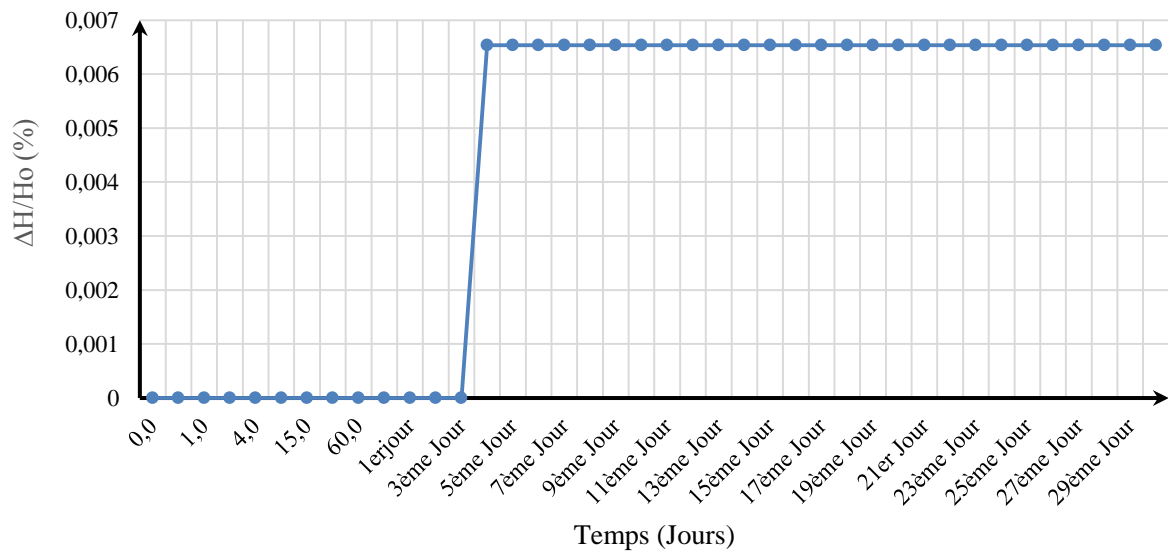


Figure 5.75 Gonflement des sols traités à 15% de laitier activé

Essai à 20% laitier activé :

Les résultats de la consolidation de l'éprouvette de sol traité à 20% (85% GGBFS+15% CaO) et soumise à une charge verticale constante de **3164.7g** est donnée la figure 5.76. Les caractéristiques physiques et géotechniques du sol étaient **33.372%** pour la teneur en eau et **1386.04kg/m³** pour la densité sèche de. La courbe de gonflement obtenue après un mois de consolidation montre une forme en S. Sa partie initiale est une droite ou l'éprouvette de sol subit zéro gonflement. Le gonflement commence à partir du 18^{em} jour et s'arrête au 20^{eme} jour. L'éprouvette de sol continue ensuite sa consolidation avec aucun gonflement jusqu'au trentième jour ou l'essai fut arrêté. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur toute la période d'un mois d'essai était de **0.01mm** représentant un pourcentage de **0.0065%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

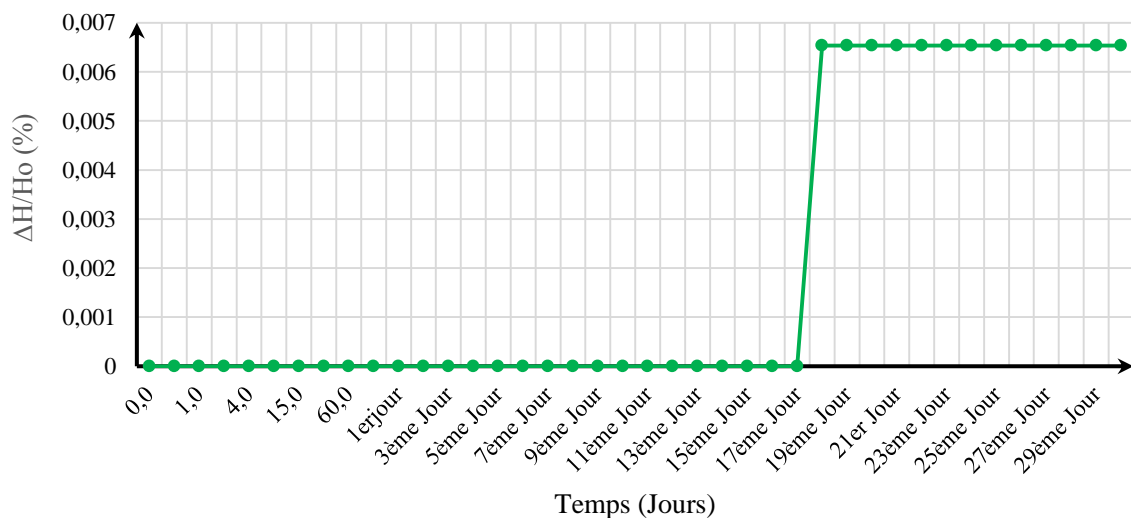


Figure 5.76 Gonflement des sols traités au 20% de laitier activé

Essai à 25% laitier activé :

La figure 5.77 présente la consolidation d'un sol traité à 25% (85% GGBFS+15% CaO) et soumis à une charge constante de **3170.63g**. Les caractéristiques physiques et géotechniques étaient une teneur en eau de **32.12%** et une densité sèche de **1399.18kg/m³**. La courbe obtenue après un mois de consolidation montre la forme d'un S. La première tranche de la courbe est une droite ou l'éprouvette de sol ne subit pas de gonflement du tout. Le gonflement commence à partir du 19^{em} jour et dure 24 heures avant de s'arrêter durant le reste de la période d'essai qui fut arrêté au trentième jour. La réduction totale de la hauteur de l'éprouvette sur la période de un mois était de **0.01mm** représentant un pourcentage de **0.0065%** de la hauteur initiale de l'échantillon de sol.

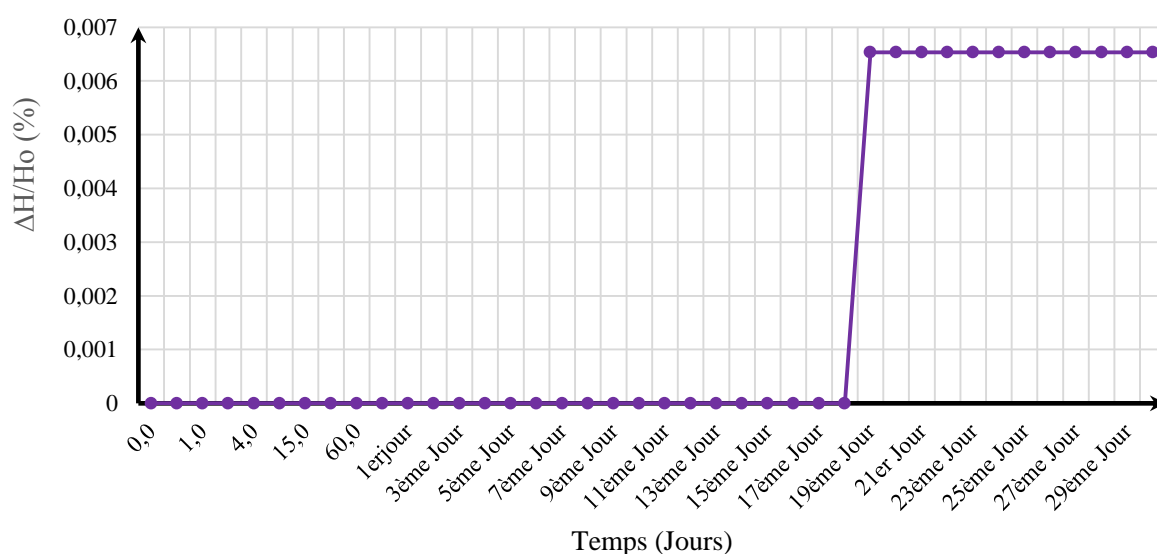


Figure 5.77 Gonflement des sols traités à 25% de laitier activé

Comparaison des courbes de gonflement des sols traités au laitier activé :

La comparaison des courbes des éprouvettes de sol traitées à 0%, 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) est donnée sur la figure 5.78. D'après cette dernière, il est évident que l'augmentation du pourcentage d'ajout d'additif aplatit la courbe de gonflement. Cet accroissement réduit aussi la vitesse et le potentiel de gonflement. Alors que le pourcentage de gonflement à 0% d'ajout de laitier granulé broyé d'El Hadjar activé à la chaux hydraté était de 1.045% ce dernier s'est réduit à 0.451%, 0.274%, 0.0065%, 0.0065% et 0.0065% successivement lorsque la quantité de liant hydraulique (85% GGBFS+15% CaO) est augmentée de 0 à 25%. L'ensemble de ces résultats est résumé au tableau 5.25. Comme dans le cas du sol stabilisé au laitier uniquement, l'addition du laitier activé dans le sol fin engendre des réactions physico-chimiques qui résultent en la floculation des particules fines et l'accroissement du pourcentage des particules grosses dans la matrice de sol.

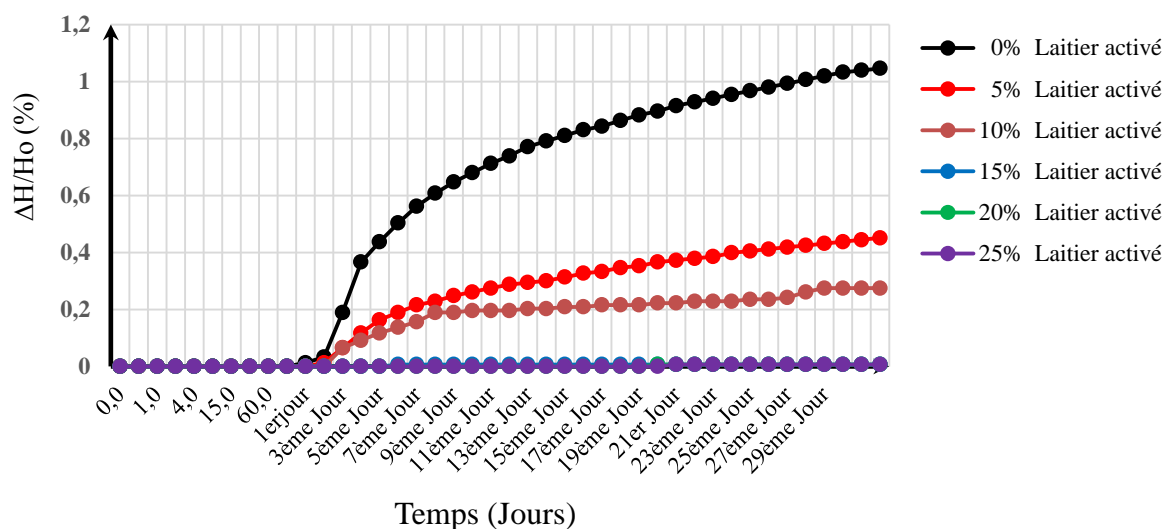


Figure 5.78. Gonflement des sols traités de 5% à 25% de laitier activé

Tableau 5.25 Comparaison du gonflement et son pourcentage en fonction du % de laitier activé

Laitier activé	ΔH (mm)	% Gonflement	Temps d'Amorce du Gonflement
0%	1.6	1.045%	60 minutes
5%	0.69	0.451%	120 minutes
10%	0.42	0.274%	24 heures
15%	0.01	0.0065%	96 heures
20%	0.01	0.0065%	18 jours
25%	0.01	0.0065%	19 jours

La figure 5.79 illustre les histogrammes de la variation du changement de la hauteur (gonflement absolu) en fonction des différents pourcentages de laitier activé ajouté. Il est clair d'après celle-ci que l'augmentation de l'ajout d'additif activé à la chaux réduit la variation d'augmentation de la hauteur de l'éprouvette de sol. Cette variation de hauteur est passée de **1.6mm** pour 0% (85% GGBFS+15% CaO) à **0.69mm** pour 5% (85% GGBFS+15% CaO), **0.42mm** pour 10% (85% GGBFS+15% CaO), **0.01mm** pour 15% (85% GGBFS+15% CaO), **0.01mm** pour 20% (85% GGBFS+15% CaO) et **0.01mm** pour 25% (85% GGBFS+15% CaO).

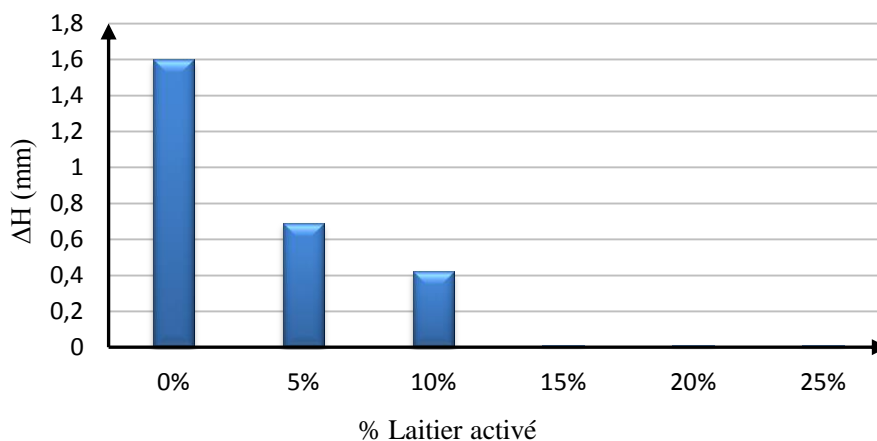


Figure 5.79 Variation de hauteur en fonction du % de laitier activé

La figure 5.80 illustre les histogrammes de la variation du pourcentage du gonflement en fonction des différents pourcentages de laitier activé à la chaux ajouté. Ainsi dans les mêmes conditions de compactage et d'humidité c'est-à-dire le même OMC et MDD, l'augmentation de l'ajout d'additif activé réduit le pourcentage du gonflement de l'éprouvette de sol. Ce gonflement est passé de 1.045% pour 0% (85% GGBFS+15% CaO) à 0.451% pour 5% (85% GGBFS+15% CaO), 0.274% pour 10% (85% GGBFS+15% CaO), 0.0065% pour 15% (85% GGBFS+15% CaO), 0.0065% pour 20% (85% GGBFS+15% CaO) et 0.0065% pour 25% (85% GGBFS+15% CaO) successivement.

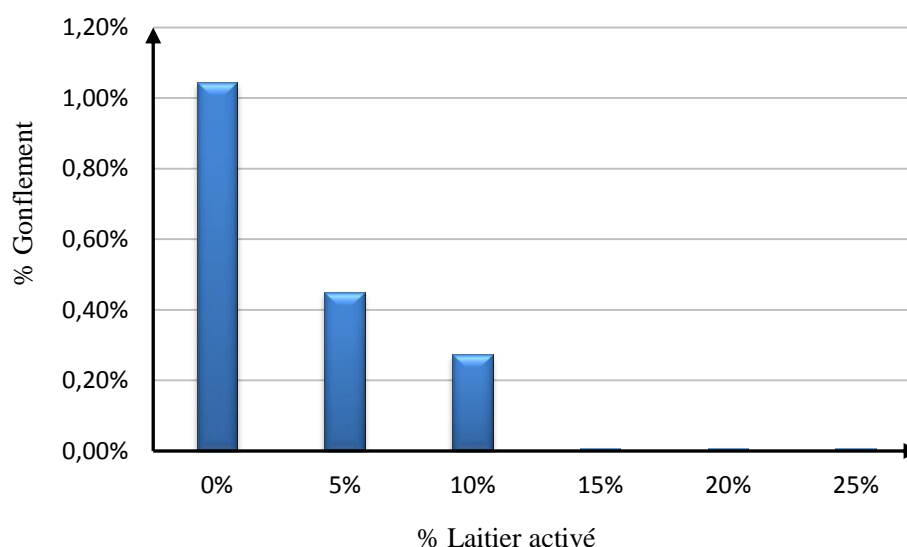


Figure 5.80 Variation du % de Gonflement en fonction du % de laitier activé

5.8.3 Comparaison de l'influence du laitier et du laitier activé sur le gonflement du sol

Les figures 5.81 à 5.85 montrent la comparaison des courbes de gonflement des éprouvettes de sol traitées au laitier seul (100% GGBFS) et au laitier activé à la chaux hydratée (85% GGBFS+15% CaO) pour les quantités d'ajouts de 5%, 10%, 15%, 20% et 25% d'ajouts hydrauliques. Les deux premières figures 5.81 et 5.82 indiquent que le sol stabilisé à 5 et 10% laitier granulé seul exhibe moins de potentiel et de vitesse de gonflement que lorsque le sol est amélioré au même pourcentage de laitier activé.

Ce n'est qu'à partir de 15% d'ajout hydraulique que l'activation du laitier d'El Hadjar par la chaux commence à apporter ses fruits puisque le sol exhibe beaucoup moins de gonflement que lors ce dernier est mélangé au laitier granulé uniquement (100% GGBFS). Ceci est bien illustré sur les figures 5.83 à 5.85. L'effet de l'ajout hydraulique (85% GGBFS+15% CaO) à 15%, 20% et 25% semble rendre le potentiel et la vitesse de gonflement pratiquement nuls d'où une stabilité à ce phénomène destructeur affectant les constructions. Les ouvrages linéaires en géotechnique seront alors stables sans

aucune apparition des fissures à la surface superficielle. Une telle méthode de traitement des sols fins est donc recommandée lors des réalisations des routes, des pistes d'atterrissage et des aéroports nécessitant des remblais importants lorsque le choix du site de réalisation est imposé et le sol sur site ne répond pas aux critères imposés pour la réalisation de ces projets.

Essais à 5% Additifs

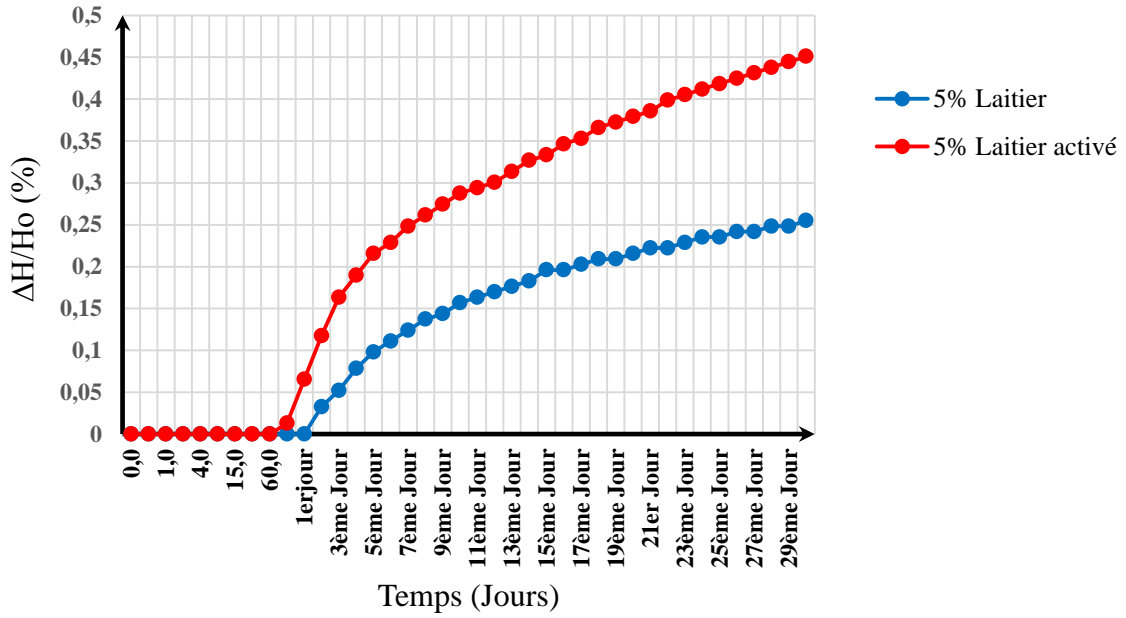


Figure 5.81 Gonflement des sols traités à 5%. Additifs

Essais à 10% Additifs

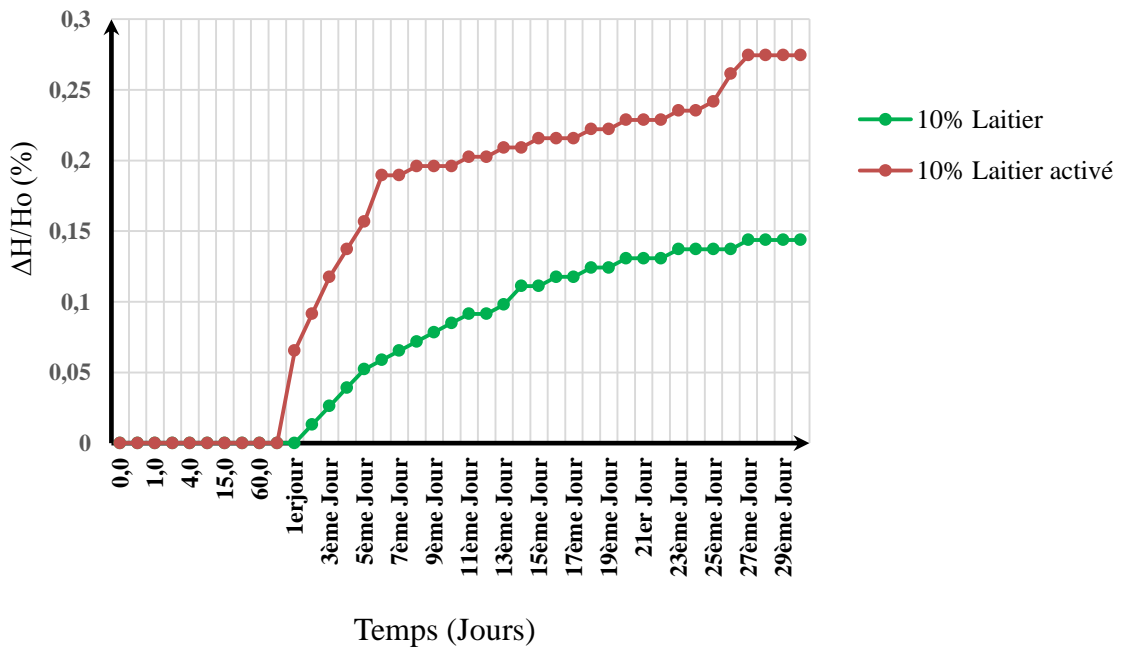


Figure 5.82 Gonflement des sols traités à 10%. Additifs

Essais à 15% Additifs

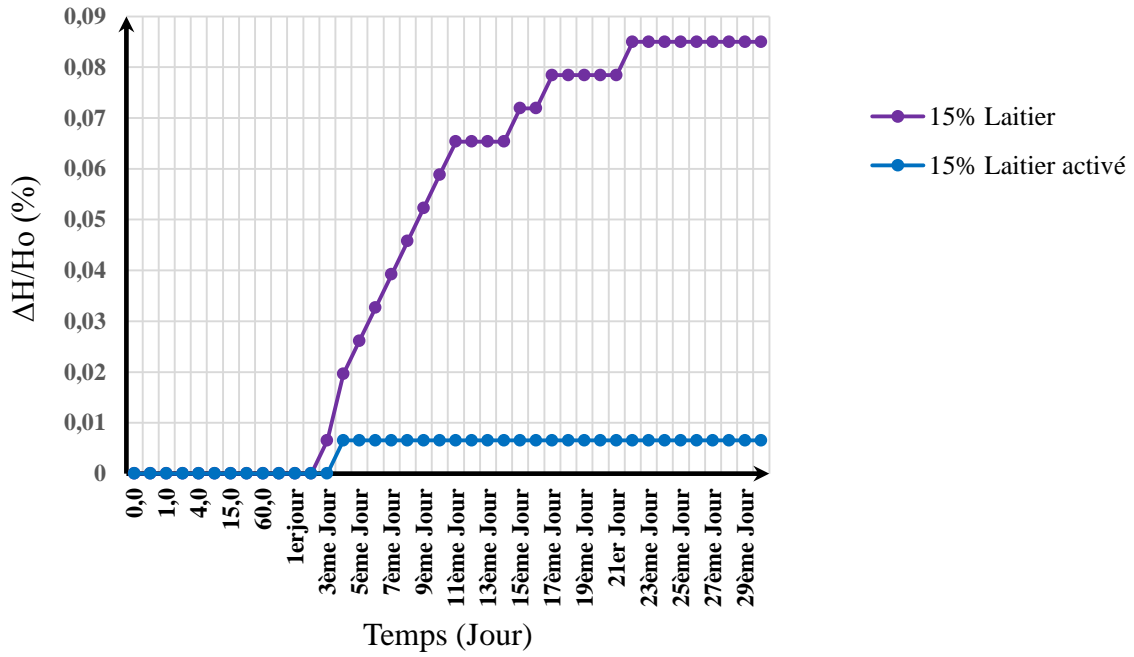


Figure 5.83 Gonflement des sols traités à 15%. Additifs

Essais à 20% Additifs

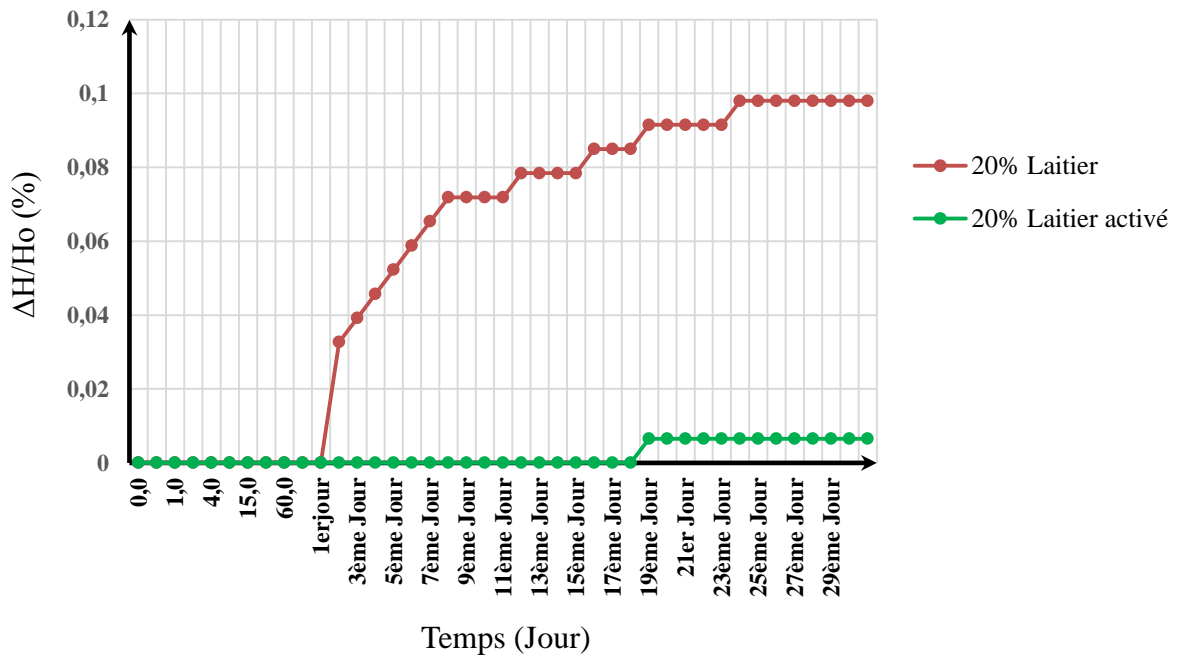


Figure 5.84 Gonflement des sols traités à 20%. Additifs

Essais à 25% Additifs

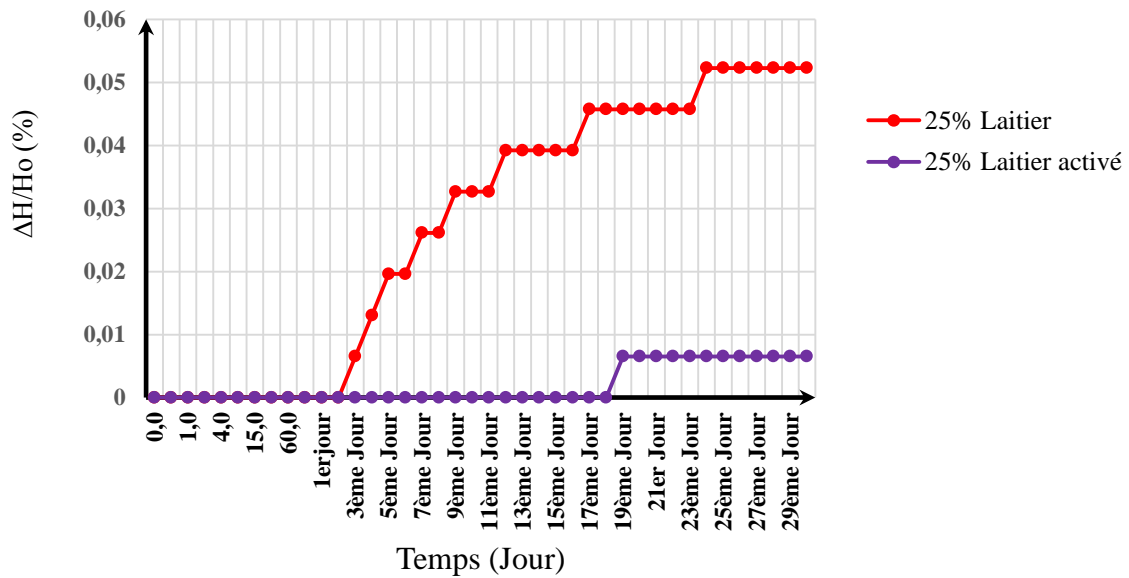


Figure 5.85 Gonflement des sols traités à 25% Additifs

5.8.4 Comparaison de la variation de la hauteur

L'amélioration du phénomène de gonflement des sols fins à problèmes par l'utilisation du laitier granulé seul (100% GGBFS) ou activé (85% GGBFS+15% CaO) est mieux expliquée par les figures 5.86 et 5.87 montrant les variations du gonflement linéaire absolu et du potentiel de gonflement pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% des liants hydrauliques utilisés.

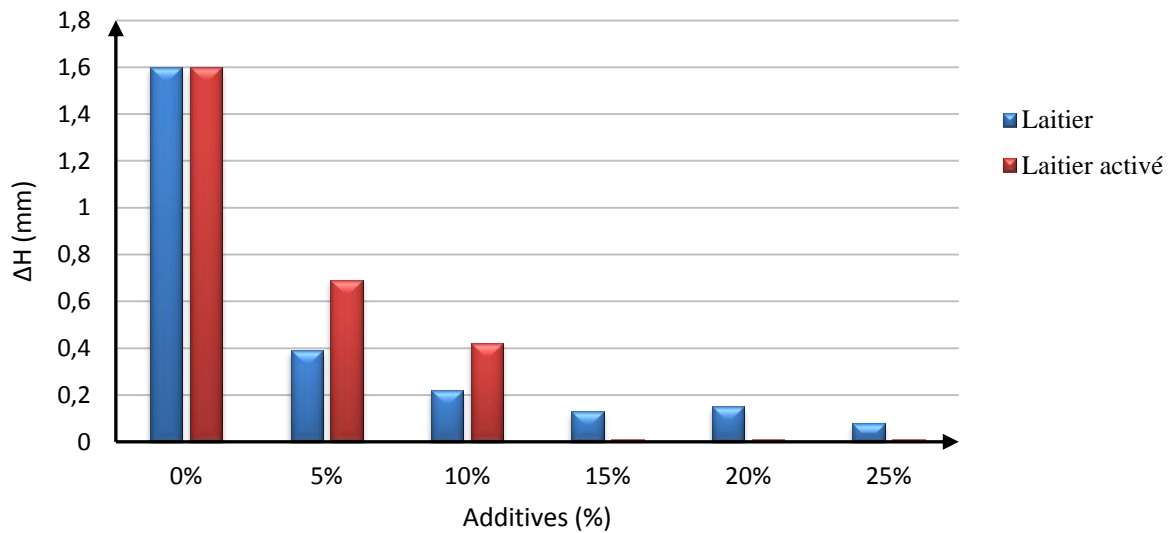


Figure 5.86 Comparaison de la variation de hauteur

La figure 5.86 qui présente la variation du gonflement linéaire absolu en fonction du pourcentage des additifs montre qu'à 5% et 10% d'ajouts, les éprouvettes de sol traitées au laitier activé montrent une variation linéaire de la hauteur plus importante que celle stabilisées au de laitier uniquement (100% GGBFS). Toutefois au-delà de 10%, le laitier activé à la chaux semble réduire

définitivement le gonflement linéaire absolu pour devenir quasiment nul. Cette observation est encore mieux confortée par la figure 5.87 qui montre la variation du potentiel de gonflement en fonction du pourcentage d'ajouts utilisés. Au-delà de 10% d'ajouts les éprouvettes de sol n'exhibent aucun gonflement du tout lorsque le sol est stabilisé au laitier activé (85%GGBFS+15% CaO).

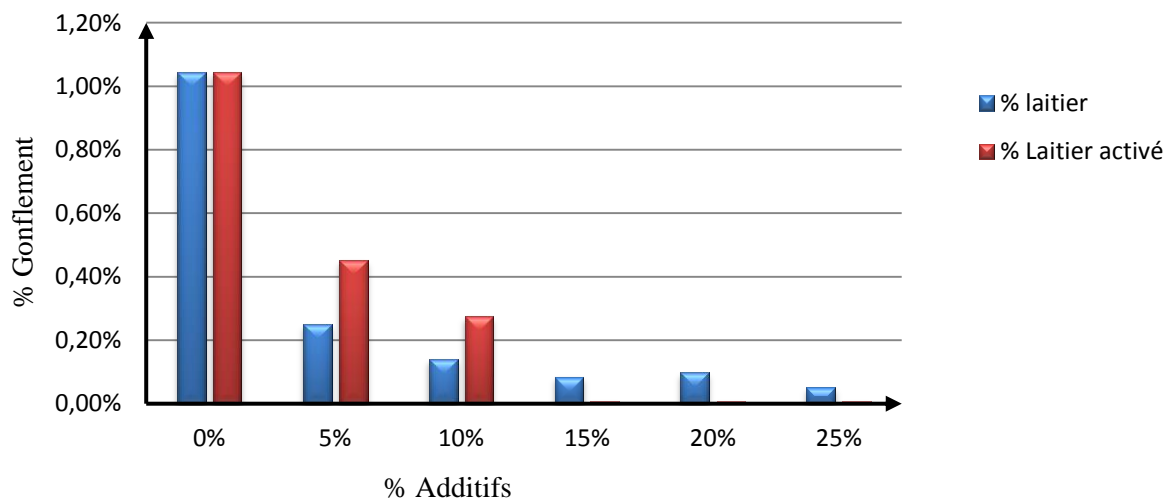


Figure 5.87 Comparaison de la Variation du % de Gonflement

5.8.5 Etude de fiabilité des essais de gonflement

- *Fiabilité des essais au laitier seul*

Cette section présente l'étude de fiabilité des essais effectués en laboratoire et l'interprétation des résultats présentés dans la section précédente. En effet, pour pouvoir comparer les résultats obtenus par la stabilisation au laitier seul et au laitier activé à la chaux, toutes les éprouvettes ont été confectionnées aux valeurs de caractéristiques de compactage obtenues lors de l'essai de compactage Proctor Modifié c'est-à-dire une teneur en eau optimale de 32.03% et une densité sèche maximale de 1384.46 kg/m³. Ces valeurs ont été initialement déterminées lors du compactage du sol non traité. Le gonflement a été réalisé sous une charge unique, constante moyenne d'environ 3200g comme le montre le tableau 5.26.

Tableau 5.26 Fiabilité des essais de gonflement des éprouvettes de sol traitées au laitier

Laitier	OMC (%)	MDD (kg/m ³)	Charge (g)
0%	32,02	1373,31	3272,62
5%	31,32	1380,62	3274,9
10%	31,02	1410,91	3274,9
15%	30,67	1414,69	3272,1
20%	30,23	1419,47	3164,74
25%	30,71	1400,66	3165,73

Fiabilité de la teneur en eau OMC

La figure 5.88 montre bien que les éprouvettes de sol stabilisées au laitier ont une teneur en eau aux alentours de 30.99% proche de la valeur de teneur en eau optimale de 32.03%.

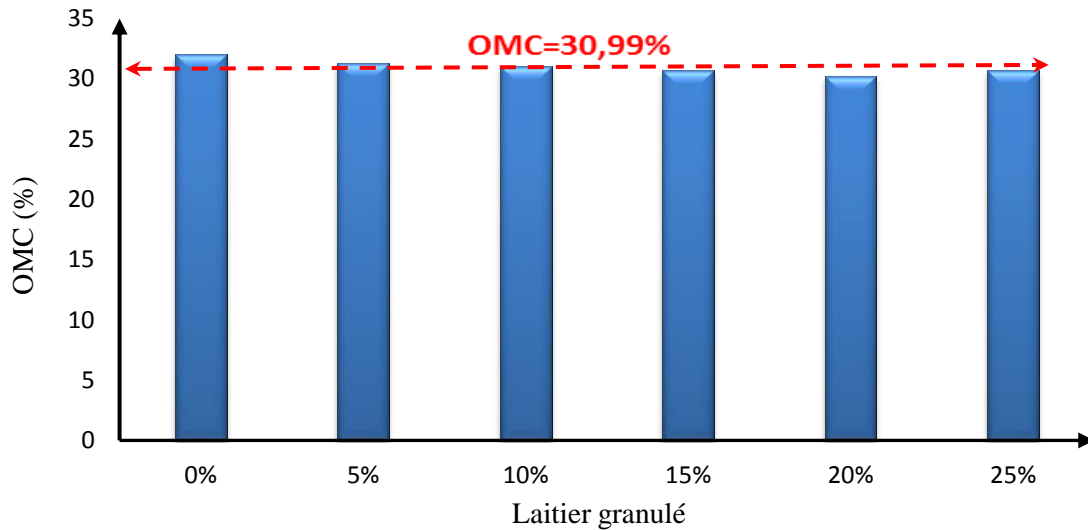


Figure 5.88 Teneurs en eau des éprouvettes de sol traitées au laitier

Fiabilité de MDD

La figure 5.89 montre bien que les éprouvettes de sol stabilisées au laitier ont une densité sèche aux alentours de 1399.94kg/m³ proche de la densité sèche maximale de 1384.46 kg/m³.

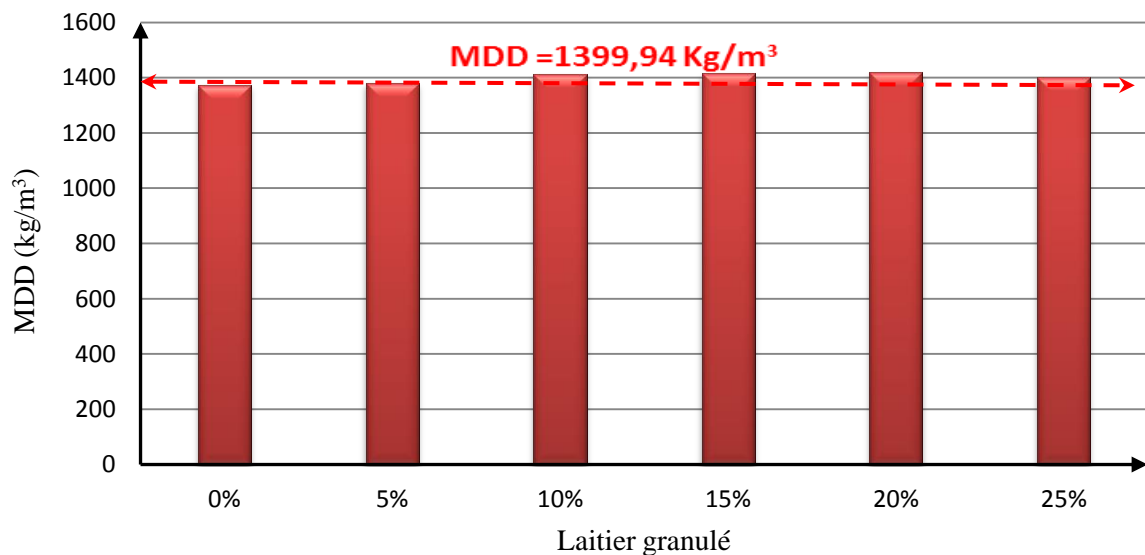


Figure 5.89 Densités sèches des éprouvettes de sol traitées au laitier

Fiabilité de la charge

La figure 5.90 montre bien que les éprouvettes de sol stabilisées au laitier ont été soumises à une charge moyenne constante de 3237.50g proche de la charge fixée au début de 3200g.

Cette différence des masses est essentiellement due aux masses des différents disques fondus de chargement disponible au niveau du laboratoire.

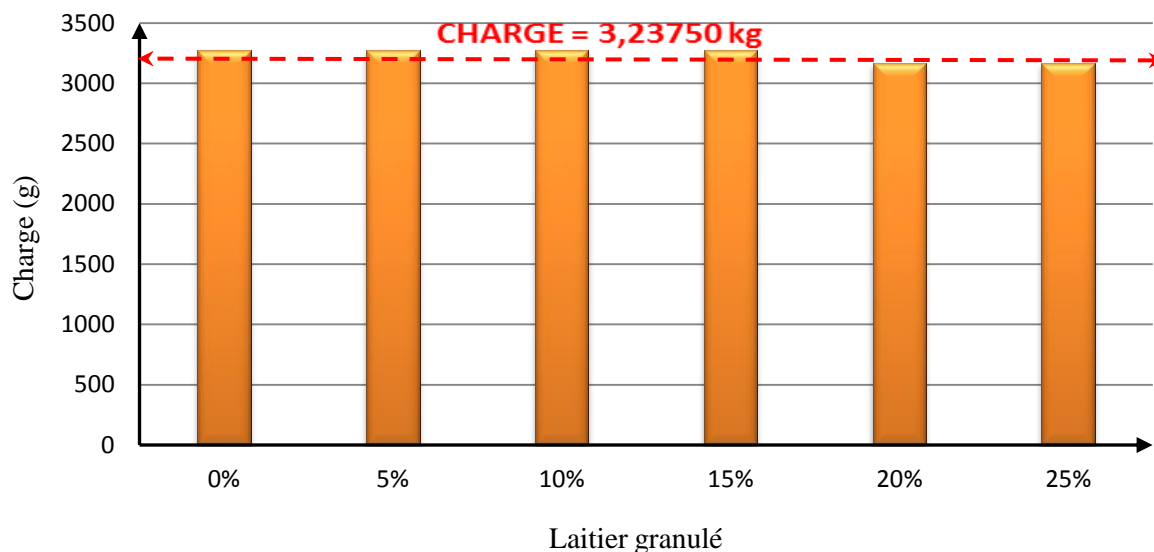


Figure 5.90 Charges appliquées sur les éprouvettes de sol traitées au laitier

- *Fiabilité des essais au laitier activé*

Cette section présente l'étude de fiabilité des essais au laitier activé effectués en laboratoire et l'interprétation des résultats discutés antérieurement concernant la stabilisation au laitier activé. En effet, pour pouvoir comparer les résultats obtenus par la stabilisation au laitier seul et au laitier activé à la chaux, toutes les éprouvettes ont été confectionnées à la teneur en eau optimale de 32.03% et la densité sèche maximale de 1384.46 kg/m³. Ces valeurs ont été initialement déterminées lors du compactage par la méthode Proctor Modifié du sol non traité. Le gonflement a été réalisé sous une charge unique, constante moyenne de 3200g comme le montre le tableau 5.27.

Tableau.5.27 Fiabilité des essais de gonflement des éprouvettes de sol traitées au laitier activé

Laitier activé	OMC (%)	MDD (kg/m ³)	Charge (g)
0%	32,02	1373,31	3272,62
5%	31,23	1381,57	3170,52
10%	31,66	1336,77	3275,26
15%	30,429	1417,31	3274,4
20%	33,37	1386,04	3164,7
25%	32,12	1399,18	3170,63

Fiabilité de la teneur en eau OMC

La figure 5.91 montre bien que les éprouvettes de sol stabilisées au laitier activé à la chaux ont une teneur en eau aux alentours de 31.97% proche de la teneur en eau optimale de 32.03% fixée préalablement.

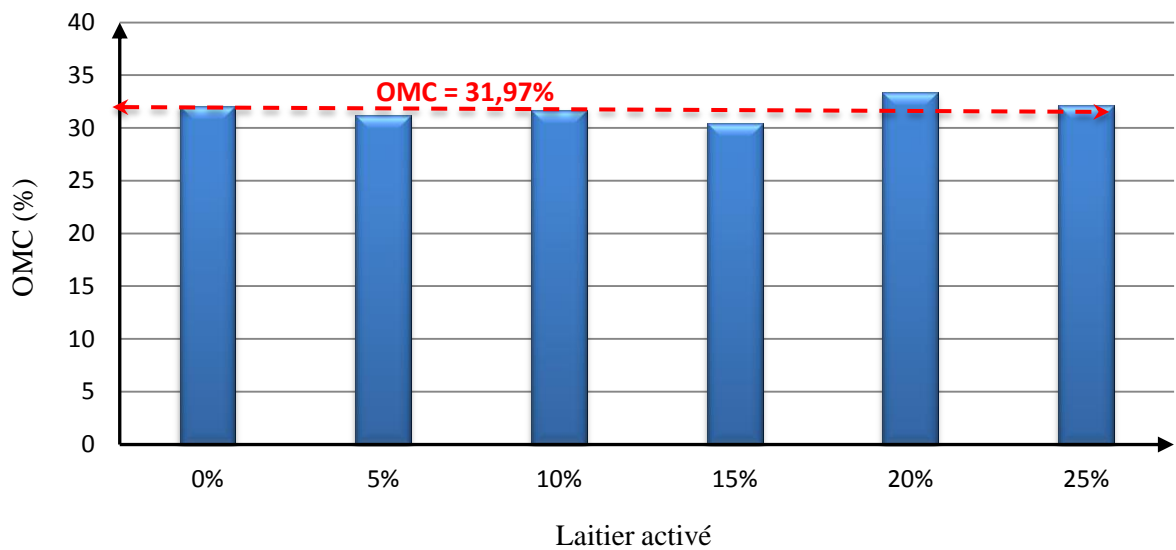


Figure 5.91 Teneurs en eau des éprouvettes de sol traitées au laitier activé

Fiabilité de MDD

La figure 5.92 montre bien que les éprouvettes de sol stabilisées au laitier activé à la chaux ont une densité sèche aux alentours de 1382.363 kg/m^3 proche de la densité sèche maximale de 1384.46 kg/m^3 .

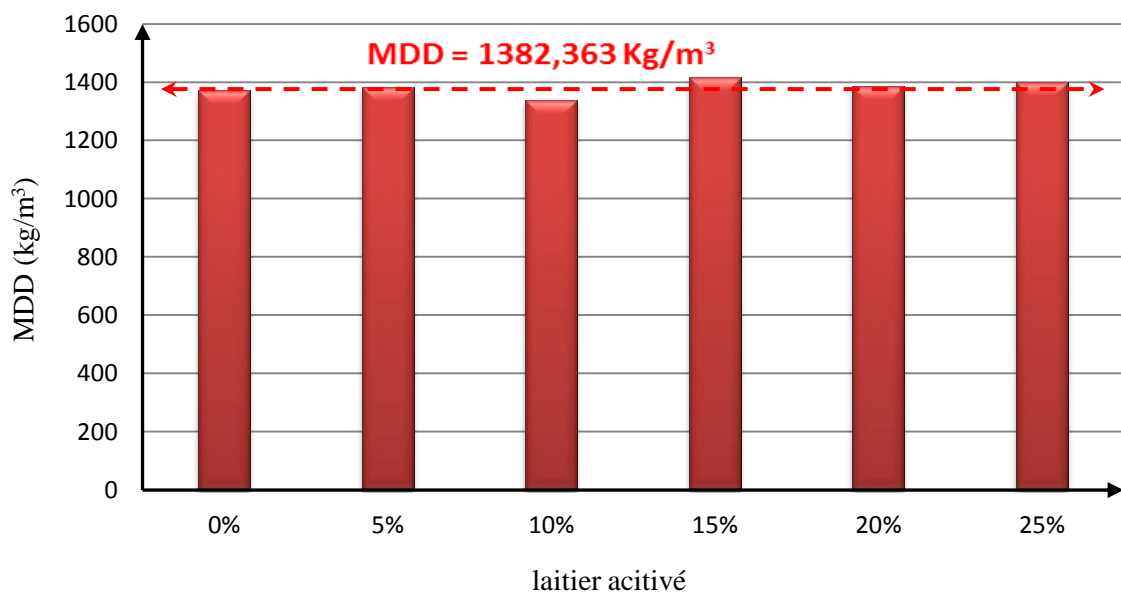


Figure 5.92 Densités sèches des éprouvettes de sol traitées au laitier activé

Fiabilité de la charge

La figure 5.93 montre bien que les éprouvettes de sol stabilisées au laitier activé ont été soumises à une charge moyenne de 3221.35g proche de la charge fixée au début de 3200g . Cette différence des masses est essentiellement due aux masses des différents disques de chargement disponible au niveau du laboratoire.

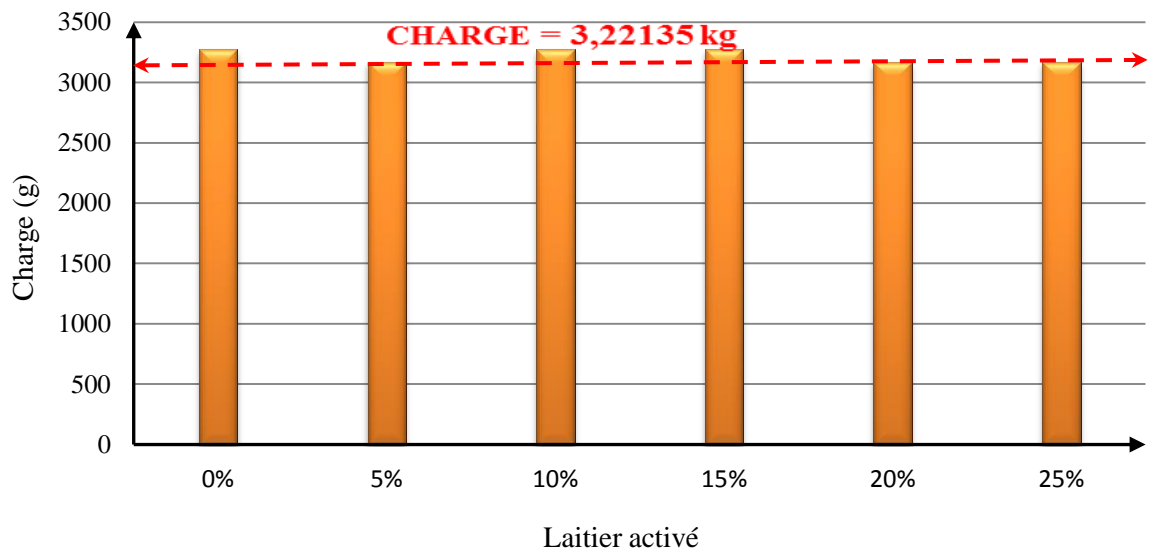


Figure 5.93 Charges appliquées sur les éprouvettes de sol traitées au laitier activé

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

6.1 CONCLUSION

Le présent travail de recherche a pour objectif d'étudier l'influence du laitier granulé et broyé de haut fourneau produit localement par l'usine métallurgique d'EL Hadjar pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques d'un sol fin artificiel préparé en laboratoire par le mélange de 85% de kaolin de djebel Débagh et 15% de bentonite de Maghnia. Ce sol est représentatif des sols problématiques largement répandus dans les zones arides et semi-arides en Afrique du nord ou des projets linéaires d'envergure tel que les routes, les autoroutes, les pistes d'aérodromes et les barrage nécessitant des quantités énormes de remblai sont projetés ou en cours de réalisation. La granulométrie, la plasticité, le compactage, la compression simple et le gonflement des éprouvettes de sol stabilisées au laitier granulé seul et au laitier granulé activé à la chaux hydratée ont été largement investigués. Sur la base des résultats obtenus lors de cette étude expérimentale, les conclusions suivantes ont pu être tirées:

1. La proportion de 5% de stabilisant est le pourcentage initial utilisé pour le traitement des sols fins.
2. Avec les augmentations de pourcentage du laitier granulé broyé, la densité spécifique du sol fin augmente. Tandis que, l'activation de ce dernier avec de la chaux hydratée entraîne des valeurs de densité spécifique plus élevées.
3. L'addition du laitier granulé broyé a provoqué une translation des courbes granulométriques des échantillons traités, loin de l'échantillon non traité vers le côté plus grossier. Avec l'augmentation de cet additif, le pourcentage des particules fines diminue provoquant un meilleur renforcement de sol.
4. Les échantillons traités avec le laitier granulé uniquement ont montré une réduction des limites de liquide et de plasticité alors que l'indice de plasticité semble pratiquement invariable. Par contre, l'ajout du laitier granulé broyé des hauts fourneaux activé avec la chaux hydratée au sol augmente la limite de plasticité, diminue la limite liquidité et l'indice de plasticité, ce qui donne une meilleure maniabilité au sol permettant ainsi l'allongement de la période des travaux sur site aux saisons humides.
5. Avec l'augmentation de la quantité du laitier granulé broyé, la teneur en eau optimale diminue tandis que la densité sèche maximale augmente. L'activation de cet ajout hydraulique avec de la chaux hydratée tend à augmenter la teneur en eau optimale et à réduire la densité sèche maximale.

Ce changement est considéré comme une indication de l'amélioration des caractéristiques de compactage du sol stabilisé au laitier activé.

6. Le sol traité au laitier granulé broyé activé avec la chaux hydratée donne une meilleure résistance au cisaillement non confinée. Cette résistance s'améliore encore plus avec les augmentations de la quantité d'additif activé ajoutée et le temps de cure.
7. La variation de la compression non confinée en fonction du temps de cure semble être plus importante durant les premières semaines de prise puis s'atténue avec le temps. Le pourcentage de liant hydraulique a un effet significatif sur la résistance au cisaillement du sol pendant toute la période de prise. L'augmentation de la quantité d'ajout entraîne une amélioration plus rapide et une meilleure résistance à la compression non confinée du sol.
8. La méthode utilisée pour la mesure du gonflement du sol s'avère efficace. La stabilisation du sol fin au laitier seul réduit le gonflement pour toutes les proportions d'ajout utilisées. Plus le pourcentage du laitier augmente le gonflement et la vitesse de gonflement diminuent. La stabilisation du sol au laitier activé à la chaux hydratée réduit encore considérablement le gonflement et le taux de gonflement. Au-delà de 15% de laitier activé le gonflement devient totalement nul. Le laitier s'avère alors un additif intéressant recommandé pour la stabilisation des sols gonflants.
9. Sur la base des trouvailles mentionnées ci-dessus, le laitier granulé broyé des hauts fourneaux activé à la chaux hydraulique peut être l'additif recommandé pour la stabilisation des sols fins. Un pourcentage d'ajout de 20% de laitier activé est recommandé pour l'amélioration des caractéristiques physiques et mécaniques du sol à particules fines. Au-delà de ce pourcentage d'additif, l'ajout de quantité supplémentaire de laitier granulé broyé ne semble pas apporter grand chose à la résistance à la compression simple du sol stabilisé ni même au phénomène de gonflement de sol.
10. La stabilisation chimique des sols fins est une méthode écologique et rentable puisque le laitier granulé des hauts fourneaux est disponible presque gratuitement

6.2 RECOMMANDATIONS

Pour une caractérisation plus complète et une meilleure compréhension du comportement de ce sol gonflant à faible portance dont les propriétés ont été améliorées par ajout de laitier, l'étude de la micro structure par le Microscope Electronique à Balayage (MEB) et l'analyse au Diffraction des Rayons X (DRX) des éprouvettes de sols non traités et traités au laitier granulé broyé activé et non activé doivent être conduits, analysés et comparés afin de confirmer les résultats et les observations obtenus lors de cette étude expérimentale.

Références

REFERENCES

1. Abdel Rahman Ouf M.E.S, 2001. Stabilization of Clay Subgrade Soils using Ground Granulated Blast furnace Slag Ph.D. Thesis School Of Civil Engineering University of Leeds, UK. 296p
2. Al-Rawas A.A & Mattheus F.A.G., 2006. Expansive Soils-Recent Advances in characterization and treatment. Taylor and Francis Group-library, London, UK. 526p.
3. AL-Rawass A.A., Taha R., Nelson J.D., AL Shab T.B, AL Siyabi H., 2002. A comparative evaluation of various additives in the stabilization of expansive of soils. *Geotech Test Journal*, vol. 25(2), pp.199-209.
4. Al-Rawas A.A., 2002. Microfabric and mineralogical studies on the stabilization of an expansive soil using cement by-pass and some types of slag. *Canadian Geotechnical Journal* vol.39 (20), pp. 1150-1167.
5. ASTM C204-07, Standard Test Methods for Fineness of Hydraulic Cement by Air-Permeability Apparatus. *American society of testing Materials*.
6. ASTM D 422-90, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. *American society of testing Materials*.
7. ASTM D 854-00. Standard Test for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. *American society of testing Materials*.
8. ASTM D 4318. Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. *American society of testing Materials*.
9. ASTM D 1557. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (2,700 KN-m/m³). *American society of testing Materials*.
10. ASTM D 2166. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. *American society of testing Materials*.
11. Bhattacharja S., Bhatta J.I., and Todres H.A., 2003. Stabilization of clay soils by Portland cement or Lime-A critical review of literature. *PCA R&D Serial N°. 2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois*.
12. Bijen, J.G., 1996. Blast Furnace Slag Cement. *Association of the Netherlands Cement Industry (VNC)*.
13. British Standard Institution (BS) 6699 (1986), Specification for Ground Granulated Blast Furnace Slag for Use with Portland cement.

14. Bruer, W. G., 1973, Urban Geology: Master Plan of California, *California Dev. Mines-Geology*, Bull. 198
15. Chen, F.H., 1975, Foundations on Expansive Soils, Elsevier, Devel. Amsterdam. 279p.
16. Chen F.H., 1988. Foundations on Expansive Soils. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam Edition. 463p
17. Cost T.M., Aldrich, R., 2004. Feasibility considerations: Use of slag cement (GGBFS) in soil stabilization. *Transportation Research Board*.
18. Cocka E., Yazici V., Ozaydin V., 2004. Stabilisation of Expansive clays using Granulated Blast Furnace Slag (GBFS), GNFS-Lime combination and GBFS Cement. Master's Degree Thesis. Middle East Technical University.
19. Cocka E., Yazici V., Ozaydin V., 2009. Stabilization of Expansive Clays using Granulated Blast furnace Slag (GBFS) and GBFS-Cement. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 27, pp. 489-499.
20. Cioroi M., Nestor L., 2005. Recycling Possibilities of Metallurgical Slag. *The Annals of Dun area de Jos University of Galati., Metallurgy and Material Science*, Fascicule IX, N°1.
21. Dayalan J., 2016. Comparative Study on Stabilization of Soil with Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBFS) and Fly Ash. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, Vol.03 (05), pp. 2198-2204.
22. Dayioglu A., Aydilek A., Cetin B., 2014. Preventing Swelling and Decreasing Alkalinity of Steel Slags Used in Highway Infrastructures. *Journal of the Transportation Research Board*, 2401, pp. 52-57.
23. DIN: 1164 (1967), Portland, Iron Portland Blast furnace and Cement, German Standards
24. Eades J.L., Grim R.E., 1966. A quick test to determine lime requirement for lime stabilization. *Highway Research Record*, Vol. 139, pp. 61-72.
25. Gjorv O.E., 1989. Alkali Activation of Norwegian Granulated Blast Furnace Slag, American Concrete Institute, Detroit. Proceedings of The Third International Conference Trondheim, Norway, Vol. 2, SP114-73, pp.1501-1517
26. Grim, R.E., 1968. Clay Mineralogy, New York, McGraw-Hill, 2nd Edition. 596p
27. Gradusov B.Y., 1974. A Tentative Study of Clay Minerals Distribution in Soils of The World, *Geoderma*, Vol. 12, pp. 49-55.
28. Gaombalet J., 2004. Le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage. Thèse de Doctorat. Ecole polytechnique, France. 324p

29. Hakkinen T., 1993. The Influence of Slag Content on the Microstructure, Permeability and Mechanical Properties of Concrete Part 1: Microstructural Studies and basic Mechanical Properties, *Cement and Concrete Research*, vol. 23, pp.407-421
30. Higgins D.D., Kinuthia J. M, Wild S., 1998. Soil Stabilization Using Lime-Activated GGBS, Proceedings of the 6th Int. Conference, Fly Ash, Silica fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete, Bangkok, Thailand, Vol. 2, pp. 1057-1074.
31. Indraratna, B., 1996. Utilization of lime, slag and fly ash for improvement of a colluvial soil in New South Wales, *Geotechnical and Geological journal*, Vol. 6, pp. 169-191.
32. James R., Kamruzzaman A.H.M., Haque A., Wilkinson A., 2008. Behavior of lime–slag treated clay. *Ground improvement*, 161 Issue G14. pp. 207-216.
33. Khan N.T., Walzade S., Yadav R.K., 2017. Study on the Effect of Blast Furnace Slag on Geotechnical Characteristics of Black Cotton Soil. *International Journal of Current Engineering and Technology*, vol.7(1), pp.1-3.
34. Khemissa M., Mahamedi A., 2014 Cement and lime mixture stabilization of an expansive over consolidated clay, *Applied Clay Science* vol. 95, pp. 104–110
35. Kinuthia J.M., 1997. Property Changes and Mechanism in Lime-Stabilised Kaolinite in the Presence of Metal Sulphate, Ph. D thesis, School of the Built Environment, University of Glamorgan, UK.
36. Kumar A., Pandey V., Murari K., Sing J.P., 2014. Soil Stabilization Using Ground Granulated Blast Furnace Slag. *International Journal of Engineering Research and Applications*, vol.4 (5) (Version 2), pp.164-171.
37. Lyon Associates, 1971, Laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of Africa, *Lyon Association Inc. Baltimore, Maryland, U. S. A.*
38. Liang Y., Li W., Wang X., 2013. Influence of Water Content on Mechanical Properties of Improved Clayey Soil Using Steel Slag. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol 31(1), pp. 83-91. Mäkikyro M., 2001. Industrial slag use in geotechnical engineering: slag in the geotechnical engineering project. *Geological Survey of Finland*, Special report, vol.32, pp.31-7.
39. Dallas N. Little, 1999. Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates v1. National Association of lime (NLA), USA.
40. Dallas N. Little, 2000. Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates v3. National Association of lime (NLA), USA.

41. Mateos M., 1964. Soil -Lime Research at Iowa State University. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 90, SM2, pp. 127-153
42. Mowafy Y.M, Bauer G.E, Sakeb F.H, 1990, Treatment of Expansive Soils: A Laboratory Study. *Transportation Research Record, No. 1032*, pp. 34-39.
43. Mgangira M.B., 2008. Laboratory assessment of the influence of the proportion of waste foundry sand on the geotechnical engineering properties of clayey soils. *Journal of south African institution of civil engineering*, Vol.48 (1), pp.2-7.
44. Nelson J.D & Miller D.J., 1992. Expansive soils-problems and practice in foundation and pavement engineering. Wiley, New York. 259p
45. Osinubik J., 2006. Influence of compacting efforts on lime-slag treated tropical black clay. *Journal of materials in civil Engineering*. Vol. 18 (2), pp. 175-181.
46. Rollings M.P. & Rollings, R.S., 1996. *Geotechnical materials in construction*. Ed. McGraw-Hill, New York.
47. Salvati L., Vichit-Vadakan W., 2004. Investigation of factors affecting the improvement of clay with ground blast furnace slag-*US Department of Transportation SPR-2953*.
48. Salvati L., Pozolo A., 2012. Factors Affecting the Improvement of Clay with Blast-Furnace Slag, *Proceedings of Grouting and Deep Mixing 2012*. pp. 1748-1757.
49. Sridevi G., Sreerama R., 2004. Efficacy of GGBS Stabilized Soil Cushions With and Without Lime in Pavements. *International Journal of Emerging Technologies in Computational and Applied Sciences (IJETCAS)*, pp.141-147.
50. Van Olphen, H., 1963. *An Introduction to Clay Colloid Chemistry*. New York. Wiley and Sons, 2nd E dition
51. Wild S., Kinuthia J.M., Jones G.I., Higgins D.D., 1998. Effects of partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBFS) on the strength properties of lime-stabilized sulphate-bearing clay soils. *Engineering Geology*, Vol. 51, No.1, pp. 37-53.
52. Wild S., Kinuthia J.M., Jones G.I., Higgins D.D., 1999. Suppression of swelling associated with ettringite formation in lime stabilized sulphate bearing clay soils by partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBFS). *Engineering Geology*, Vol. 51, No.4, pp. 257-277.
53. Wild S., Tasong W.A., 1999. Influence of Ground Granulated Blastfurnace Slag on the Sulphate Resistance of Lime- Stabilised Kaolinite. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 51 (4), pp. 247-254

54. Wilkinson A., Haque B.E, Kodikara J., 2007. *Soil Improvement with industrial by-products*. *Civil Engineering research report N° RR6* ISBN/978-0-9803199-6-5.
55. Wu T.H., 1976, *Soil Mechanics*, Ohio University, USA Allyn and Bacon INc, 440p
56. Wu X., Jiang W., Roy D.M., 1990. Early Activation and Properties of Slag Cement, *Cement and Concrete Research*, Vol. 20, pp. 961-974
57. Xidakis G.S., 1979. Assessment of The Engineering and Other Properties of Expansive Soils by Various Methods, Ph.D Thesis, Civil Engineering Department, University of Leeds, U. K

Annexe

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol non traitée 0% laitier

<i>Temps (Jours)</i>	<i>Temps (mn)</i>	<i>Divisions</i>	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	0,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	2	0,02	0,013071895
120,0	120,0	5	0,05	0,032679739
1 ^{er} jour	1440,0	29	0,29	0,189542484
2 ^{ème} Jour	2280	56	0,56	0,366013072
3 ^{ème} Jour	4320	67	0,67	0,437908497
4 ^{ème} Jour	5760	77	0,77	0,503267974
5 ^{ème} Jour	7200	86	0,86	0,562091503
6 ^{ème} Jour	8640	93	0,93	0,607843137
7 ^{ème} Jour	10080	99	0,99	0,647058824
8 ^{ème} Jour	11520	104	1,04	0,679738562
9 ^{ème} Jour	12960	109	1,09	0,712418301
10 ^{ème} Jour	14400	113	1,13	0,738562092
11 ^{ème} Jour	15840	118	1,18	0,77124183
12 ^{ème} Jour	17280	121	1,21	0,790849673
13 ^{ème} Jour	18720	124	1,24	0,810457516
14 ^{ème} Jour	20160	127	1,27	0,830065359
15 ^{ème} Jour	21600	129	1,29	0,843137255
16 ^{ème} Jour	23040	132	1,32	0,862745098
17 ^{ème} Jour	24480	135	1,35	0,882352941
18 ^{ème} Jour	25920	137	1,37	0,895424837
19 ^{ème} Jour	27360	140	1,4	0,91503268
20 ^{ème} Jour	28800	142	1,42	0,928104575
21 ^{er} Jour	30240	144	1,44	0,941176471
22 ^{ème} Jour	31680	146	1,46	0,954248366
23 ^{ème} Jour	33120	148	1,48	0,967320261
24 ^{ème} Jour	34560	150	1,5	0,980392157
25 ^{ème} Jour	36000	152	1,52	0,993464052

26 ^{ème} Jour	37440	154	1,54	1,006535948
27 ^{ème} Jour	38880	156	1,56	1,019607843
28 ^{ème} Jour	40320	158	1,58	1,032679739
29 ^{ème} Jour	41760	159	1,59	1,039215686
30 ^{ème} Jour	43200	160	1,6	1,045751634

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 5% laitier

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	0	0	0
1 ^{er} jour	1440,0	0	0	0
2 ^{ème} Jour	2280	5	0,05	0,032679739
3 ^{ème} Jour	4320	8	0,08	0,052287582
4 ^{ème} Jour	5760	12	0,12	0,078431373
5 ^{ème} Jour	7200	15	0,15	0,098039216
6 ^{ème} Jour	8640	17	0,17	0,111111111
7 ^{ème} Jour	10080	19	0,19	0,124183007
8 ^{ème} Jour	11520	21	0,21	0,137254902
9 ^{ème} Jour	12960	22	0,22	0,14379085
10 ^{ème} Jour	14400	24	0,24	0,156862745
11 ^{ème} Jour	15840	25	0,25	0,163398693
12 ^{ème} Jour	17280	26	0,26	0,169934641
13 ^{ème} Jour	18720	27	0,27	0,176470588
14 ^{ème} Jour	20160	28	0,28	0,183006536
15 ^{ème} Jour	21600	30	0,3	0,196078431
16 ^{ème} Jour	23040	30	0,3	0,196078431
17 ^{ème} Jour	24480	31	0,31	0,202614379
18 ^{ème} Jour	25920	32	0,32	0,209150327
19 ^{ème} Jour	27360	32	0,32	0,209150327
20 ^{ème} Jour	28800	33	0,33	0,215686275

21er Jour	30240	34	0,34	0,22222222
22 ^{ème} Jour	31680	34	0,34	0,22222222
23 ^{ème} Jour	33120	35	0,35	0,22875817
24 ^{ème} Jour	34560	36	0,36	0,235294118
25 ^{ème} Jour	36000	36	0,36	0,235294118
26 ^{ème} Jour	37440	37	0,37	0,241830065
27 ^{ème} Jour	38880	37	0,37	0,241830065
28 ^{ème} Jour	40320	38	0,38	0,248366013
29 ^{ème} Jour	41760	38	0,38	0,248366013
30 ^{ème} Jour	43200	39	0,39	0,254901961

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 10% laitier

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	0	0	0
1 ^{er} jour	1440,0	0	0	0
2 ^{ème} Jour	2280	2	0,02	0,013071895
3 ^{ème} Jour	4320	4	0,04	0,026143791
4 ^{ème} Jour	5760	6	0,06	0,039215686
5 ^{ème} Jour	7200	8	0,08	0,052287582
6 ^{ème} Jour	8640	9	0,09	0,058823529
7 ^{ème} Jour	10080	10	0,1	0,065359477
8 ^{ème} Jour	11520	11	0,11	0,071895425
9 ^{ème} Jour	12960	12	0,12	0,078431373
10 ^{ème} Jour	14400	13	0,13	0,08496732
11 ^{ème} Jour	15840	14	0,14	0,091503268
12 ^{ème} Jour	17280	14	0,14	0,091503268
13 ^{ème} Jour	18720	15	0,15	0,098039216
14 ^{ème} Jour	20160	17	0,17	0,111111111
15 ^{ème} Jour	21600	17	0,17	0,111111111

16 ^{ème} Jour	23040	18	0,18	0,117647059
17 ^{ème} Jour	24480	18	0,18	0,117647059
18 ^{ème} Jour	25920	19	0,19	0,124183007
19 ^{ème} Jour	27360	19	0,19	0,124183007
20 ^{ème} Jour	28800	20	0,2	0,130718954
21 ^{er} Jour	30240	20	0,2	0,130718954
22 ^{ème} Jour	31680	20	0,2	0,130718954
23 ^{ème} Jour	33120	21	0,21	0,137254902
24 ^{ème} Jour	34560	21	0,21	0,137254902
25 ^{ème} Jour	36000	21	0,21	0,137254902
26 ^{ème} Jour	37440	21	0,21	0,137254902
27 ^{ème} Jour	38880	22	0,22	0,14379085
28 ^{ème} Jour	40320	22	0,22	0,14379085
29 ^{ème} Jour	41760	22	0,22	0,14379085
30 ^{ème} Jour	43200	22	0,22	0,14379085

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 15% laitier

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	0	0	0
1 ^{er} jour	1440,0	0	0	0
2 ^{ème} Jour	2280	0	0	0
3 ^{ème} Jour	4320	1	0,01	0,006535948
4 ^{ème} Jour	5760	3	0,03	0,019607843
5 ^{ème} Jour	7200	4	0,04	0,026143791
6 ^{ème} Jour	8640	5	0,05	0,032679739
7 ^{ème} Jour	10080	6	0,06	0,039215686
8 ^{ème} Jour	11520	7	0,07	0,045751634
9 ^{ème} Jour	12960	8	0,08	0,052287582
10 ^{ème} Jour	14400	9	0,09	0,058823529

11 ^{ème} Jour	15840	10	0,1	0,065359477
12 ^{ème} Jour	17280	10	0,1	0,065359477
13 ^{ème} Jour	18720	10	0,1	0,065359477
14 ^{ème} Jour	20160	10	0,1	0,065359477
15 ^{ème} Jour	21600	11	0,11	0,071895425
16 ^{ème} Jour	23040	11	0,11	0,071895425
17 ^{ème} Jour	24480	12	0,12	0,078431373
18 ^{ème} Jour	25920	12	0,12	0,078431373
19 ^{ème} Jour	27360	12	0,12	0,078431373
20 ^{ème} Jour	28800	12	0,12	0,078431373
21 ^{er} Jour	30240	12	0,12	0,078431373
22 ^{ème} Jour	31680	13	0,13	0,08496732
23 ^{ème} Jour	33120	13	0,13	0,08496732
24 ^{ème} Jour	34560	13	0,13	0,08496732
25 ^{ème} Jour	36000	13	0,13	0,08496732
26 ^{ème} Jour	37440	13	0,13	0,08496732
27 ^{ème} Jour	38880	13	0,13	0,08496732
28 ^{ème} Jour	40320	13	0,13	0,08496732
29 ^{ème} Jour	41760	13	0,13	0,08496732
30 ^{ème} Jour	43200	13	0,13	0,08496732

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 20% laitier

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	0	0	0
1 ^{er} jour	1440,0	5	0,05	0,032679739
2 ^{ème} Jour	2280	6	0,06	0,039215686
3 ^{ème} Jour	4320	7	0,07	0,045751634
4 ^{ème} Jour	5760	8	0,08	0,052287582
5 ^{ème} Jour	7200	9	0,09	0,058823529

6 ^{ème} Jour	8640	10	0,1	0,065359477
7 ^{ème} Jour	10080	11	0,11	0,071895425
8 ^{ème} Jour	11520	11	0,11	0,071895425
9 ^{ème} Jour	12960	11	0,11	0,071895425
10 ^{ème} Jour	14400	11	0,11	0,071895425
11 ^{ème} Jour	15840	12	0,12	0,078431373
12 ^{ème} Jour	17280	12	0,12	0,078431373
13 ^{ème} Jour	18720	12	0,12	0,078431373
14 ^{ème} Jour	20160	12	0,12	0,078431373
15 ^{ème} Jour	21600	13	0,13	0,08496732
16 ^{ème} Jour	23040	13	0,13	0,08496732
17 ^{ème} Jour	24480	13	0,13	0,08496732
18 ^{ème} Jour	25920	14	0,14	0,091503268
19 ^{ème} Jour	27360	14	0,14	0,091503268
20 ^{ème} Jour	28800	14	0,14	0,091503268
21 ^{er} Jour	30240	14	0,14	0,091503268
22 ^{ème} Jour	31680	14	0,14	0,091503268
23 ^{ème} Jour	33120	15	0,15	0,098039216
24 ^{ème} Jour	34560	15	0,15	0,098039216
25 ^{ème} Jour	36000	15	0,15	0,098039216
26 ^{ème} Jour	37440	15	0,15	0,098039216
27 ^{ème} Jour	38880	15	0,15	0,098039216
28 ^{ème} Jour	40320	15	0,15	0,098039216
29 ^{ème} Jour	41760	15	0,15	0,098039216
30 ^{ème} Jour	43200	15	0,15	0,098039216

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 25% laitier

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	0	0	0

1 ^{er} jour	1440,0	0	0	0
2 ^{ème} Jour	2280	0	0	0
3 ^{ème} Jour	4320	1	0,01	0,006535948
4 ^{ème} Jour	5760	2	0,02	0,013071895
5 ^{ème} Jour	7200	3	0,03	0,019607843
7 ^{ème} Jour	10080	4	0,04	0,026143791
8 ^{ème} Jour	11520	4	0,04	0,026143791
9 ^{ème} Jour	12960	5	0,05	0,032679739
10 ^{ème} Jour	14400	5	0,05	0,032679739
11 ^{ème} Jour	15840	5	0,05	0,032679739
12 ^{ème} Jour	17280	6	0,06	0,039215686
13 ^{ème} Jour	18720	6	0,06	0,039215686
14 ^{ème} Jour	20160	6	0,06	0,039215686
15 ^{ème} Jour	21600	6	0,06	0,039215686
16 ^{ème} Jour	23040	6	0,06	0,039215686
17 ^{ème} Jour	24480	7	0,07	0,045751634
18 ^{ème} Jour	25920	7	0,07	0,045751634
19 ^{ème} Jour	27360	7	0,07	0,045751634
20 ^{ème} Jour	28800	7	0,07	0,045751634
21 ^{er} Jour	30240	7	0,07	0,045751634
22 ^{ème} Jour	31680	7	0,07	0,045751634
23 ^{ème} Jour	33120	7	0,07	0,045751634
24 ^{ème} Jour	34560	8	0,08	0,052287582
25 ^{ème} Jour	36000	8	0,08	0,052287582
26 ^{ème} Jour	37440	8	0,08	0,052287582
27 ^{ème} Jour	38880	8	0,08	0,052287582
28 ^{ème} Jour	40320	8	0,08	0,052287582
29 ^{ème} Jour	41760	8	0,08	0,052287582
30 ^{ème} Jour	43200	8	0,08	0,052287582

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 0% laitier activé

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	0,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0

15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	2	0,02	0,013071895
120,0	120,0	5	0,05	0,032679739
1 ^{er} jour	1440,0	29	0,29	0,189542484
2 ^{ème} Jour	2280	56	0,56	0,366013072
3 ^{ème} Jour	4320	67	0,67	0,437908497
4 ^{ème} Jour	5760	77	0,77	0,503267974
5 ^{ème} Jour	7200	86	0,86	0,562091503
6 ^{ème} Jour	8640	93	0,93	0,607843137
7 ^{ème} Jour	10080	99	0,99	0,647058824
8 ^{ème} Jour	11520	104	1,04	0,679738562
9 ^{ème} Jour	12960	109	1,09	0,712418301
10 ^{ème} Jour	14400	113	1,13	0,738562092
11 ^{ème} Jour	15840	118	1,18	0,77124183
12 ^{ème} Jour	17280	121	1,21	0,790849673
13 ^{ème} Jour	18720	124	1,24	0,810457516
14 ^{ème} Jour	20160	127	1,27	0,830065359
15 ^{ème} Jour	21600	129	1,29	0,843137255
16 ^{ème} Jour	23040	132	1,32	0,862745098
17 ^{ème} Jour	24480	135	1,35	0,882352941
18 ^{ème} Jour	25920	137	1,37	0,895424837
19 ^{ème} Jour	27360	140	1,4	0,91503268
20 ^{ème} Jour	28800	142	1,42	0,928104575
21 ^{er} Jour	30240	144	1,44	0,941176471
22 ^{ème} Jour	31680	146	1,46	0,954248366
23 ^{ème} Jour	33120	148	1,48	0,967320261
24 ^{ème} Jour	34560	150	1,5	0,980392157
25 ^{ème} Jour	36000	152	1,52	0,993464052
26 ^{ème} Jour	37440	154	1,54	1,006535948
27 ^{ème} Jour	38880	156	1,56	1,019607843
28 ^{ème} Jour	40320	158	1,58	1,032679739
29 ^{ème} Jour	41760	159	1,59	1,039215686
30 ^{ème} Jour	43200	160	1,6	1,045751634

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 5% laitier activé

<i>Temps (Jours)</i>	<i>Temps (mn)</i>	<i>DIVISIONS</i>	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	2	0,02	0,013071895
1 ^{er} jour	1440,0	10	0,1	0,065359477
2 ^{ème} Jour	2280	18	0,18	0,117647059
3 ^{ème} Jour	4320	25	0,25	0,163398693
4 ^{ème} Jour	5760	29	0,29	0,189542484
5 ^{ème} Jour	7200	33	0,33	0,215686275
6 ^{ème} Jour	8640	35	0,35	0,22875817
7 ^{ème} Jour	10080	38	0,38	0,248366013
8 ^{ème} Jour	11520	40	0,4	0,261437908
9 ^{ème} Jour	12960	42	0,42	0,274509804
10 ^{ème} Jour	14400	44	0,44	0,287581699
11 ^{ème} Jour	15840	45	0,45	0,294117647
12 ^{ème} Jour	17280	46	0,46	0,300653595
13 ^{ème} Jour	18720	48	0,48	0,31372549
14 ^{ème} Jour	20160	50	0,5	0,326797386
15 ^{ème} Jour	21600	51	0,51	0,333333333
16 ^{ème} Jour	23040	53	0,53	0,346405229
17 ^{ème} Jour	24480	54	0,54	0,352941176
18 ^{ème} Jour	25920	56	0,56	0,366013072
19 ^{ème} Jour	27360	57	0,57	0,37254902
20 ^{ème} Jour	28800	58	0,58	0,379084967
21 ^{er} Jour	30240	59	0,59	0,385620915
22 ^{ème} Jour	31680	61	0,61	0,39869281
23 ^{ème} Jour	33120	62	0,62	0,405228758
24 ^{ème} Jour	34560	63	0,63	0,411764706
25 ^{ème} Jour	36000	64	0,64	0,418300654
26 ^{ème} Jour	37440	65	0,65	0,424836601

27 ^{ème} Jour	38880	66	0,66	0,431372549
28 ^{ème} Jour	40320	67	0,67	0,437908497
29 ^{ème} Jour	41760	68	0,68	0,444444444
30 ^{ème} Jour	43200	69	0,69	0,450980392

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 10% laitier activé

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	0	0	0
1 ^{er} jour	1440,0	10	0,1	0,065359477
2 ^{ème} Jour	2280	14	0,14	0,091503268
3 ^{ème} Jour	4320	18	0,18	0,117647059
4 ^{ème} Jour	5760	21	0,21	0,137254902
5 ^{ème} Jour	7200	24	0,24	0,156862745
6 ^{ème} Jour	8640	29	0,29	0,189542484
7 ^{ème} Jour	10080	29	0,29	0,189542484
8 ^{ème} Jour	11520	30	0,3	0,196078431
9 ^{ème} Jour	12960	30	0,3	0,196078431
10 ^{ème} Jour	14400	30	0,3	0,196078431
11 ^{ème} Jour	15840	31	0,31	0,202614379
12 ^{ème} Jour	17280	31	0,31	0,202614379
13 ^{ème} Jour	18720	32	0,32	0,209150327
14 ^{ème} Jour	20160	32	0,32	0,209150327
15 ^{ème} Jour	21600	33	0,33	0,215686275
16 ^{ème} Jour	23040	33	0,33	0,215686275
17 ^{ème} Jour	24480	33	0,33	0,215686275
18 ^{ème} Jour	25920	34	0,34	0,222222222
19 ^{ème} Jour	27360	34	0,34	0,222222222
20 ^{ème} Jour	28800	35	0,35	0,22875817
21 ^{er} Jour	30240	35	0,35	0,22875817

22 ^{ème} Jour	31680	35	0,35	0,22875817
23 ^{ème} Jour	33120	36	0,36	0,235294118
24 ^{ème} Jour	34560	36	0,36	0,235294118
25 ^{ème} Jour	36000	37	0,37	0,241830065
26 ^{ème} Jour	37440	40	0,4	0,261437908
27 ^{ème} Jour	38880	42	0,42	0,274509804
28 ^{ème} Jour	40320	42	0,42	0,274509804
29 ^{ème} Jour	41760	42	0,42	0,274509804
30 ^{ème} Jour	43200	42	0,42	0,274509804

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 15% laitier activé

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	0	0	0
1 ^{er} jour	1440,0	0	0	0
2 ^{ème} Jour	2280	0	0	0
3 ^{ème} Jour	4320	0	0	0
4 ^{ème} Jour	5760	1	0,01	0,006535948
5 ^{ème} Jour	7200	1	0,01	0,006535948
6 ^{ème} Jour	8640	1	0,01	0,006535948
7 ^{ème} Jour	10080	1	0,01	0,006535948
8 ^{ème} Jour	11520	1	0,01	0,006535948
9 ^{ème} Jour	12960	1	0,01	0,006535948
10 ^{ème} Jour	14400	1	0,01	0,006535948
11 ^{ème} Jour	15840	1	0,01	0,006535948
12 ^{ème} Jour	17280	1	0,01	0,006535948
13 ^{ème} Jour	18720	1	0,01	0,006535948
14 ^{ème} Jour	20160	1	0,01	0,006535948
15 ^{ème} Jour	21600	1	0,01	0,006535948
16 ^{ème} Jour	23040	1	0,01	0,006535948

17 ^{ème} Jour	24480	1	0,01	0,006535948
18 ^{ème} Jour	25920	1	0,01	0,006535948
19 ^{ème} Jour	27360	1	0,01	0,006535948
20 ^{ème} Jour	28800	1	0,01	0,006535948
21 ^{er} Jour	30240	1	0,01	0,006535948
22 ^{ème} Jour	31680	1	0,01	0,006535948
23 ^{ème} Jour	33120	1	0,01	0,006535948
24 ^{ème} Jour	34560	1	0,01	0,006535948
25 ^{ème} Jour	36000	1	0,01	0,006535948
26 ^{ème} Jour	37440	1	0,01	0,006535948
27 ^{ème} Jour	38880	1	0,01	0,006535948
28 ^{ème} Jour	40320	1	0,01	0,006535948
29 ^{ème} Jour	41760	1	0,01	0,006535948
30 ^{ème} Jour	43200	1	0,01	0,006535948

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 20% laitier activé

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	0	0	0
1 ^{er} jour	1440,0	0	0	0
2 ^{ème} Jour	2280	0	0	0
3 ^{ème} Jour	4320	0	0	0
4 ^{ème} Jour	5760	0	0	0
5 ^{ème} Jour	7200	0	0	0
6 ^{ème} Jour	8640	0	0	0
7 ^{ème} Jour	10080	0	0	0
8 ^{ème} Jour	11520	0	0	0
9 ^{ème} Jour	12960	0	0	0
10 ^{ème} Jour	14400	0	0	0
11 ^{ème} Jour	15840	0	0	0

12 ^{ème} Jour	17280	0	0	0
13 ^{ème} Jour	18720	0	0	0
14 ^{ème} Jour	20160	0	0	0
15 ^{ème} Jour	21600	0	0	0
16 ^{ème} Jour	23040	0	0	0
17 ^{ème} Jour	24480	0	0	0
18 ^{ème} Jour	25920	1	0,01	0,006535948
19 ^{ème} Jour	27360	1	0,01	0,006535948
20 ^{ème} Jour	28800	1	0,01	0,006535948
21 ^{er} Jour	30240	1	0,01	0,006535948
22 ^{ème} Jour	31680	1	0,01	0,006535948
23 ^{ème} Jour	33120	1	0,01	0,006535948
24 ^{ème} Jour	34560	1	0,01	0,006535948
25 ^{ème} Jour	36000	1	0,01	0,006535948
26 ^{ème} Jour	37440	1	0,01	0,006535948
27 ^{ème} Jour	38880	1	0,01	0,006535948
28 ^{ème} Jour	40320	1	0,01	0,006535948
29 ^{ème} Jour	41760	1	0,01	0,006535948
30 ^{ème} Jour	43200	1	0,01	0,006535948

LECTURES DE L'ESSAI DE GONFLEMENT

Eprouvette de sol traitée à 25% laitier activé

Temps (Jours)	Temps (mn)	DIVISIONS	ΔH	$\Delta H/H_0$ (%)
0,0	0,0	0	0	0
0,5	0,5	0	0	0
1,0	1,0	0	0	0
2,0	2,0	0	0	0
4,0	4,0	0	0	0
8,0	8,0	0	0	0
15,0	15,0	0	0	0
30,0	30,0	0	0	0
60,0	60,0	0	0	0
120,0	120,0	0	0	0
1 ^{er} jour	1440,0	0	0	0
2 ^{ème} Jour	2280	0	0	0
3 ^{ème} Jour	4320	0	0	0
4 ^{ème} Jour	5760	0	0	0
5 ^{ème} Jour	7200	0	0	0
6 ^{ème} Jour	8640	0	0	0

<i>7^{ème} Jour</i>	<i>10080</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>8^{ème} Jour</i>	<i>11520</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>9^{ème} Jour</i>	<i>12960</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>10^{ème} Jour</i>	<i>14400</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>11^{ème} Jour</i>	<i>15840</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>12^{ème} Jour</i>	<i>17280</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>13^{ème} Jour</i>	<i>18720</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>14^{ème} Jour</i>	<i>20160</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>15^{ème} Jour</i>	<i>21600</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>16^{ème} Jour</i>	<i>23040</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>17^{ème} Jour</i>	<i>24480</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>18^{ème} Jour</i>	<i>25920</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>19^{ème} Jour</i>	<i>27360</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>20^{ème} Jour</i>	<i>28800</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>21^{er} Jour</i>	<i>30240</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>22^{ème} Jour</i>	<i>31680</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>23^{ème} Jour</i>	<i>33120</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>24^{ème} Jour</i>	<i>34560</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>25^{ème} Jour</i>	<i>36000</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>26^{ème} Jour</i>	<i>37440</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>27^{ème} Jour</i>	<i>38880</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>28^{ème} Jour</i>	<i>40320</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>29^{ème} Jour</i>	<i>41760</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>
<i>30^{ème} Jour</i>	<i>43200</i>	<i>1</i>	<i>0,01</i>	<i>0,006535948</i>