

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

**MEMOIRE**

**Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER**

*Thème :*

**COMPORTEMENT D'UNE ARGILE STABILISEE DANS UN  
ESSAI TRIAXIAL NON CONFINE**

**Domaine : Sciences et Technique**

**Spécialité :**

**GENIE CIVIL**

**OPTION**

**GEOTECHNIQUE**

**Par**

**Noms, Prénoms des Etudiants (es)**

**1/ HADIBY Amal**

**2/ MAIFIA Soumeya**

**DIRECTEUR DU MEMOIRE : CHELGHOUM Noureddine, Pr, GENIE CIVIL, U B M ANNABA**

**DEVANT LE JURY**

**PRESIDENT : HACEN CHAUCHE ABDELMADJID**

**EXAMINATEUR : SBARTAI BADREDDINE**

## **Remerciements**

Gloire à Dieu le seul et unique omniscient et omniprésent.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute nos reconnaissances.

Nous remercions particulièrement notre Directeur de thèse respectivement Monsieur Noureddine CHELGHOUM, maître de conférences au département de Génie Civil de l'Université d'Annaba pour leur encadrement scientifique, leur accessibilité et surtout pour la confiance qu'il nous a témoignée. Qu'il trouve ici l'expression de notre grande reconnaissance.

De même, nous tenons à remercier Mr SBARTALB et Mr HACENE CHAUCHE.A, Professeurs à la faculté des sciences de l'ingénieur de l'université d'Annaba qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

Nous remercions également nos parents qui nous ont soutenu durant tout notre parcours étudiant tant financièrement que moralement.

**Thèse soumise pour l'obtention du diplôme de Master en Mécanique des sols et géotechnique**

**Par: HADIBY Amal ;**

**MAIFIA Soumeya**

**Sous la direction de:**

**Pr Noureddine CHELGHOUM**

**RESUME:**

Plus de 500 000 tonnes de laitier issu de la fabrication du fer sont produites chaque année en Algérie. Ces déchets industriels souvent stockés à l'air libre portent sérieusement atteinte à l'environnement immédiat des populations. Ce produit peut être utilisé comme liant hydraulique pour améliorer les propriétés géotechniques des sols fins en place et par conséquent réduire le coût de construction des ouvrages en terre. Ce mémoire présente une étude sur l'effet du laitier granulé, produit localement par l'usine SIDER-EL HADJAR, sur les propriétés géotechniques d'un sol fin préparé au laboratoire représentatif des sols à problèmes gonflants. Les résultats obtenus par les essais triaxiaux de compression non confinés montrent que l'accroissement de la proportion du laitier granulé seul ou activé comme additifs augmente la résistance du sol et diminue sa déformation à la rupture. Le laitier granulé activé à la chaux hydratée améliore beaucoup plus ces deux caractéristiques géotechniques. L'augmentation du temps de cure des éprouvettes de sol stabilisé au laitier activé entraîne un accroissement appréciable de cette résistance et une diminution considérable de la déformation à la rupture. En pratique, ces améliorations traduisent par une augmentation de la capacité portante du sol de fondation et une diminution des tassements éventuels.

**Mots clé:** stabilisation-laitier granulé-résistance-tassement

**Thesis submitted for the degree of Master of Engineering in SoilMechanics**

**By: HADIBY Amal;**

**MAIFIA Soumeya**

**Under the supervision:**

**Pr Nouredine CHELGHOU**

**ABSTRACT:**

More than 500,000 tonnes of slag from iron production are produced each year in Algeria. This industrial waste often stored in the open air seriously affects the immediate environment of the populations. This product can be used as a hydraulic binder to improve the geotechnical properties of fine soils in place and therefore reduce the cost of construction of earthworks. This thesis presents a study on the effect of granulated slag, produced locally by the SIDER-EL HADJAR plant, on the geotechnical properties of a fine soil prepared in the laboratory representative of soils with swelling problems. The results obtained from unconfined triaxial compression tests show that increasing the proportion of granulated slag alone or activated as additives increases the soil resistance and decrease its deformation at break. The granulated slag activated with hydrated lime improves these two geotechnical characteristics much more. Increasing the curing time of the activated slag stabilized soil samples leads to an appreciable increase in this resistance and a considerable reduction in the deformation at break. In practice, these improvements translate into an increase in the bearing capacity of the foundation soil and a reduction in any settlements.

**Key words:** stabilized-slag-granulated-resistance-settlement

## مذكرة مقدمة للحصول على درجة الماجستير في ميكانيكية التربة والجيوتقنية

من قبل: حديبي امال

معايفة سومية

تحت إشراف:

الأستاذ شلغوم نور الدين

### ملخص :

يتم إنتاج أكثر من 500.000 طن من الخبث الناتج عن إنتاج الحديد كل عام في الجزائر. هذه النفايات الصناعية المخزنة في الهواء الطلق تؤثر بشكل خطير على البيئة المباشرة للسكان. يمكن استخدام هذا المنتج كرابط هيدروليكي لتحسين الخواص الجيوتقنية للتربة الدقيقة الموجودة وبالتالي تقليل تكلفة إنشاء أعمال الحفر. تقدم هذه الرسالة دراسة عن تأثير الخبث المحبب ، الذي يتم إنتاجه محلياً بواسطة مصنع سيدار الحجار ، على الخصائص الجيوتقنية للتربة الدقيقة المحضرة في المختبر الذي يمثل التربة ذات مشاكل التورم. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها من اختبارات الضغط ثلاثي المحاور غير المقيدة أن زيادة نسبة الخبث المحبب وحده أو المنشط كإضافات تزيد من مقاومة التربة وتقلل من تشوهها عند الكسر. الخبث المحبب المنشط بالجير المطفأ يحسن هاتين الخاصيتين الجيوتقنيتين. تؤدي زيادة وقت المعالجة لعينات التربة المستقرة من الخبث المنشط إلى زيادة ملحوظة في هذه المقاومة وتقليل كبير في التشوه عند الكسر. في الممارسة العملية ، تترجم هذه التحسينات إلى زيادة في القدرة على تحمل التربة الأساس و انخفاض في التسوية المحتملة

**الكلمات الرئيسية:** استقرار-الخبث الحبيبي-المقاومة- التسوية

# SOMMAIRE

-Introduction.....	1
-Chapitre 1 : Recherche bibliographique.....	5
1.1. Introduction.....	5
1.2. Essai de compression simple non confiné .....	5
1.3. Stabilisation.....	9
• Stabilisation des sols fins par Préchargement.....	9
• Stabilisation mécanique.....	11
• Stabilisation chimique.....	12
Stabilisation à la chaux.....	12
Stabilisation au bitume.....	16
1.4. Laitier.....	17
1.4.1. Refroidissement lent.....	17
1.4.2. Refroidissement rapide.....	18
1.4.3. Activation du laitier granulé.....	19
1.5. Travaux antérieurs.....	20
-Chapitre 2 : Matériaux et procédures d'essais.....	22
2.1 Introduction.....	22
2.2 Matériaux.....	22
Le sol.....	22
Le kaolin DD <sub>3</sub> .....	22
La bentonite.....	25
La chaux.....	26
Chaux vive.....	27
Chaux éteinte.....	27
Lait de chaux.....	27
Le laitier.....	27
2.3. Préparation des éprouvettes.....	33

Préparation du sol stabilisé au laitier seul.....	33
Préparation du sol stabilisé au laitier activé.....	34
2.4. Mode opératoire.....	37
Appareillage.....	37
Exécution.....	38
Exemple d'essai pratique.....	40
-Chapitre 3 : Résultats et interprétations.....	43
3.1 Introduction.....	43
3.2 Influence du laitier sur la compression simple .....	43
3.3 Influence du laitier activé sur la compression simple .....	49
3.4 Influence de temps de prise sur la résistance à la compression .....	54
3.4.1 Prise de sept jours (7 j).....	54
3.4.2 <i>Prise de quatorze jours (14 j)</i> .....	59
3.4.3 <i>Prise de vingt et un jours (21 j)</i> .....	64
3.4.4 <i>Prise de vingt-huit jours (28 j)</i> .....	69
3.5 Influence du laitier sur la résistance et la déformation.....	74
3.6 Influence du temps de prise sur la résistance à la compression et la déformation.....	75
3.7 Vérification de la fiabilité des essais .....	76
➤ Influence du laitier sur la compression simple.....	76
➤ Influence du laitier activé sur la compression simple.....	77
➤ Influence du temps de prise sur la compression simple .....	78
<i>Prise de sept jours (7 j)</i> .....	79
<i>Prise de quatorze jours (14 j)</i> .....	80
<i>Prise de vingt et un jours (21 j)</i> .....	81
<i>Prise de vingt et huit jours (28 j)</i> .....	82
-Conclusion générale et recommandations.....	83

-Références.....	85
-Annexes .....	88

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableaux</b>	<b>Titres</b>	<b>Pages</b>
<b>Tableau 2.1</b>	<i>Composition chimique moyenne du kaolin DD<sub>3</sub></i>	23
<b>Tableau 2.2</b>	<i>Composition minéralogique de la Bentonite (BT)</i>	25
<b>Tableau 2.3</b>	<i>Composition Chimique de Bentonite (BT)</i>	25
<b>Tableau 2.4</b>	<i>Propriétés chimiques du laitier granulé d'El Hadjar</i>	30
<b>Tableau 2.5</b>	<i>Propriétés physiques du laitier granulé broyé</i>	30
<b>Tableau 2.6</b>	<i>Exemples de Mesure de la densité sèche (pour sol non traité)</i>	40
<b>Tableau 2.7</b>	<i>Exemples de Mesure de l'UCS (pour sol non traité)</i>	42
<b>Tableau 2.8</b>	<i>Exemples de Mesure de la teneur en eau (pour sol non traité)</i>	42
<b>Tableau 4.1</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 0% laitier.</i>	88
<b>Tableau 4.2</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 0% laitier</i>	89
<b>Tableau 4.3</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 5% laitier</i>	90
<b>Tableau.4.4</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 5% laitier.</i>	91
<b>Tableau 4.5</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 10% laitier.</i>	91
<b>Tableau.4.6</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 10% laitier</i>	92
<b>Tableau 4.7</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 15% laitier</i>	92
<b>Tableau 4.8</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 15% laitier</i>	93
<b>Tableau 4.9</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 20% laitier.</i>	93
<b>Tableau 4.10</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 20% laitier</i>	94
<b>Tableau 4.11</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 25% laitier.</i>	94
<b>Tableau.4.12</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 25% laitier.</i>	95
<b>Tableau 4.13</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 0% d'ajout.</i>	95
<b>Tableau 4.14</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 0% d'ajout</i>	97
<b>Tableau 4.15</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 5% d'ajout</i>	97
<b>Tableau 4.16</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 5% d'ajout.</i>	98
<b>Tableau 4.17</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 10% d'ajout.</i>	99
<b>Tableau 4.18</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 10%</i>	100

	<i>d'ajout</i>	
<b>Tableau 4.19</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux 15% d'ajout</i>	100
<b>Tableau 4.20</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 15% d'ajout.</i>	100
<b>Tableau 4.21</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 20% d'ajout</i>	101
<b>Tableau 4.22</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 20% d'ajout</i>	101
<b>Tableau 4.23</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 25% d'ajout</i>	102
<b>Tableau 4.24</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 25% d'ajout</i>	102
<b>Tableau 4.25</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 7 jours</i>	103
<b>Tableau 4.26</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 7 jours.</i>	104
<b>Tableau 4.27</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 7 jours</i>	104
<b>Tableau 4.28</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 7 jours</i>	105
<b>Tableau 4.29</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 7 jours.</i>	105
<b>Tableau 4.30</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 7 jours</i>	106
<b>Tableau 4.31</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 7 jours</i>	106
<b>Tableau 4.32</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 7 jours.</i>	107
<b>Tableau 4.33</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 7 jours.</i>	107
<b>Tableau 4.34</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 7 jours</i>	108
<b>Tableau 4.35</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 14 jours</i>	108
<b>Tableau 4.36</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 14 jours.</i>	109
<b>Tableau 4.37</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 14 jours.</i>	109
<b>Tableau 4.38</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 14 jours.</i>	110
<b>Tableau 4.39</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 14 jours.</i>	110
<b>Tableau 4.40</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 14 jours.</i>	111
<b>Tableau 4.41</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 14 jours.</i>	111
<b>Tableau 4.42</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 14 jours.</i>	112

<b>Tableau 4.43</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 14 jours</i>	112
<b>Tableau 4.44</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 14 jours.</i>	113
<b>Tableau 4.45</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 21 jours.</i>	113
<b>Tableau 4.46</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 21 jours</i>	114
<b>Tableau 4.47</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 21 jours.</i>	114
<b>Tableau 4.48</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 21 jours.</i>	115
<b>Tableau 4.49</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 21 jours</i>	115
<b>Tableau 4.50</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 21 jours.</i>	116
<b>Tableau 4.51</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 21 jours</i>	116
<b>Tableau 4.52</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 21 jours</i>	116
<b>Tableau 4.53</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 21 jours</i>	117
<b>Tableau 4.54</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 21 jours.</i>	117
<b>Tableau 4.55</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 28 jours.</i>	118
<b>Tableau 4.56</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 28 jours.</i>	118
<b>Tableau 4.57</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 28 jours.</i>	119
<b>Tableau 4.58</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 28 jours.</i>	119
<b>Tableau 4.59</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 28 jours.</i>	120
<b>Tableau 4.60</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 28 jours.</i>	120
<b>Tableau 4.61</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 28 jours.</i>	121
<b>Tableau 4.62</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 28 jours.</i>	121
<b>Tableau 4.63</b>	<i>Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 28 jours.</i>	122
<b>Tableau 4.64</b>	<i>Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 28 jours.</i>	122
<b>Tableau 4.65</b>	<i>Valeurs de la teneur en eau Cible pour un sol non traité.</i>	123
<b>Tableau 4.66</b>	<i>Valeurs de la densité sèche Proctor pour un sol non traité.</i>	123
<b>Tableau 4.67</b>	<i>Valeurs de la teneur en eau Cible pour un sol traité à la chaux.</i>	123

**Tableau 4.68** Valeurs de la densité sèche Proctor pour un sol traité à la chaux 123

## LISTE DES FIGURES

<b>Figures</b>	<b>Titres</b>	<b>Pages</b>
<b>Figure 1.1</b>	<i>Machine universelle de l'essai triaxial 'Université Badji Mokhtar-Annaba'</i>	6
<b>Figure 1.2</b>	<i>Certains termes utilisés dans la construction de chaussée</i>	7
<b>Figure 1.3</b>	<i>Variation du pH d'une solution de Ca(OH)<sub>2</sub> dans l'eau en fonction de la quantité de chaux ajoutée (Marot, 2010)</i>	14
<b>Figure 1.4</b>	<i>Réaction pouzolanique (Marrot, 2010)</i>	15
<b>Figure 2.1</b>	<i>Site d'extraction du Kaolin utilisé</i>	23
<b>Figure 2.2</b>	<i>Kaolinite DD3 granulé et broyé</i>	23
<b>Figure 2.3</b>	<i>Micrographie d'un grain du Kaolin DD<sub>3</sub></i>	24
<b>Figure 2.4</b>	<i>Représentation de la distribution granulométrique suivant les différentes classes.</i>	24
<b>Figure 2.5</b>	<i>Structure chimique de la Bentonite</i>	26
<b>Figure 2.6</b>	<i>Laitier des hauts fourneaux d'EL HADJAR sur le site</i>	29
<b>Figure 2.7</b>	<i>Courbe granulométrique du sol constitué</i>	30
<b>Figure 2.8</b>	<i>Limite de liquidité du sol constitué non traité</i>	31
<b>Figure 2.9</b>	<i>Courbe de compactage</i>	31
<b>Figure 2.10</b>	<i>Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups par couche</i>	32
<b>Figure 2.11</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité</i>	33
<b>Figure 2.12</b>	<i>DD3 plus bentonite et laitier</i>	35
<b>Figure 2.13</b>	<i>Pesée de la proportion d'eau</i>	35
<b>Figure 2.14</b>	<i>Ajout de la proportion d'eau au mélange de DD3 plus bentonite et laitier pour atteindre une teneur en eau prédéterminée</i>	36
<b>Figure 2.15</b>	<i>Sol humide mélangé avec du GGBFS</i>	36
<b>Figure 2.16</b>	<i>Echantillon de sol constitué compacté au Proctor Modifié</i>	37
<b>Figure 2.17</b>	<i>Echantillon de sol décoffré placé entre les deux embases</i>	37
<b>Figure 2.18</b>	<i>Préparation de la machine TRIAXIAL Universelle</i>	39
<b>Figure 2.19</b>	<i>Poinçonnement de l'éprouvette de sol</i>	39
<b>Figure 2.20</b>	<i>Echantillon de sol poinçonné</i>	40
<b>Figure 3.1</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité</i>	45
<b>Figure 3.2</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% GGBFS pour 24 heures</i>	45
<b>Figure 3.3</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% GGBFS pour 24heurs</i>	45
<b>Figure 3.4</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% GGBFS pour 24 heures</i>	46
<b>Figure 3.5</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la</i>	46

	<i>déformation axiale pour sol traité à 20% GGBFS pour 24 heures</i>	
<b>Figure 3.6</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% GGBFS 24 heures</i>	47
<b>Figure 3.7</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% GGBFS pour 24 heures</i>	48
<b>Figure 3.8</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier</i>	48
<b>Figure 3.9</b>	<i>Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier</i>	49
<b>Figure 3.10</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% GGBFS pour 24 heures</i>	50
<b>Figure 3.11</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% GGBFS pour 24 heures</i>	50
<b>Figure 3.12</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% GGBFS pour 24 heures</i>	51
<b>Figure 3.13</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% GGBFS pour 24 heures</i>	51
<b>Figure 3.14</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% GGBFS pour 24 heures</i>	52
<b>Figure 3.15</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% GGBFS pour 24 heures</i>	53
<b>Figure 3.16</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé</i>	53
<b>Figure 3.17</b>	<i>Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier</i>	54
<b>Figure 3.18</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% GGBFS pour 7 jours</i>	55
<b>Figure 3.19</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% GGBFS pour 7 jours</i>	55
<b>Figure 3.20</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% GGBFS pour 7 jours</i>	56
<b>Figure 3.21</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% GGBFS pour 7 jours</i>	56
<b>Figure 3.22</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% GGBFS 7 pour jours</i>	57
<b>Figure 3.23</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% GGBFS pour 7 jours</i>	58
<b>Figure 3.24</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé</i>	58
<b>Figure 3.25</b>	<i>Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier</i>	59
<b>Figure 3.26</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% GGBFS pour 14 jours</i>	60
<b>Figure 3.27</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% GGBFS pour 14 jours</i>	60
<b>Figure 3.28</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% GGBFS pour 14 jours</i>	61
<b>Figure 3.29</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la</i>	61

	<i>déformation axiale pour sol traité à 20% GGBFS pour 14 jours</i>	
<b>Figure 3.30</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% GGBFS pour 14 jours</i>	62
<b>Figure 3.31</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% GGBFS pour 14 jours</i>	63
<b>Figure 3.32</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé</i>	63
<b>Figure 3.33</b>	<i>Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier</i>	64
<b>Figure 3.34</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% GGBFS pour 21 jours</i>	65
<b>Figure 3.35</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% GGBFS pour 21 jours</i>	65
<b>Figure 3.36</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% GGBFS pour 21 jours</i>	66
<b>Figure 3.37</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% GGBFS pour 21 jours</i>	66
<b>Figure 3.38</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% GGBFS pour 21 jours</i>	67
<b>Figure 3.39</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% GGBFS pour 21 jours</i>	68
<b>Figure 3.40</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé</i>	68
<b>Figure 3.41</b>	<i>Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier</i>	69
<b>Figure 3.42</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% GGBFS pour 28 jours</i>	70
<b>Figure 3.43</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% GGBFS pour 28 jours</i>	70
<b>Figure 3.44</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% GGBFS pour 28 jours</i>	71
<b>Figure 3.45</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% GGBFS pour 28 jours</i>	71
<b>Figure 3.46</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% GGBFS pour 28 jours</i>	72
<b>Figure 3.47</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% GGBFS pour 28 jours</i>	73
<b>Figure 3.48</b>	<i>Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% Cao)</i>	73
<b>Figure 3.49</b>	<i>Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% Cao)</i>	74
<b>Figure 3.50</b>	<i>Influence du laitier activé et le temps de cure sur la résistance au cisaillement non confinée</i>	74
<b>Figure 3.51</b>	<i>Influence du laitier activé et le temps de cure sur la déformation</i>	75

	<i>axiale non confinée</i>	
<b>Figure 3.52</b>	<i>Influence du laitier activé et le temps de cure sur la résistance à la compression simple</i>	75
<b>Figure 3.53</b>	<i>Influence du laitier activé et le temps de cure sur la déformation axiale</i>	76
<b>Figure 3.54</b>	<i>Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier 24h de cure</i>	77
<b>Figure 3.55</b>	<i>Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier 24h de cure</i>	77
<b>Figure 3.56</b>	<i>Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 24h de cure</i>	78
<b>Figure 3.57</b>	<i>Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 24h de cure</i>	78
<b>Figure 3.58</b>	<i>Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 7 jours de cure</i>	79
<b>Figure 3.59</b>	<i>Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 7 jours de cure</i>	79
<b>Figure 3.60</b>	<i>Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 14 jours de cure</i>	80
<b>Figure 3.61</b>	<i>Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 14 jours de cure</i>	80
<b>Figure 3.62</b>	<i>Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 21 jours de cure</i>	81
<b>Figure 3.63</b>	<i>Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 21 jours de cure</i>	81
<b>Figure 3.64</b>	<i>Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 28 jours de cure</i>	82
<b>Figure 3.65</b>	<i>Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 28 jours de cure</i>	82

## **INTRODUCTION**

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 variations 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 [1]. 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 [2], [3], [4]. 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 [5]. 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 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  $\text{Ca(OH)}_2$

est produite en tant que sous-produit, ce qui permet à la fois l'échange de cations et la réaction pozzolanique. Bien que le gain substantiel en résistance soit l'objectif principal dans certaines applications en génie civil, 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 naissent alors dans le sol stabilisé au ciment et se propagent à la structure de construction à la surface superficielle, entraînant des dommages importants [6]. 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 CO<sub>2</sub>. 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 pozzolanique. 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 pour lier les particules de sol et finit par engendrer un gain de résistance élevé et durable. La réaction pozzolanique 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 supérieur à 10 [7]. Contrairement à l'échange cationique, la réaction pozzolanique est une réaction permanente. Le problème de la stabilisation des sols à la chaux est sa faible réaction pozzolanique 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 CO<sub>2</sub> portant ainsi atteinte à l'environnement et au changement climatique. 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 (LGBHF), un sous-

produit de la fabrication du fer et acier. Le LGBHF est obtenu par trempage immédiat de laitier de haut fourneau de fer et acier 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 mais aussi d'économiser les coûts de construction. Le laitier granulé des hauts fourneaux est un mélange de plusieurs composants, mais il s'agit essentiellement d'une combinaison de CaO et de silice non cristalline hautement réactive. 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 pozolanique, qui donne un gain de résistance à long terme [8]. Son modeste et lent gain de résistance réduit les dommages ou la propagation des fissures aux constructions de génie civil linéaires à la surface superficielle qui sont fréquemment observées dans la stabilisation des sols au ciment [9]. En outre, le laitier granulé s'est avéré être plus efficace dans le traitement des sols riches en sulfates que la chaux ou le ciment Portland [7]. Ces caractéristiques font de ce produit 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 [10]. 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 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 pozolanique. 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 [11] [12], en Finlande [13], Chine [14], Australie [15], Turquie [16], Inde [17] [18], Etats-Unis d'Amérique [19] et Sultanat d'Oman [8]. 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 du fer ou d'acier comme composant de cimentation devrait faire l'objet de beaucoup d'attentions en raison de considérations techniques, économiques et environnementales. Dans ce mémoire, l'étude porte sur l'aspect technique du laitier de fer local produit par l'usine de fer et d'acier El Hadjar. Une série d'essais géotechniques en laboratoire a été entreprise pour élucider l'influence de ce dernier seul (100% LGBHF) ou activé à la chaux hydratée (85%LGBHF+15% Cao), sur les propriétés de plasticité, de compactage et de résistance à la compression simple d'un sol fin représentatif confectionné au laboratoire. L'influence du temps de cure sur la résistance à la compression non confinée a également fait l'objet d'étude. Les résultats sont présentés, analysés et commentés dans les sections suivantes.

*Le premier chapitre* présente une recherche bibliographique sur l'essai de compression simple, les méthodes de stabilisation et en particulier la stabilisation des sols fins au laitier granulé un peu partout dans le monde.

*Le chapitre deux* présente les matériaux, les méthodes de préparation des différentes éprouvettes de sol constitué traitées et non traitées au laitier granulé ainsi que les différentes étapes pour la conduction de l'essai de compression simple selon l'American Society of Testing Materials (ASTM).

*Le chapitre trois* présente les résultats des différents essais effectués au Laboratoire Matériau Géotechnique et Environnement LMGE ensemble avec leur interprétation et leur exploitation future.

En fin une conclusion et des recommandations sont faites à la fin de ce mémoire.

Chapitre 1

## **RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

### **1.1 INTRODUCTION :**

Le chapitre recherche bibliographique présente avant tout une revue détaillée sur l'essai de compression simple englobant l'objectif, le champ d'application, le principe et théorie, l'historique de développement, les types des éprouvettes à réaliser, les différentes définitions utilisées en travaux public, critères de compactage. La stabilisation des sols a aussi fait l'objet d'étude et présentée ci-après. Trois types de stabilisation des sols ont été détaillés, à savoir la stabilisation physique, la stabilisation mécanique et la stabilisation chimique. L'accent a été mis sur cette dernière car elle concerne les sols fins problématiques objet de notre recherche. La stabilisation chimique par l'ajout de liant hydraulique tel que le ciment portland et la chaux est présentée et détaillée ensemble avec leurs avantages et leurs inconvénients et le laitier métallurgique d'El Hadjar est proposé comme alternatif. Ce dernier matériau a aussi fait l'objet d'étude concernant son origine, sa formation et sa composition chimique et minéralogique. Enfin, des travaux antérieurs qui ont été fait dans différents pays utilisant le laitier granulé dans la stabilisation chimique des sols problématiques est présenté afin de pouvoir faire une comparaison des résultats obtenus.

### **1.2 Essai de compression simple non confiné:**

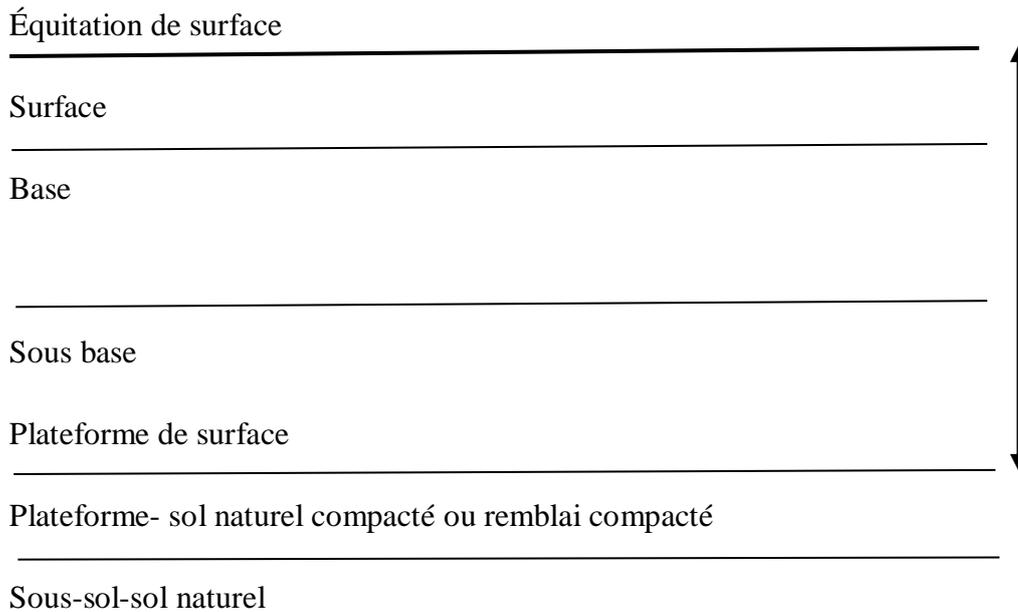
*Objectif et champ d'application:* L'essai de compression simple non confiné ou tout court l'UCS. (Figure 1.1), est un essai empirique pour estimer la valeur de la résistance à la compression et la déformation axiale des couches porteuses des constructions linéaires telles les routes, les autoroutes et les chemins de fer. L'essai est généralement effectué selon les procédures stipulées par les normes British Standard (BS) et/ou American Society of Testing Materials (ASTM). En réalité, il y a peu de différence entre ces deux normes internationales. Cependant, il existe de nombreuses façons de préparer les éprouvettes pour l'essai et la pratique Américaine diffère légèrement de la méthode Britannique.



**Figure 1.1** Machine universelle de l'essai triaxial  
Université Badji Mokhtar-Annaba.

*Principe:* L'essai de compression triaxiale est effectué à l'aide d'une cellule triaxiale en acier inoxydable. L'éprouvette est recouverte d'une membrane imperméable avant d'être montée dans la cellule triaxiale. Ce dispositif est ensuite placé entre les deux plateaux de la presse. Lorsque la variation volumétrique de l'échantillon est stable, l'échantillon a été consolidé et on applique une charge déviatorique au piston de la cellule triaxiale pour cisailer l'éprouvette jusqu'à la rupture.

*Historique de Développement:* Durant les premiers développements de la mécanique des sols, l'essai de cisaillement direct était le plus commun. Jusqu'à ce que Casa grande entreprennent un projet de recherche sur un essai de compression qui fut plus efficace que l'essai de cisaillement direct. De nos jours, cet essai qui est appelé essai triaxial, est de loin le plus utilisé des deux malgré sa complexité. Le test de compression non confinée est de loin la méthode la plus populaire de test de cisaillement du sol parce qu'il s'agit de l'une des méthodes les plus rapides et les moins chères de mesurer la résistance au cisaillement.



**Figure 1.2** Certains termes utilisés dans la construction de chaussée.

*Types de l'échantillon pour tester:* L'essai compression triaxiale en laboratoire est effectué sur un échantillon de sol préparé dans un moule de dimension 51.7\*106.6 mm appelé moule compression simple. L'échantillon peut être soit intact ou remanié. Sa préparation peut être effectuée de plusieurs façons. Les échantillons remaniés sont compactés statiquement sous charge constante et continue, ou dynamiquement compacté par une dame de 1,103 kg.tombant d'une hauteur constante en 3 couches de sol d'épaisseur égales, à la teneur en eau requise pour atteindre une densité préalablement. Les échantillons non remaniés sont prélevés directement sur site dans un moule triaxiale, soit à partir d'un sol naturel, soit à partir de sols re-compactés, comme dans le remblai ou une sous-couche de route. Les échantillons peuvent être testés dans le moule immédiatement ou après avoir économisé 24 heures, 7, 14, 21, et 28 jours.

Un type similaire d'essai peut être effectué sur le sol in situ par l'utilisation d'un banc d'essai monté sur un véhicule ou en remorque appelé essai de plaque. Le principe est le même que l'essai de laboratoire, mais les détails sont au-delà de la portée de cette thèse. Les résultats des essais in-situ ne sont pas directement comparables aux résultats des essais en laboratoire.

*Définitions:* L'essai de compression triaxiale est un type spécial d'essai non consolidé – non drainé (UU) couramment utilisé pour les échantillons d'argile. Il s'agit d'un cas particulier d'un test de compression triaxial. Dans cet essai, la pression de confinement  $\sigma_3$  est nulle. La force de compression est sollicitée axialement jusqu'à la rupture dans l'éprouvette de sol. La force de

compression non confinée est définie comme le rapport de la charge de rupture à la surface de section transversale de l'éprouvette de sol, s'il n'est soumis à aucune pression latérale.

$$\sigma_{dév} = \frac{P}{A} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

D'où : P : la charge à la rupture.

$$\text{La déformation axiale : } \varepsilon_1(\%) = \left(\frac{\Delta H}{H}\right) * 100$$

$$\text{La section transversale : } A = \frac{(A_0 * 100)}{(100 - \varepsilon_1\%)} \text{ (mm}^2\text{)}$$

- Le diamètre de l'éprouvette égale à 51,7 mm
- La section initiale  $A_0$  égale à 2098,22 mm<sup>2</sup>
- La hauteur de l'éprouvette H=106,6 mm
- Le volume total d'éprouvette =  $\frac{\pi D^2}{4 * H} = 223,67 \text{ cm}^3$

*Principes et Théorie:* Le test UCS ne nécessite pas la configuration triaxiale sophistiquée et constitue un test plus simple et plus rapide effectuer par rapport au test triaxial. Dans cet essai, un éprouvette de sol sans un support latéral est testé jusqu'à la rupture en conditions simples, à un taux de contrainte constant. La résistance de compression est définie comme le rapport de la charge de rupture à la surface de section transversale de l'échantillon.

*Critères de compactage:* Un test de compression simple non confiné est normalement effectué sur un échantillon qui reproduit le plus fidèlement possible les conditions susceptibles de se produire sur le terrain. Si la densité in situ et la teneur en eau sont connues, un échantillon d'essai peut être préparé pour remplir ces conditions. . Cependant, les spécifications relatives aux embarcadères et aux embases sont souvent formulées en termes de plage de teneur en eau autorisée et de teneur maximale en vides d'air. La plage de teneur en eau est généralement spécifiée en fonction de la teneur en eau optimale.

La densité humide  $\rho$  correspondante de l'équation est:

$$\rho = \frac{M}{V}$$

La densité sèche  $\rho_d$  d'un sol à une teneur en eau de  $w$  (%) est donnée par l'équation :

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}$$

### 1.3 STABILISATION.

Les sols fins dans les zones arides et semi-arides en générale sont caractérisés par une limite de liquidité très élevée, une valeur supérieure à 60%. Ces matériaux sont soumis à des changements d'humidité très importants dus à la variation d'un climat instable. Ils sont répertoriés dans la catégorie des sols problématiques caractérisés par une faible résistance et subissant les phénomènes alternés de dessiccation et de gonflement. Ces derniers engendrent des désordres importants dans les structures de construction en génie civil et particulièrement les ouvrages géotechniques en travaux public. Pour ce type de matériau, il est préconiser de faire un traitement afin d'améliorer leurs propriétés géotechniques et d'assurer une longévité des ouvrages. Ces techniques de traitement sont souvent désignées par le terme stabilisation des sols. La stabilisation des sols peut se faire par des méthodes physiques, mécaniques, dynamiques ou chimiques.

- STABILISATION DES SOLS FINS PAR PRECHARGEMENT

L'amélioration des sols fins s'obtient par augmentation du degré de consolidation des sols traités. Elle a deux (2) objectives :

- accélérer la vitesse de tassement. Le sol traité est ainsi rendu constructible plus rapidement sans redouter, à moyen ou à long terme, des tassements absolus et différentiels importants;
- Augmenter la résistance au cisaillement. Cette augmentation améliore la capacité portante des sols.

Les méthodes d'amélioration des sols fins font tous appels à des techniques permettant de réduire l'indice des vides, avec diminution du volume d'eau interstitielle des sols partiellement ou complètement saturés.

Il existe plusieurs méthodes permettant d'améliorer un sol fin pour qu'il supporte un ouvrage dans des conditions de tassement et de stabilité données:

*Préchargement seul ou avec disposition particulières:* Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge finale, augmentée éventuellement d'une surcharge, qui assure tout ou une partie des effets suivants:

-produire un rapide développement des tassements de consolidation primaire,

-provoquer rapidement l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire

-augmenter la cohésion non drainée du sol.

*Préchargement par le vide (consolidation atmosphérique)* : Cette technique consiste à disposer sur le sol une membrane étanche et ensuite à créer le vide par pompage sous la membrane. La pression atmosphérique est ainsi utilisée comme une surcharge équivalente à un remblai de 4,5 m d'épaisseur ou 10 m d'eau. Elle permet de réaliser en moins de 6 mois la pré consolidation des terrains fortement compressibles. Cette simplicité apparente cache un certain nombre de difficultés pratiques telles que :

-Etanchéité périphérique.

-Mise en place de drains verticaux et horizontaux.

-Vidange des drains pour que l'équivalence entre Pré chargement et consolidation par le vide soit réelle.

*Préchargement associé à un réseau drainant*: Les réseaux drainants sont constitués par des drains verticaux ou des tranchées drainantes, mis en place dans les sols à traiter avant chargement pour faciliter le drainage horizontal. Le drainage verticale s'applique aux terrains peu perméables et permet d'augmenter considérablement leur vitesse de consolidation.

Les recherches récentes montrent que les drains sont d'autant moins efficaces que les sols contiennent plus de matières organiques et qu'il est ainsi attendu des tassements de compression secondaire.

Les études de consolidation au laboratoire sont conduites sur des odomètres à drainage vertical Barron (1948) et radial Terzaghi (1943).

*Préchargement avec électro-osmose (électro drainage)* : Le principe de cette technique très délicate et couteuse, consiste à appliquer une différence de potentiel au sol fin, généralement saturé, qui provoque un écoulement de l'eau interstitielle de l'anode (pole +) vers la cathode (pole -). Appelée également électro-drainage, cette manifestation de l'électro-osmose provoque les effets suivant:

-La diminution globale de la teneur en eau, ce qui accélère la consolidation et l'augmentation de cohésion non drainée du sol. Ces effets peuvent être utilisés pour obtenir un gain de consolidation primaire et de stabilité sous des remblais, un gain de stabilité des talus de déblai ou un gain de portance de pieu (pieu-anode).

-L'augmentation locale de la teneur en eau à la cathode qui peut être utilisée pour réduire le frottement négatif sur des fondations profondes.

Le domaine d'application de l'électro-osmose concerne les limons et les argiles.

L'électro-osmose peut également être utilisée pour faire migrer des ions à l'intérieur d'un sol dont la très faible perméabilité ne permettrait pas d'introduire par les méthodes classiques d'injection. Cette méthode, appelée électro-injection ou traitement électrochimique, entre dans le cadre du renforcement des sols fins.

- **STABILISATION MECANIQUE**

La forme la plus basique de la stabilisation mécanique est le compactage, ce qui réduit la performance du matériau naturel. Les avantages du compactage sont bien compris et ne seront pas abordés plus loin dans le rapport. La stabilisation mécanique d'un matériau est généralement obtenue en ajoutant un matériau différent pour améliorer le classement ou diminuer la plasticité du matériau d'origine. Les propriétés physiques du matériau d'origine seront modifiées, mais aucune réaction chimique n'est impliquée. Par exemple, un matériau riche en fines pourrait être ajouté à un matériau déficient en fines et pour produire un matériau plus proche d'une courbe de distribution de taille de particule idéale. Cela permettra d'augmenter le niveau de densité obtenu par le compactage et donc d'améliorer la stabilité du matériau sous le trafic. La proportion de matière ajoutée est généralement de 10 à 50%. La stabilisation mécanique est généralement le processus le plus rentable pour améliorer les matériaux de mauvaise qualité. Ce procédé est habituellement utilisé pour augmenter la résistance du matériau granulaire équilibré à faible gradient jusqu'à la matière granulaire bien graduée. La rigidité et la résistance seront généralement inférieures à celles obtenues par stabilisation chimique et ne seraient souvent pas suffisantes pour les chaussées de circulation lourde. Il peut également être nécessaire d'ajouter un agent stabilisant pour empêcher les propriétés finales du matériau mélangé.

- **STABILISATION CHIMIQUE DES SOLS ARGILEUX**

Plusieurs techniques sont actuellement utilisées dans le monde pour la stabilisation des sols argileux des assises de chaussées. Parmi ces techniques, La stabilisation chimique par additifs et liant hydraulique est souvent considérée comme technique économique et alternative aux méthodes traditionnelles de remplacement partiel ou complet des sols mous par d'autres sols de bonne qualité.

Chaux, ciment portland, cendres volantes, bitumes, et autres matériaux chimiques ou des combinaisons de ces matériaux sont largement utilisés avec succès pour la stabilisation des sols mous.

La sélection du type et la détermination de pourcentage d'additif qui sera utilisé, dépendent de la classification du sol et le degré d'amélioration désiré dans la qualité du sol.

**Stabilisation à la chaux :** Le traitement des sols à la chaux est une technique appliquée depuis longtemps dans le domaine de génie civil : les grandes murailles en Chine (3ème siècle av. J.-C), le dôme de Panthéon de Romains (1er siècle av. J.-C). Cette technique a été utilisée pour la première fois, en 312 av. J.-C, par les Romains pour construire la chaussée Via Appia dont les témoignages existent encore. Pourtant, c'est surtout depuis la seconde guerre mondiale que le traitement des sols à la chaux est appliqué dans les travaux routiers, avec l'intérêt de valoriser les matériaux locaux en améliorant leur comportement mécanique et leur maniabilité afin de les rendre aptes au terrassement. En France et en Belgique, la technique est pratiquée dans le domaine des terrassements depuis les années 1960. Elle consistait essentiellement en la réutilisation en remblai des sols sensibles à l'eau et/ou humides. Ce développement est dû essentiellement à l'avantage technique de la méthode. L'incorporation de la chaux dans le sol engendre une modification immédiate des propriétés géotechniques (l'effet d'amélioration à court terme). Un sol limoneux ou argileux humide passe ainsi de manière quasi-instantanée d'un état plastique à un état solide, friable, non-collant, et perd partiellement sa sensibilité à l'eau. Sa manipulation sur chantier devient ainsi plus aisée ; son comportement à la mise en œuvre et sa portance sont améliorés. La technique du traitement à la chaux peut dans certains cas contribuer à la limitation de la constitution de décharges de matériaux impropres à la réutilisation, à la préservation des ressources naturelles non renouvelables et des gisements de granulats (carrières, ballastières) qui sont utilisées dans la construction des remblais par des techniques traditionnelles. De plus, étant une technique de traitement à froid, elle consomme peu d'énergie. Quant à l'avantage économique, la réutilisation des matériaux en place réduit l'excavation, le transport et la mise en décharge des sols impropres, ainsi que l'apport de granulats et le coût de leur transport et de leur mise en place.

Par la suite, la technique s'est étendue à la réalisation des couches de forme, surtout les couches de forme autoroutières. La couche de forme est une zone de transition permettant d'adapter les caractéristiques des matériaux de remblai ou du sol en place aux fonctions essentielles d'une plate-forme support de chaussée ou de voie.

La stabilisation des matériaux de chaussée n'est pas nouvelle, avec des exemples de stabilisation de la chaux enregistrés dans la construction ou les premières routes romaines. Cependant, l'invocation du ciment Portland au 19<sup>ème</sup> siècle a entraîné le ciment qui nous a remplacés par le principal type de stabilisant. La stabilisation de la chaux ne sera efficace que si les matériaux contiennent suffisamment d'argile pour qu'une réaction positive se produise. La chaux est produite à partir de craie ou de calcaire en chauffant et en combinant avec de l'eau. Seuls la chaux vive et la chaux hydratée sont utilisées comme stabilisants dans la construction de routes. Ils sont habituellement ajoutés sous forme solide, mais peuvent également être mélangés avec de l'eau et appliqués sous forme de boue. Il faut noter qu'il existe une réaction violente entre la chaux vive et l'eau, par conséquent, les opérations exposées à la chaux vive peuvent avoir plusieurs brûlures externes et internes, mais aussi aveuglantes. La chaux hydratée est largement utilisée pour la stabilisation des sols; En particulier le sol avec une teneur élevée en argile où son principal avantage est d'augmenter la limite plastique du sol argileux. Une stabilisation très rapide des sites à eau a été réalisée grâce à la chaux vive.

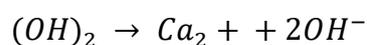
*Les processus physico-chimiques incités par la chaux :* Lors de l'incorporation de chaux à un sol humide, trois processus physico-chimiques essentiels se produisent :

- (1) l'hydratation et l'ionisation de la chaux ;
- (2) la modification de la capacité d'échange cationique (*CEC*) (Diamond et Kinter, 1965) menant à la floculation/agglomération des particules argileuses (Herzog et Michell, 1963),
- (3) le développement des réactions pouzolaniques : réactions entre la chaux, la silice ( $\text{SiO}_2$ ) et l'alumine ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) contenus dans les particules du sol, créant des produits cimentaires (C-S-H, C-A-H, C-A-S-H) qui lient les particules de sols entre elles (Eades et Grim, 1960 ; Diamond et al, 1964). Il peut se produire aussi la carbonatation, en fonction des conditions dans lesquelles le traitement est réalisé.

*Hydratation et ionisation:* Lors du mélange de la chaux vive ( $\text{CaO}$ ) au sol, l'hydratation de la chaux vive se traduit par la réaction suivante:

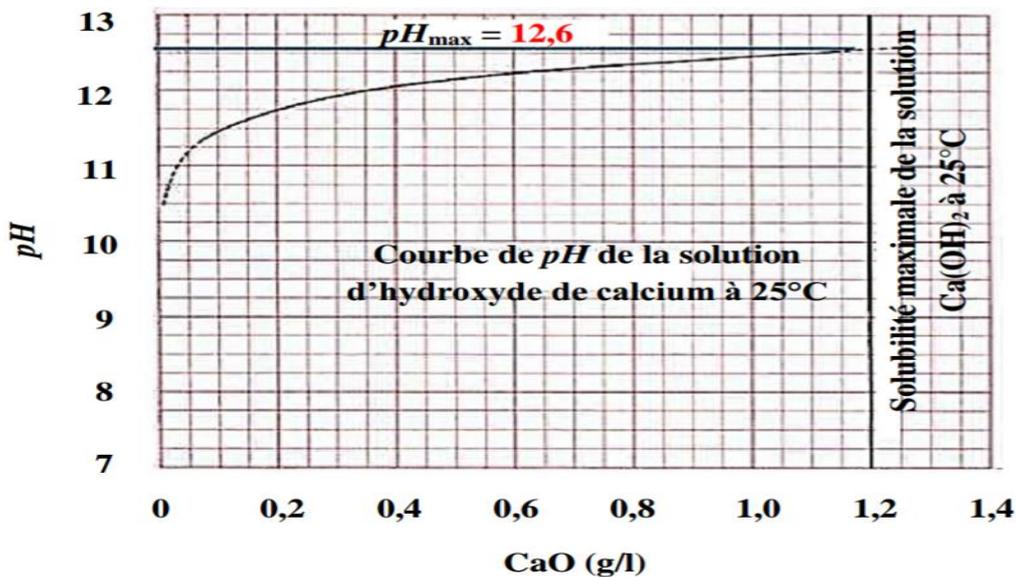


Cette réaction est exothermique et produit la portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  lorsque les conditions nécessaires sont atteintes: *pH* de 12,4 et concentration en calcium de la solution de 22 mol/L. Ensuite, hydroxyde de calcium peut être dissout par la réaction d'ionisation suivante:



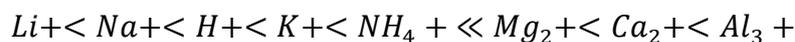
L'augmentation de *pH* est d'autant plus élevée que la quantité de chaux est importante

(Figure 1.7). Le  $pH$  peut atteindre une valeur de 12,6 au maximum, proche du  $pH$  d'une solution aqueuse saturée en chaux.

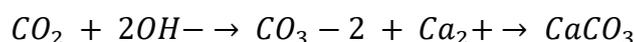


**Figure 1.3** Variation du  $pH$  d'une solution de  $Ca(OH)_2$  dans l'eau en fonction de la quantité de chaux ajoutée (Marrot, 2010).

Echange cationique : Les cations  $Ca^{2+}$  en solution se substituent aux cations adsorbés à la surface des argiles et dans leurs espaces inter foliaires (Little, 1987). Cet échange se produit car les ions de calcium divalents peuvent remplacer facilement des cations monovalents, et des ions en plus forte concentration remplacent aisément ceux dont la concentration est moindre. Généralement, les cations de plus grande valence remplacent ceux dont la valence est plus faible, et les cations de grande taille remplacent ceux dont la taille est plus petite mais de même valence. A concentrations égales, voici l'ordre de substitution classique, où le cation de droite remplace celui de gauche:



Carbonatation: Il s'agit de la formation de carbonates de calcium quand les ions hydroxydes sont au contact avec le  $CO_2$  (dioxyde de carbone) dissout dans l'eau interstitielle:



La carbonatation peut être considérée comme au détriment du traitement du sol, car elle consomme une partie de la chaux pour former des carbonates de calcium (Thompson,

1966). Toutefois, la quantité de ce produit et les conditions nécessaires à sa formation dans les sols traités à la chaux restent encore mal connues.

Réactions pozolanique: Cette réaction a lieu entre la chaux, l'eau et les silicates et ou des aluminates des sols argileux pour donner dans le temps, des agents cimentant qui sont essentiellement les silicates de calcium hydratés ou les aluminates de calcium hydratés. Ceci est rendu possible par l'augmentation substantielle du pH du milieu, apportée par la chaux qui autorise la dissolution des aluminates et silicates. Ces réactions de cimentation provoquent les augmentations principales de la résistance dans le mélange sol-chaux dans le temps. On observe aussi l'augmentation de la cohésion, de l'indice CBR, l'amélioration de la perméabilité des argiles, la diminution des variations volumiques pour les argiles gonflantes et le renforcement de la structure due aux phénomènes de prise et de cristallisation.

La réaction pozolanique de base est illustrée par les équations suivantes :



$Ca^{++} + (OH)^{-} + SiO_2$  (Silicates d'argile solubles) (CSH). Silicates de Calcium Hydraté

$Ca^{++} + (OH)^{-} + Al_2O_3$  (Aluminates d'argile solubles) (CAH). Aluminates de Calcium Hydratés



**Figure 1.4** Réaction pouzzolanique (Marrot, 2010).

La cinétique de ces réactions est influencée par plusieurs facteurs :

- La température du milieu: plus la température est élevée, plus la prise est rapide. Cependant, au-dessus de 45°C, les produits de la réaction sont dénaturés. La prise est ralentie voire arrêtée lorsque la température est inférieure à environ 4°C (Thompson, 1968; Bell, 1996), et reprend lorsque la température commence à s'élever à nouveau.
- La quantité et la nature de la fraction argileuse: c'est la fraction argileuse du sol, constituée de phyllosilicates d'aluminium, qui réagit avec la chaux. Tous les minéraux argileux sont attaqués par la chaux, mais ceux qui ont la plus haute teneur en silicates disponibles réagissent plus fortement. Ainsi, la structure en trois couches de la

montmorillonite expose des silicates des deux côtés du feuillet, de manière à ce qu'une montmorillonite subisse des réactions plus vite qu'une kaolinite composée de deux couches, parfois avec un décalage de plusieurs semaines dans le cas de la recombinaison pouzzolanique. Néanmoins, une surface de silicates «disponibles» est attaquable si elle n'est pas reliée à une autre surface similaire par des ions qui ne sont pas facilement échangeables, comme c'est le cas dans l'illite et le chlorite.

- L'état hydrique du sol: la quantité de l'eau libre dans le sol doit être suffisante pour assurer la solubilisation et l'hydratation des particules (Cabane, 2005). Concrètement, la teneur en eau optimale se situe légèrement au-dessus de celle à l'optimum Proctor normal (Le Roux, 1969).

**Stabilisation au bitume:** Le bitume et le goudron sont trop visqueux pour être utilisés à température ambiante et doivent être réalisés en bitume coupé (une solution de bitume en kérosène ou diesel) ou une émulsion de bitume (particules de bitume en suspension dans l'eau). Lorsque le solvant s'évapore ou que l'émulsion se brise, le bitume est déposé sur le matériau, le bitume agit simplement comme une colle pour coller les particules de matière et empêcher l'entrée d'eau. Dans de nombreux cas, le matériau bitumineux agit comme une couche imperméable dans le trottoir, empêchant l'augmentation de l'humidité capillaire. Dans un pays où le bitume est relativement coûteux par rapport au ciment et où l'expertise est la construction de ciment, il semble plus raisonnable d'utiliser un stabilisateur de ciment plutôt qu'un procédé à base de bitume et de goudron.

*Conclusion générale :* Les structures des constructions linéaires sont des fois construites sur des sols de fondation compressibles. Lorsque le remblai constituant la structure des routes ou autres sont stabilisés au ciment, les réactions chimiques d'hydratation et de carbonations sont rapides et le sol stabilisé devient consistant et dure dans un intervalle de temps très court. Celle-ci est un inconvénient majeur car toute déformation dans le sol de fondation engendrera des fissures dans la structure du remblai stabilisé qui par la suite se propage à la surface superficielle causant ainsi des dommages considérables au fonctionnement des ouvrages des travaux public. En ce qui concerne la chaux, les réactions immédiates et pozolaniques sont des réactions très lentes et par conséquent le gain de résistance et l'amélioration des propriétés géotechniques s'avèrent très lentes. Il est alors très intéressant de pouvoir trouver un liant hydraulique intermédiaire entre le ciment qui est rapide dans sa prise et la chaux qui donne des améliorations

sur temps beaucoup plus long. La fabrication du fer au niveau de l'usine métallurgique de SIDER à Annaba en Algérie dispose d'une grande quantité de déchet industriel désigné par le laitier. Ces énormes masses de laitier sont stockés à l'air libre portant ainsi préjudice à l'environnement et la qualité de vie des citoyens. L'une des solutions à ce problème environnemental est de procéder à l'utilisation de ce déchet doté d'une certaine hydraulité dans la stabilisation des sols fins lors de la construction des ouvrages linéaires qui nécessite des quantités énormes de matériaux pour leurs réalisations.

#### 1.4 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, 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  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{P}_2\text{O}_5$ ,  $\text{MnO}$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ...

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.

##### 1.4.1 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 et plus).

#### 1.4.2 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 laitier 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 (Grounds Granulated Blast Furnace Slag). Il peut aussi être activé pour développer son hydraulité ; l'activation de type calcique ou sulfato-calcique étant effectuée selon la norme NF P 98-107.

#### *1.4.3 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 GGBS 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/GGBS est 1:5 pour activer le GGBS, 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.

## 1.5 TRAVAUX ANTERIEURS:

Ashish Kumar Pathak, et.al. (2014) ont étudié l'effet du GGBFS sur la propriété technique (teneur en eau optimale et densité sèche maximale, limite de plasticité, limite de liquidité, compactage, résistance à la compression non confinée, essai de rapport triaxial et californien) du sol et déterminent les propriétés techniques du stabilisé. GGBFS est ajouté de 0% à 25% en poids sec de sol, tout d'abord vérifier la propriété de tous les sols à 0% (pas de GGBFS) et ensuite comparer après à l'ajout de GGBFS de 5% à 25%. Les études ont montré que généralement les propriétés d'ingénierie se sont améliorées avec l'ajout de GGBFS. L'ajout de GGBFS a entraîné une amélioration spectaculaire dans les plages d'essai couvertes dans le programme. La densité sèche maximale a augmenté et la teneur en eau optimale a diminué avec l'augmentation de la teneur en GGBFS et à 25% nous avons obtenu la valeur maximale de densité sèche.

Oormila.T.R. et.al (2014), ont prouvé que l'utilisation de déchets industriels dans l'amélioration des sols est une méthode rentable et respectueuse de l'environnement. La stabilisation du sol est étudiée à l'aide de cendres volantes et de laitier de haut fourneau calciné au sol. Cette thèse comprend l'évaluation des propriétés du sol comme le test de résistance à la compression non confinée et le test du coefficient de roulement en Californie. L'échantillon de sol a été recueilli à Palur, Tamil Nadu et en plus, différents pourcentages de cendres volantes (5%,10%, 15% et 20%) et GGBFS (15%, 20%, 25%) ont été ajoutés pour trouver la variation de sa force d'origine. Sur la base de ces résultats,

Laximanth Yadu (2013) a évalué le potentiel du laitier de haut fourneau granulé (GGBFS) avec des cendres volantes pour stabiliser le sol mou. Des échantillons de sol mou ont été prélevés à Tatibandh Atart, route rurale de Raipur, Chhattisgarh. Ce sol a été classé comme CI-MI selon le système de classification standard indien (SCS). Différentes quantités de SGB, c'est-à-dire 3, 6 et 9% avec différentes quantités de cendres volantes. Le 3%, 6%, 9% et 12% ont été utilisées pour stabiliser le sol mou. La performance du GGBFS avec des sols modifiés par des cendres volantes a été évaluée en utilisant un test de compaction et de compression simple (UCS). Sur la base de ces tests de performance, la quantité optimale de GGBFS avec des cendres volantes a été déterminée comme étant de 3% de cendres volantes + 6% de GBBFS.

DVS Prasad (2008) décrit les tentatives faites pour étudier le processus de stabilisation avec des traces d'essai modèles sur une sous-catégorie expansive. Des essais de cisaillement, de CBR et

de chargement-déchargement ont été réalisés sur les voies avec différents matériaux de renfort, à savoir des plastiques usagés et du caoutchouc de rebut introduit dans le sous-sol de gravier posé sur une sous-catégorie expansive. Les résultats des essais montrent que la sous-base de gravier renforcé est plus résistante à la charge que la sous-couche de gravier non renforcée dans le flexible

Aanjankumar & Prasadaraju (2008) Des tests de charge cyclique ont été effectués sur les voies avec des produits chimiques comme la chaux et le ciment introduits dans la sous-couche de cendres volantes posées sur une sous-couche expansive. sous-base de cendres.

T.K.ROY et B.CCHATTOPADHYAY (2008) ont entrepris un programme expérimental pour explorer la possibilité d'utiliser des matériaux alternatifs tels que la cendre de riz et les cendres d'étang en les mélangeant au sol pour la construction d'une sous-catégorie routière.

BHUVANESHWARI, ROBINSON, GANDHI(2005) ont décrit l'étude réalisée pour vérifier les améliorations des propriétés du sol expansif avec des cendres volantes en pourcentages variables. Des essais en laboratoire et des essais sur le terrain ont été effectués et les résultats sont rapportés dans ce document. Une des difficultés majeures dans l'application sur le terrain est un mélange complet des deux matériaux (sol expansif et cendres volantes) en proportion requise pour former une masse homogène.

Une étude menée par Phanikumar et Sharma (2004) sur l'effet des cendres volantes sur les propriétés techniques de sol expansif à travers un programme expérimental. L'effet sur des paramètres tels que l'indice de gonflement libre (FSI), le potentiel de gonflement, la pression de gonflement, la plasticité, le compactage, la résistance et la conductivité hydraulique du sol expansif ont été étudiés. Les cendres ont mélangé un sol expansif avec des teneurs en cendres volantes de 0, 5, 10, 15 et 20% en poids sec et ont déduit que l'augmentation de la teneur en cendres volantes réduisait les caractéristiques de plasticité et réduisait le FSI d'environ 50% par l'addition de 20% de cendres volantes, lorsque la teneur en cendres volantes augmente, il y a une diminution de la teneur en eau optimale et le poids unitaire sec maximal augmente. L'effet des cendres volantes s'apparente à l'effort de compaction accru. Ainsi, le sol expansif est rendu plus stable. La résistance au cisaillement non drainé du sol expansif mélangé à de la cendre volante augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres.

Chapitre 2 :

## **MATERIAUX ET PROCEDURES D'ESSAIS**

### **2.1 INTRODUCTION**

Le chapitre présente les différents matériaux utilisés dans cette recherche. Le mode opératoire des différents essais avec leurs procédures et techniques employées pour préparer les différentes éprouvettes, l'exécution de l'essai et leurs déroulements sont aussi détaillés.

### **2.2 MATERIAUX**

*Le sol* étudié dans cette recherche est constitué d'un mélange de 85% kaolin DD<sub>3</sub>, de 15% Bentonite. Les liants hydrauliques choisis sont le laitier granulé des hauts fourneaux et la chaux hydratée. Il a été préparé au laboratoire de MDS de l'Université. Il est représentatif de la majorité des sols à problème en Afrique du Nord.

*Le kaolin* est une roche de composition argileuse constituée principalement de kaolinite, un minéral provenant de l'altération de roches feldspathiques. La kaolinite, de formule chimique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ , contient théoriquement 39,5%  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , 46,5 %  $\text{SiO}_2$  et jusqu'à 14%  $\text{H}_2\text{O}$ . Elle se présente en petits cristaux lamellaires de forme pseudo-hexagonale.

*Le kaolin* utilisé de type DD<sub>3</sub> est extrait d'un gisement de Djebel Debbagh au nord-ouest de la ville de GUELMA (Nord-Est de l'Algérie) (figure 2.1). Il contient environ 38 % en masse d'alumine et près de 40% de silice et présente une perte au feu de l'ordre de 17%. Cette dernière est essentiellement causée par la présence de l'eau structurale et quelques impuretés organiques. Le kaolin est caractérisé par une couleur grisâtre (figure 2.2). Cette coloration est essentiellement due à la présence de magnésium et d'un certain nombre d'éléments colorateurs (Fe, Ti, ....) (Tableau 2.1). Au toucher, il présente une grande aptitude à la friabilité.



Figure 2.1 Site d'extraction du Kaolin utilisé.



Figure 2.2 Kaolinite DD3 granulé et broyé.

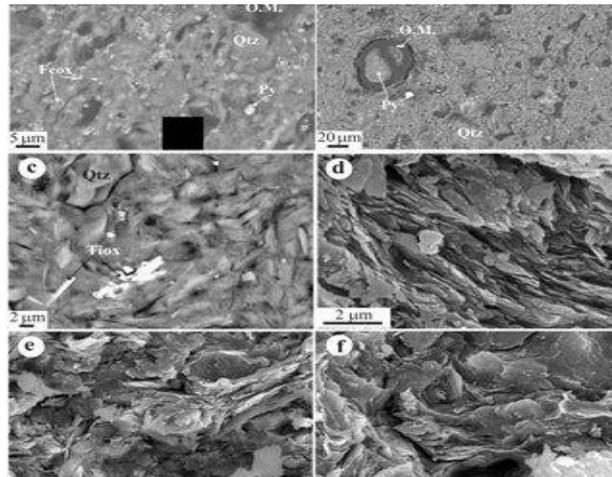
**Composition chimique (%)**

SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	TiO <sub>2</sub>	MnO	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	P.F	Total
39.8	38.36	1.14	0.78	0.24	0.45	0.20	0.48	0.02	0.46	0.02	0.01	17.27	99.6

Tableau 2.1 Composition chimique moyenne du kaolin DD<sub>3</sub>.

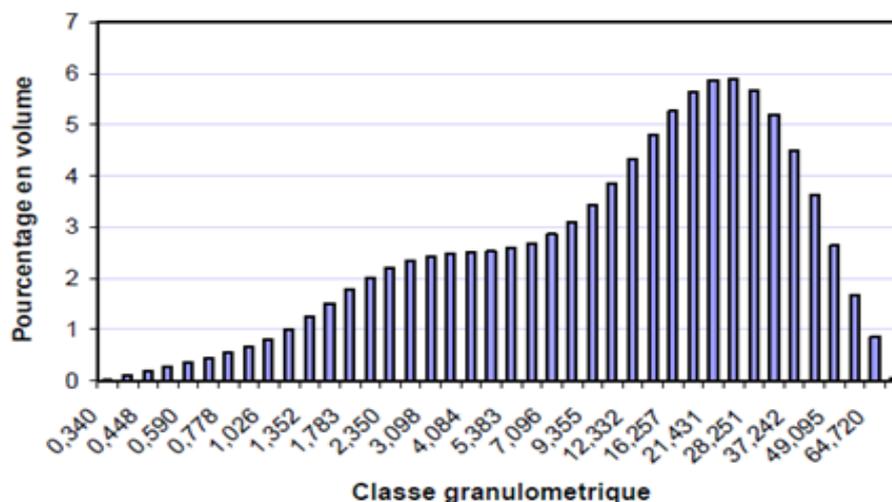
Du point de vue minéralogique, l'analyse par diffraction aux rayons X (figure 2.3) a révélé que le kaolin utilisé contient essentiellement de la kaolinite (Fiche JCPDS 80-0886) et de l'halloysite (JCPDS 29-1489). La masse volumique du kaolin DD<sub>3</sub> brut, mesurée par le pycnomètre à hélium (type ACCUPYC 1300), est de **2,6 g/cm<sup>3</sup>**. Broyé à une taille inférieure à 150µm, le kaolin DD<sub>3</sub> présente une surface spécifique (BET= Brunauer–Emmitt–Teller) de l'ordre de 93 m<sup>2</sup>/g. Un examen par MEB d'un échantillon de la poudre de kaolin DD<sub>3</sub> (figure 2.3) a montré que les grains se présentent sous forme d'agglomérats de feuillets allongés en désordre. Cela favorise un

taux élevé de microporosité, par conséquent, une grande surface spécifique comme cela a été trouvé.



**Figure 2.3** Micrographie d'un grain du Kaolin DD<sub>3</sub>.

Ce kaolin a été broyé mécaniquement et tamisé à une taille inférieure à 75 μm. La distribution granulométrique de cette fraction a été analysée par un appareil de type Mastersizer 2000 (Malvern Instruments). Cet appareil appartient à la dernière génération des granulomètres et peut mesurer des tailles allant de 20 nm à 2000 μm. Son principe de mesure est basé sur le phénomène de diffraction lumineuse. Chaque taille de particule a sa propre image de diffraction. Le dépouillement de l'image de diffraction d'un champ de particules permet de mesurer la proportion de chaque taille. Dans le cas de ce kaolin, les résultats obtenus sont représentés sous forme d'histogrammes sur la figure 2.4 sous forme de CPFT (Cumulative Percent Finer Than). La distribution est continue et elle est un peu concentrée près de la taille 25 μm. La taille moyenne (à 50 % de CPFT) de la poudre analysée est de l'ordre de 13 μm.



**Figure 2.4** Représentation de la distribution granulométrique suivant les différentes classes.

La bentonite : Le terme bentonite a été proposé en 1898 pour désigner une argile au toucher savonneux appartenant à la formation « Benton shale » et effleurant dans la région de Rock River (Wyoming, Etats unies) ou la première exploitation de bentonite aurait été découverte en 1890. Cette formation tire son nom de Fort-Benton situé à 650 km environ au Nord de Rock River. Les bentonites sont des silicates d'alumine hydratés appartenant au groupe des Montmorillonites.

Les caractéristiques physico-chimique de bentonites d'origines diverses firent l'objet de nombreuses études. En Algérie, les gisements de bentonite les plus importants économiquement se trouvent dans l'oranie (ouest Algérien). On relève en particulier la carrière de Maghnia (Hammam Boughrara) et de Mostaganem (M'ZILA) (BOUGDAH, 2007). Les tableaux 2.2 et 2.3 présentent les compositions minéralogiques et chimiques de ce matériau.

<i>Désignations</i>	<i>% en poids</i>
<i>Montmorillonite</i>	45 à 60
<i>Quartz</i>	15 à 20
<i>Feldspaths</i>	3 à 5
<i>biotites</i>	8 à 10

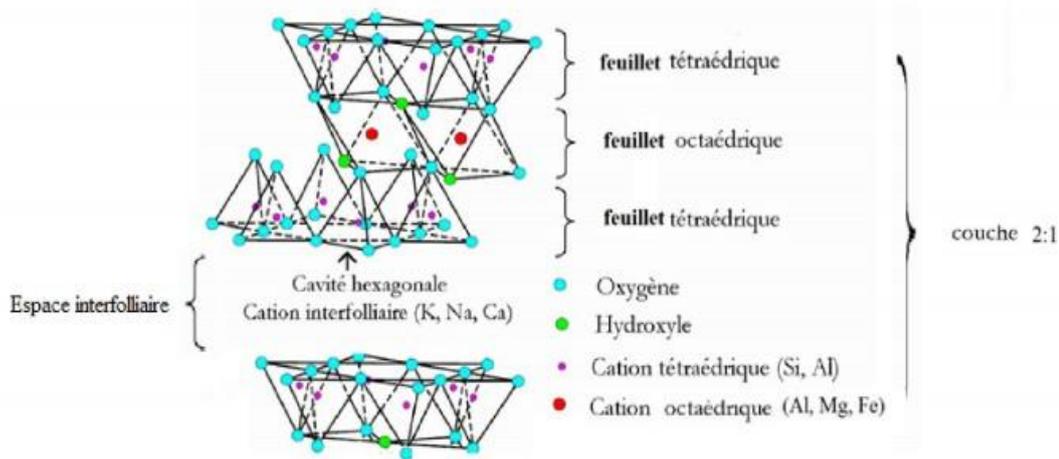
**Tableau 2.2** Composition minéralogique de la Bentonite (BT).

<i>Désignations</i>		<i>% en poids</i>
<i>Silice</i>	<i>SiO<sub>2</sub></i>	64,23
<i>Alumine</i>	<i>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	14,62
<i>Oxyde de Fer</i>	<i>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	1,81
<i>Oxyde de Calcium</i>	<i>CaO</i>	2,75
<i>Oxyde de Magnésium</i>	<i>MgO</i>	1,98
<i>Sulfates</i>	<i>SO<sub>3</sub></i>	0,32
<i>Oxyde de potassium</i>	<i>K<sub>2</sub>O</i>	1,87
<i>Oxyde de sodium</i>	<i>Na<sub>2</sub>O</i>	1,41
<i>Perte au feu</i>	<i>P.A.F</i>	11,14

**Tableau 2.3** Composition Chimique de Bentonite (BT).

Les bentonites ont de larges applications dans différents domaines (forage, fonderie, céramique, peinture, pharmacie, terres décolorantes,...). La majeure partie de la bentonite exploitée dans le monde est utilisée comme liant du sable de moulage, dans l'industrie de la fonderie et aussi pour épaissir les fluides de forage.

La montmorillonite est le constituant principal de la bentonite. C'est un phyllosilicate 2:1 (famille de smectites) dans lequel la charge négative de la couche est électriquement équilibrée par une charge égale, des cations échangeables ( $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{H}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{NH}_4^+$  et  $\text{Na}^+$ ) situés principalement entre ces couches silicates (figure 2.5) ; ces cations ne font pas partie de la structure et gardent une certaine mobilité.



**Figure 2.5** Structure chimique de la Bentonite.

La chaux: Outre son utilisation pour le traitement des sols en construction routière, la chaux peut être utilisée dans de nombreux domaines: sidérurgie, verrerie, industrie papetière, agriculture, construction, etc. Aujourd'hui, les chaux utilisées en construction sont des produits normalisés (norme NBN EN 459 - 1, 2 et 3). Outre les paramètres repris dans la norme, des caractéristiques supplémentaires sont spécifiées dans les cahiers des charges types.

Fabrication :

La chaux aérienne (ou chaux grasse) est obtenue par calcination de pierres calcaires très pures à haute température ( $\pm 950$  °C):



La chaux aérienne peut durcir lentement (décarbonatation) sous l'action du  $\text{CO}_2$  atmosphérique (cette qualité de prise à l'air est à la base de la qualification de chaux aérienne).

Les différents types de chaux aériennes

La chaux aérienne peut exister sous les trois formes suivantes:

- La *chaux vive* est le produit direct de la thermolyse ou calcination du calcaire, principalement de l'oxyde de calcium (CaO); c'est la matière basique qui permet par chauffage de rendre caustique la soude ou carbonate de sodium des anciens chimistes ;
- La *chaux éteinte* est obtenue après la réaction complète de la chaux vive avec de l'eau et un séchage rigoureux. Cette base, hydroxyde caustique peu corrosif, très peu soluble dans l'eau, est constituée d'hydroxyde de calcium (Ca(OH)<sub>2</sub>). D'un point de vue minéralogique, il s'agit de l'espèce minérale naturelle nommée « portlandite » ;
- . *Lait de chaux* ce type de chaux est peu/pas utilisé en Belgique. Le lait de chaux est obtenu par mise en suspension de chaux éteinte dans de l'eau. La concentration varie entre 300 et 400 g de chaux éteinte par litre de lait. Le lait de chaux peut également être préparé à partir de chaux vive, mais des précautions particulières sont à prendre en raison de l'exothermicité de la réaction d'hydratation de l'oxyde de calcium.

Son emploi en traitement de sols présente l'avantage de supprimer la poussière et d'humidifier les sols secs (alors que la chaux vive achève au contraire de les dessécher). En pratique, le lait de chaux ne fait pas l'objet d'une norme car ses caractéristiques, c'est-à-dire essentiellement sa concentration, sont déterminées par les besoins réels des matériaux au moment des travaux. On mesurera donc:

- sa concentration (exprimée en extrait sec ES);
- éventuellement la teneur en chaux libre.

La chaux vive contient à peu près 30 % de CaO disponible de plus que la chaux éteinte. Une tonne de chaux vive est équivalente à environ 1 300 kg de chaux éteinte. La chaux vive pèse entre 700 et 1 100 kg/m<sup>3</sup> alors que la chaux éteinte ne pèse que 560 kg/m<sup>3</sup>.

Laitier: Les laitiers d'aciérie sont des coproduits de l'industrie sidérurgique, ils sont considérés comme déchets. Toutefois, l'envisagement de la valorisation de ces matériaux dans le domaine du BTP et de la fabrication des matériaux de construction leur donne tendance de sortir du statut de déchet et de devenir une source de matières premières.

Etant donné la différence de masse volumique entre la fonte et le laitier (2.7 à 2.9), ils sont donc séparés par décantation. A la sortie, le laitier se présente sous forme d'un liquide à une température d'environ 1450 °C. Il existe deux processus de refroidissement :

*Processus de refroidissement lent* : A sa sortie du haut fourneau, le laitier peut être déversé dans de grands fossés ou il se refroidit lentement à l'air libre. Il se solidifie sous forme cristallisée et à l'apparence d'une roche naturelle de différentes granulométries (0/80, 0/100, 0/150 et plus). Il est appelé le laitier rocheux ou cristallisé et est très souvent évacué vers des stations de concassage.

*Processus de refroidissement rapide* : Le laitier peut être refroidi brutalement et pulvérisé en grains de quelques millimètres par un puissant jet d'eau. Cette opération appelée granulation transforme le laitier en un sable de couleur claire appelé laitier granulé, et il est généralement évacué vers les lieux de stockage ou d'expédition.

*Composition chimique*: La composition chimique des laitiers varie avec la nature de minerai de fer utilisé et avec la qualité de la fonte fabriquée. Ils sont essentiellement constitués de chaux, de silice et d'aluminium. Les laitiers d'EL HADJAR se composent généralement des propositions suivantes : En plus de ces éléments principaux, les laitiers contiennent aussi des sulfates, de la chaux libre et des inertes. Les laitiers ont une composition chimique voisine de celle des ciments PORTLAND mais moins riche en chaux. Ils sont basiques, celui d'EL HADJAR, son Ph est de l'ordre de 12.

*Propriétés physiques* : en général le laitier est de deux catégories :

*Laitier cristallisé*: Il se présente sous forme d'une roche grisâtre plus ou moins poreuse et ont une structure entièrement cristallisée. La densité en place du laitier concassé varie de 1.8 à 2.0

*Laitier granulé*: Ils ont une structure instable et qui peut évoluer dans certaines conditions (prise des laitiers). Il se présente sous forme de sable à granulométrie étalée et contenant peu de fines. Leurs densité est voisine de 1.20.

Les laitiers rocheux sont totalement inertes et destinés à être utilisés généralement comme produits de concassage. Par contre les laitiers granulés, à l'égard de la composition chimique qui les place dans la zone ciment peuvent être considérées comme liant hydraulique d'où le phénomène de prise. Le pouvoir hydraulique d'un laitier granulé employés dans les graves laitier et sable laitier utilisé en construction routière se caractérise par le coefficient d'activité  $\alpha$ . Ce dernier est déterminé en laboratoire grâce à un mode opératoire bien spécifique. Le coefficient  $\alpha$  varie généralement entre 15 et 100. D'après CTPL (Commission Technique de la Promotion des Laitiers). A titre d'information, le laitier granulé d'EL HADJAR a un coefficient  $\alpha$  très dispersé entre 30 et 45. D'après les spécifications du SETRA-LCPC, les laitiers sont répartis en trois classes selon leur coefficient d'activité.



**Figure 2.6** Laitier des hauts fourneaux d'EL HADJAR sur le site.

Afin de mieux caractériser le sol constitué plusieurs essais géotechniques en laboratoire de mécanique des sols de l'université Badji Mokhtar ont été entrepris à savoir :

Granulométrie : La méthode standard ASTM D 422-90 a été utilisée pour conduire cet essai qui a permis de tracer la courbe des particules solides de sol. D'après cette dernière les particules solides du sol sont à 100% inférieures à 0.1mm et 90% inférieure à 0.02mm. Le sol est par conséquent considéré comme étant un sol fin avec 63% de particules solides ayant un diamètre inférieur à 0.002mm. Le graph de la figure 2.6 montre une courbe granulométrique étalée.

<i>Constituants</i>	<i>Laitier granulé (El Hadjar)</i>
<i>MgO</i>	<i>1,30</i>
<i>SiO<sub>2</sub></i>	<i>42,15</i>
<i>MnO</i>	<i>0,568</i>
<i>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	<i>1,20</i>
<i>TiO<sub>2</sub></i>	<i>0,572</i>
<i>CaO</i>	<i>42,890</i>
<i>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	<i>10,00</i>
<i>Na<sub>2</sub>O</i>	<i>-</i>
<i>K<sub>2</sub>O</i>	<i>0,563</i>
<i>SO<sub>3</sub></i>	<i>-</i>
<i>H<sub>2</sub>O<sup>+</sup></i>	<i>-</i>
<i>H<sub>2</sub>O<sup>-</sup></i>	<i>-</i>

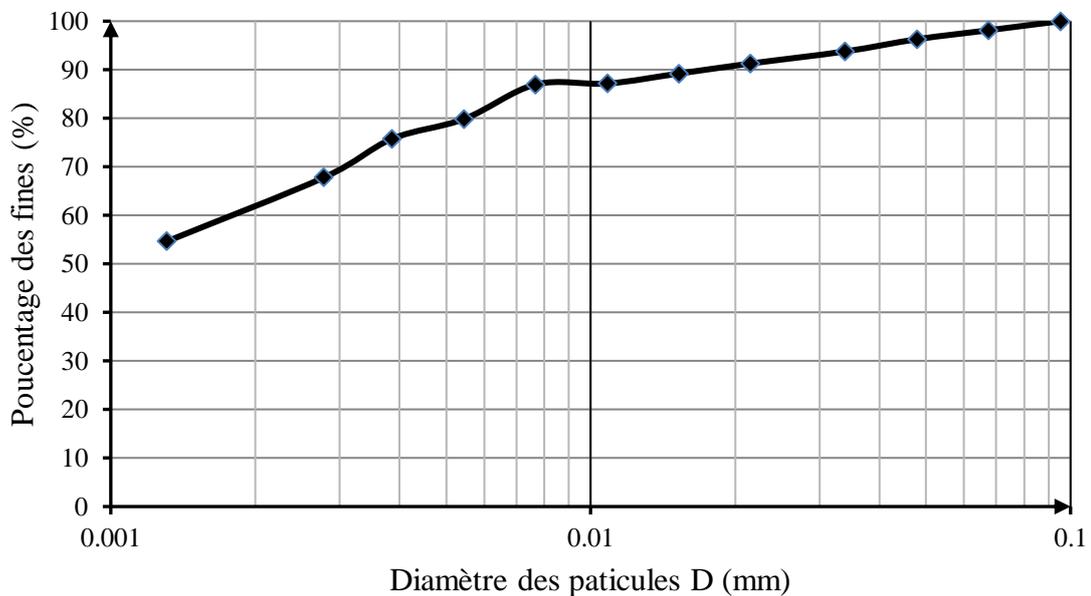
$P_2O_5$	-
$CO_2$	-
$CaCO_3$	-
Matériau insoluble dans HCL	-
Sulfites (pyrites)	-
Perte au feu	Néant

**Tableau 2.4** Propriétés chimiques du laitier granulé d'El Hadjar.

Caractéristiques	Valeurs
PH	11,45
Densité spécifique	3,01
Masse volumique absolue	3g/cm <sup>3</sup>
Surface spécifique de Blaine SSB	5632 cm <sup>2</sup> /g

**Tableau 2.5** Propriétés physiques du laitier granulé broyé.

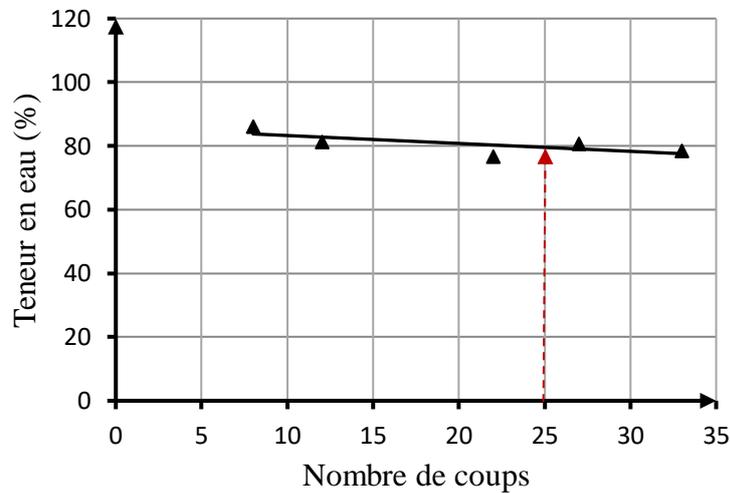
### Courbe granulométrique d'Engclay



**Figure 2.7** Courbe granulométrique du sol constitué.

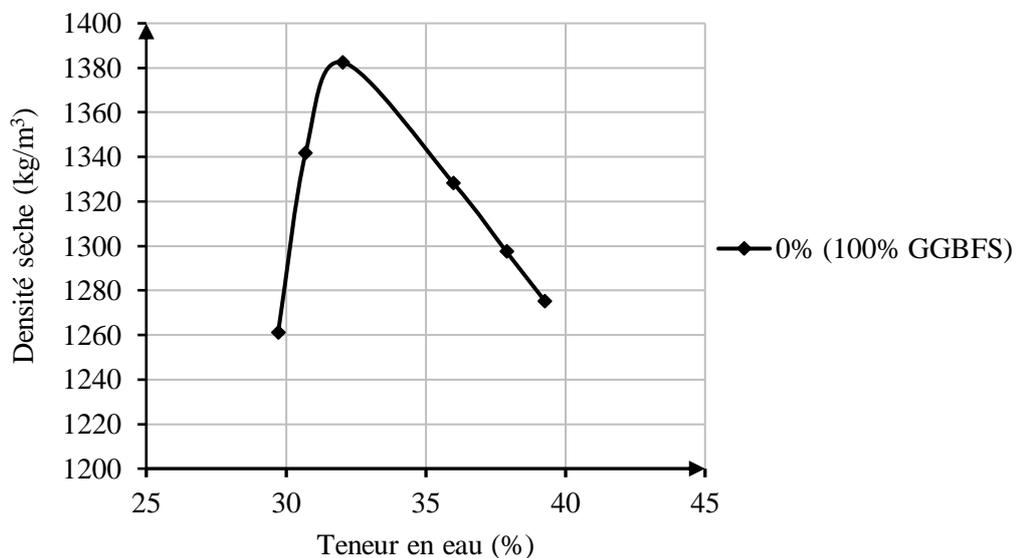
Limites d'Atterberg : Les valeurs des limites d'Atterberg sont très utiles pour classer le sol constitué. La limite de plasticité a été évaluée par la méthode du fuseau selon l'ASTM D 4318 et une valeur moyenne de trois essais a été prise comme étant la limite de plasticité dont la

valeur numérique est de l'ordre de  $LP = 41\%$ . La limite de liquidité a aussi été évalué selon l'ASTM D 4318 qui stipule que la valeur de limite de liquidité correspond à la teneur en eau d'une éprouvette de sol soigneusement préparée et testée à la coupelle de Casa grande comme le montre le graphe de la figure 2.8, une valeur de 81% a été obtenue.



**Figure 2.8** Limite de liquidité du sol constitué non traité.

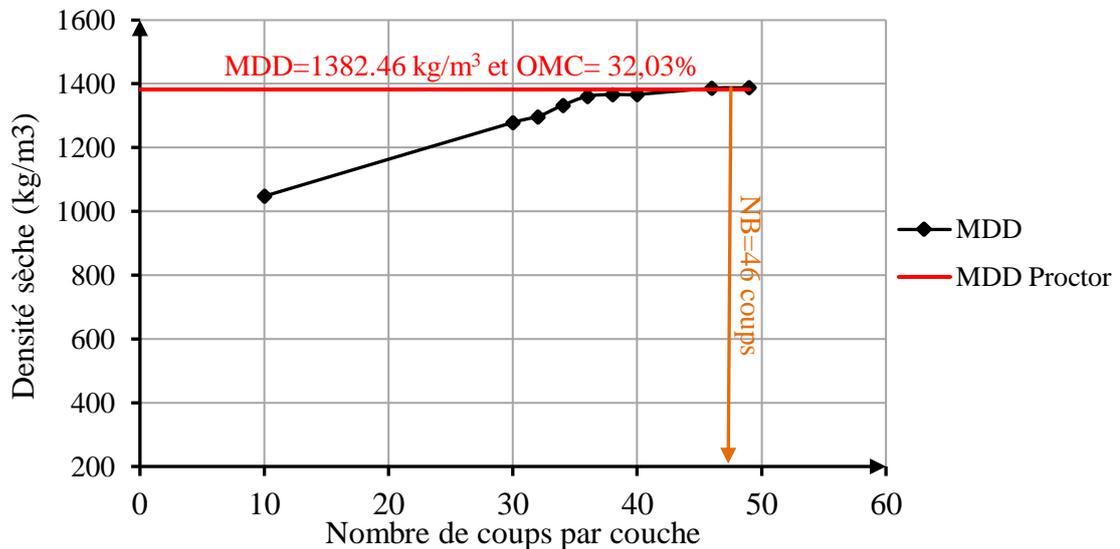
*Compactage* : Le compactage de sol a été effectué par la méthode Proctor modifié selon la norme ASTM D 1557. Les caractéristiques de compactage obtenues sont données par la figure 2.9. Une teneur en eau optimale de 32.03% correspondant à une densité sèche de 1382.46  $\text{kg/m}^3$ .



**Figure 2.9** Courbe de compactage.

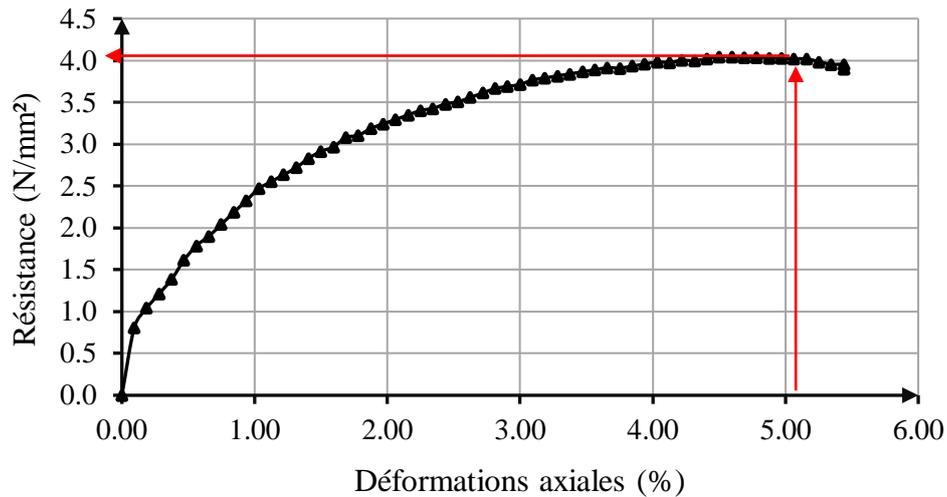
*Compression simple* : L'essai de compression simple a été effectué par une presse selon la méthode standard pour la compression simple du sol cohésif ASTM D2166.

Le compactage des éprouvettes de sol destinées à l'écrasement sur la machine universelle a été effectué au moyen des outils spécifiques fournis avec la machine décompactage. Pour cela, une série d'essais de compactage, des éprouvettes en trois couches, a été conduite pour déterminer le nombre de coups nécessaire par couche afin d'atteindre les valeurs des caractéristiques PROCTOR obtenus préalablement par la méthode standard. Les résultats obtenus sont donnés sur la figure 2.11 pour le cas du sol non traité. Cette dernière indique que pour atteindre la valeur MDD de  $1382.46 \text{ kg/m}^3$  et un OMC de  $32,03\%$  il a fallu un nombre de 46 coups. Ainsi, pour tous les essais de compression simple, ce nombre de coup sera le nombre de référence pour la préparation des éprouvettes de sol destinées à l'évaluation de l'UCS (Unconfined Compression Shear). L'essai de compression simple a été effectué par la méthode standard ASTM D2166 par la machine de compression universelle de l'institut de génie civil. Les valeurs obtenues sont données sur le tableau 2.7.



**Figure 2.10** Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups par couche.

Le sol constitué non traité a été à priori testé en premier lieu et la courbe représentant la variation de la compression simple (UCS) en fonction de la déformation axiale principale est donnée sur la figure 2.12. Le graphe montre clairement qu'avec l'essai, la résistance à la compression augmente progressivement pour atteindre une valeur maximale au pic de la courbe qui correspond à la rupture du sol de l'ordre de  $4.05 \text{ N/mm}^2$ . Cette valeur a été atteinte pour une déformation axiale de l'ordre de  $4.5\%$  de la hauteur totale de l'éprouvette de sol.



Valeurs à la rupture\_:

$$\sigma_{dév} = 4,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_1(\%) = 4,503\%$$

**Figure 2.11** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité.

### 2.3. PREPARATION DES EPROUVETTES DE SOL:

Pour la préparation des éprouvettes, une quantité de 10 kilogrammes de chacun doit sécher dans l'étuve pendant 72 heures. Ensuite les matériaux sont broyé à tour de rôle pendant 14 h 30 minutes pour atteindre une finesse prédéterminée. Pour leur conservation, les matériaux broyés sont mis dans des boîtes étanches. Les étapes de préparation des différentes éprouvettes sont comme suit :

#### Préparation du sol stabilisé au laitier seul:

1. Une quantité de laitier granulé broyé et 400 grammes de matériau dont 85% de DD3 et 15% de bentonite sont préalablement séchés dans une étuve pendant 48 heures à 60°C.
2. Le laitier broyé granulé sec est ensuite ajouté selon la proportion préalablement fixée à savoir 0 ; 5 ; 10 ; 15 ; 20 et 25% d'additif.
3. L'ensemble est ensuite mélangé avec une truelle pour l'obtention d'un mélange uniforme pendant 15 minutes.
4. La quantité d'eau correspondant à la teneur en eau optimale OMC déterminée lors du compactage est ajoutée graduellement au fur et à mesure que le sol est malaxé.

5. Une fois le mélange est uniforme, le sol est compacté dans le moule triaxial réduit d'un diamètre de 51,7 mm et hauteur 106,6mm en trois couches d'épaisseur égale au moyen d'une dame de 1,103 kg.
6. la partie supérieure de l'échantillon est ensuite rasée de à l'aide d'une règle métallique.
7. Le moule est ultérieurement décoffré.
8. L'éprouvette cylindrique est placée dans la cellule triaxiale entre deux embases en aluminium ne permettant pas le drainage des eaux.
9. Puis la phase de la mise de la cellule perplexe étanche.
10. Après serrage, la cellule étanche est placée sur la machine Tri-Test-ELE-50.

*Préparation du sol stabilisé au laitier activé :*

1. Une quantité de laitier granulé broyé, de chaux hydraulique et 400 grammes de matériau de sol constitué à 85% de DD3 et 15% de bentonite sont préalablement séchés dans une étuve à 60°C pendant 48 heures.
2. Le laitier broyé granulé sec avec une quantité de chaux hydraulique correspondante représentée par 15% du total de l'additif hydraulique est ensuite ajouté selon la proportion préalablement fixée à savoir 0 ; 5 ; 10 ; 15 ; 20 et 25% d'additif.
3. Les matériaux sont ensuite mélangés avec une truelle pour l'obtention d'un mélange uniforme pendant 15 minutes.
4. La quantité d'eau correspondant à la teneur en eau optimale OMC déterminée lors du compactage est ajoutée graduellement à mesure que le sol est malaxé.
5. Une fois le mélange est uniforme, le sol est compacté dans le moule triaxial réduit d'un diamètre de 51,7 mm et hauteur 106,6mm en trois couches d'épaisseur égale au moyen d'une dame de 1,103 kg.
6. la partie supérieure de l'échantillon est ensuite rasée de à l'aide d'une règle métallique.
7. Le moule est ultérieurement décoffré.
8. L'éprouvette obtenue est conservé dans des sacs étanches pendant 24h (7, 14, 21, et 28 jours) dans le dessiccateur (c'est le mellowing time).
9. Après 24h (7, 14, 21,28 jours) l'éprouvette cylindrique est placée dans la cellule triaxiale entre deux embases en aluminium ne permettant pas le drainage des eaux.
10. Puis la phase de la mise de la cellule perplexe étanche.
11. Après serrage, la cellule étanche est placée sur la machine Tri-Test-ELE-50.



*Figure 2.12 DD3 plus bentonite et laitier.*



*Figure 2.13 Pesée de la proportion d'eau.*



*Figure 2.14* Ajout de la proportion d'eau au mélange de DD3 plus bentonite et laitier pour atteindre une teneur en eau prédéterminée.



*Figure 2.15* Sol humide mélangé avec du GGBFS.



*Figure 2.16* Echantillon de sol constitué compacté au Proctor Modifié.



*Figure 2.17* Echantillon de sol décoffré placé entre les deux embases.

#### **2.4 MODE OPERATOIRE DE L'ESSAI TRIAXIAL:**

##### Appareillage :

L'appareil TRIAXIAL comprend le dispositif suivant :

- Deux comparateurs dont
  - Le comparateur de force qui indique la charge appliquée sur l'éprouvette préparée (comparateur de force)
  - Le comparateur de déplacement qui permet de suivre les enfoncements au centième près de millimètre
- Un piston de poinçonnement de diamètre 0,0204 m
- Deux embases amovibles (inférieures et supérieures)
- Membrane étanche.
- Les vis de serrages.

Exécution:

L'essai comporte les étapes suivantes :

- Ajustement du piston se fait manuellement jusqu'au contact de l'embase supérieure, +l'aiguille des deux comparateurs sont ensuite mise sur le zéro, après la mise à zéro des comparateurs de déplacement et de charge ; l'essai non confiné est alors entamé par la mise en marche de la machine de compression.
- L'essai de compression non confiné (UCS) a été réalisé au maximum dans 15min afin d'éviter la dissipation de la pression interstitielle et l'échappement d'eau.
- L'appareil électronique est ensuite branché.
- La vitesse de déformation été de 0,5 mm/mn et l'essai a été effectué selon la norme ASTM 5102-96 les lectures a pris chaque 10 division.



*Figure 2.18 Préparation de la machine TRIAXIAL Universelle.*

- Tout au cours de la progression de l'essai les valeurs de la charge verticale appliquée sont enregistrées jusqu'aux valeurs ultime de la déformation principale axiale majeure.



*Figure 2.19 Poinçonnement de l'éprouvette de sol.*

- la teneur en eau a été déterminée de l'échantillon ainsi soumis à cet essai, à partir d'au moins 2 prélèvements (3 prélèvements sont conseillés) que l'on fait de part et d'autre de l'emprunte, dans la région qui a été soumise au poinçonnement.
- La mesure de la teneur en eau doit suivre immédiatement l'opération de poinçonnement.



Figure 2.20 Echantillon de sol poinçonné.

Ci-dessus est donné un exemple de fiche d'essai d'UCS pratique pour le cas du sol non traité (0% laitier)

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	923,11	g
Masse du moule à vide	513,07	g
Masse de l'éprouvette humide	410,04	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1833,24</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1385,99</b>	kg/m <sup>3</sup>

$$\rho_d = 1385,99 \text{ kg/m}^3$$

$$W = 32,27\%$$

Tableau 2.6 Exemples de Mesure de la densité sèche (pour sol non traité).

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<i>0,000</i>	51,70	<i>0,00</i>
10	14	0,1	42,0	<i>0,094</i>	51,75	<i>0,81</i>
20	18	0,2	54,0	<i>0,188</i>	51,80	<i>1,04</i>
30	21	0,3	63,0	<i>0,281</i>	51,85	<i>1,22</i>
40	24	0,4	72,0	<i>0,375</i>	51,89	<i>1,39</i>
50	28	0,5	84,0	<i>0,469</i>	51,94	<i>1,62</i>
60	31	0,6	93,0	<i>0,563</i>	51,99	<i>1,79</i>
70	33	0,7	99,0	<i>0,657</i>	52,04	<i>1,90</i>
80	35,5	0,8	106,5	<i>0,750</i>	52,09	<i>2,04</i>
90	38,0	0,9	114,0	<i>0,844</i>	52,14	<i>2,19</i>
100	40,5	1	121,5	<i>0,938</i>	52,19	<i>2,33</i>
110	43	1,1	129	<i>1,032</i>	52,24	<i>2,47</i>
120	44,5	1,2	133,5	<i>1,126</i>	52,29	<i>2,55</i>
130	46	1,3	138,0	<i>1,220</i>	52,34	<i>2,64</i>
140	47,5	1,4	142,5	<i>1,313</i>	52,39	<i>2,72</i>
150	49,5	1,5	148,5	<i>1,407</i>	52,44	<i>2,83</i>
160	51	1,6	153,0	<i>1,501</i>	52,49	<i>2,91</i>
170	52	1,7	156,0	<i>1,595</i>	52,54	<i>2,97</i>
180	54	1,8	162,0	<i>1,689</i>	52,59	<i>3,08</i>
190	54,5	1,9	163,5	<i>1,782</i>	52,64	<i>3,11</i>
200	56	2	168,0	<i>1,876</i>	52,69	<i>3,19</i>
210	57	2,1	171,0	<i>1,970</i>	52,74	<i>3,24</i>
220	58	2,2	174,0	<i>2,064</i>	52,79	<i>3,30</i>
230	59	2,3	177,0	<i>2,158</i>	52,84	<i>3,35</i>
240	60	2,4	180,0	<i>2,251</i>	52,89	<i>3,40</i>
250	60,5	2,5	181,5	<i>2,345</i>	52,94	<i>3,43</i>
260	61,5	2,6	184,5	<i>2,439</i>	52,99	<i>3,48</i>
270	62	2,7	186,0	<i>2,533</i>	53,04	<i>3,51</i>
280	63	2,8	189,0	<i>2,627</i>	53,09	<i>3,56</i>
290	64	2,9	192,0	<i>2,720</i>	53,15	<i>3,61</i>
300	65	3	195,0	<i>2,814</i>	53,20	<i>3,67</i>
310	65,5	3,1	196,5	<i>2,908</i>	53,25	<i>3,69</i>
320	66	3,2	198,0	<i>3,002</i>	53,30	<i>3,71</i>
330	67	3,3	201,0	<i>3,096</i>	53,35	<i>3,77</i>
340	67,5	3,4	202,5	<i>3,189</i>	53,40	<i>3,79</i>
350	68	3,5	204,0	<i>3,283</i>	53,46	<i>3,82</i>
360	68,5	3,6	205,5	<i>3,377</i>	53,51	<i>3,84</i>
370	69	3,7	207,0	<i>3,471</i>	53,56	<i>3,86</i>
380	69,5	3,8	208,5	<i>3,565</i>	53,61	<i>3,89</i>
390	70	3,9	210,0	<i>3,659</i>	53,66	<i>3,91</i>
400	70	4	210,0	<i>3,752</i>	53,72	<i>3,91</i>
410	70,5	4,1	211,5	<i>3,846</i>	53,77	<i>3,93</i>
420	71	4,2	213,0	<i>3,940</i>	53,82	<i>3,96</i>
430	71,5	4,3	214,5	<i>4,034</i>	53,87	<i>3,98</i>
440	71,5	4,4	214,5	<i>4,128</i>	53,93	<i>3,98</i>
450	72	4,5	216,0	<i>4,221</i>	53,98	<i>4,00</i>
460	72	4,6	216,0	<i>4,315</i>	54,03	<i>4,00</i>
470	72,5	4,7	217,5	<i>4,409</i>	54,08	<i>4,02</i>
<b>480</b>	<b>73</b>	<b>4,8</b>	<b>219,0</b>	<b><i>4,503</i></b>	<b>54,14</b>	<b><i>4,05</i></b>

490	73	4,9	219,0	<b>4,597</b>	54,19	<b>4,04</b>
500	73	5	219,0	<b>4,690</b>	54,24	<b>4,04</b>
510	73	5,1	219,0	<b>4,784</b>	54,30	<b>4,03</b>
520	73	5,2	219,0	<b>4,878</b>	54,35	<b>4,03</b>
530	73	5,3	219,0	<b>4,972</b>	54,40	<b>4,03</b>
540	73	5,4	219,0	<b>5,066</b>	54,46	<b>4,02</b>
550	73	5,5	219,0	<b>5,159</b>	54,51	<b>4,02</b>
560	72,5	5,6	217,5	<b>5,253</b>	54,57	<b>3,99</b>
570	72	5,7	216,0	<b>5,347</b>	54,62	<b>3,95</b>
580	72	5,8	216,0	<b>5,441</b>	54,67	<b>3,95</b>

**Tableau 2.7** Exemples de Mesure de l'UCS (pour sol non traité).

Tarre		Tarre+ sol humide (g)	Masse du sol humide (g)	Tarre+ sol sec (g)	Ms (g)	Teneur en eau W(%)
N°	Masse (g)					
20	12,81	21,65	8,84	19,5	6,69	32,14
21	12,88	21,87	8,99	19,67	6,79	32,40
22	12,36	19,66	7,3	17,92	5,56	31,29
<b>Teneur en eau moyenne %</b>						<b>32,27</b>

**Tableau 2.8** Exemples de Mesure de la teneur en eau (pour sol non traité).

## **RESULTATS ET INTERPRETATIONS**

### **3.1 INTRODUCTION**

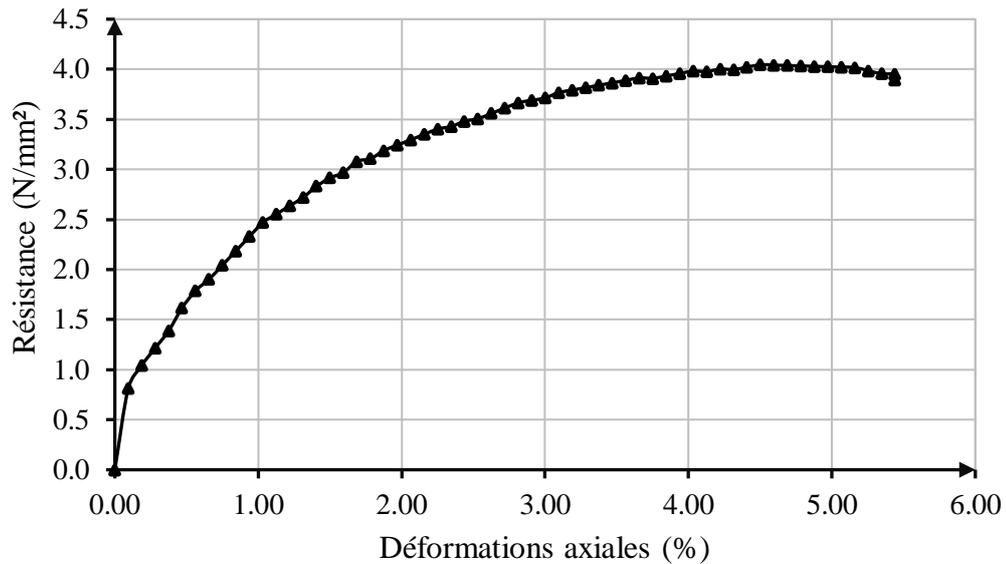
Le présent chapitre présente les résultats des essais de compression simple UCS (Unconfined Compression Shear) d'un sol préparé localement au niveau du laboratoire LMGE (Laboratoire Matériau Géotechnique et Environnement). Le mélange des proportions de 85% de Kaolin plus 15% de Bentonite a été adopté pour la constitution des éprouvettes de sol comme le recommande la littérature et à fin de pouvoir procéder à la comparaison des résultats avec les travaux antérieurs

Les éprouvettes représentatives de sol *non traité* et *traité* par ajout de laitier granulé broyé seul et au laitier granulé broyé activé à la chaux hydraulique à raison de 15% du pourcentage total d'additif ont été écrasées par la machine Tri-Test-ELE. Leurs courbes de comportement représentant la variation de l'UCS sont données et discutées dans les sections avenir. Celles-ci présentent l'analyse des résultats pour comprendre les réactions de modification et immédiate dans le sol pré-confectionné. La réaction pozzolanique a fait l'étude en analysant l'influence du temps de cure de 24 heures, 7, 14, 21 et 28 jours sur l'évolution la compression simple a aussi fait l'objet d'étude ensemble avec la vérification de la fiabilité des essais effectués. Les tous sont détaillés et commentés à la fin de ce chapitre.

### **3.2 INFLUENCE DU LAITIER SUR LA COMPRESSION SIMPLE**

- *Sol non traité*

Le sol constitué non traité a été à priori testé en premier lieu et la courbe représentant la variation de la compression simple (UCS) en fonction de la déformation axiale principale est donnée sur la figure 3.1. Le graphe montre clairement qu'avec l'essai, la résistance à la compression augmente progressivement pour atteindre une valeur maximale au pic de la courbe qui correspond à la rupture du sol de l'ordre de  $4.05 \text{ N/mm}^2$ . Cette valeur a été atteinte pour une déformation axiale de l'ordre de 4.5% de la hauteur totale de l'éprouvette de sol.



Valeurs à la rupture\_:

$$\sigma_{dév} = 4,05 \text{ N/mm}^2$$

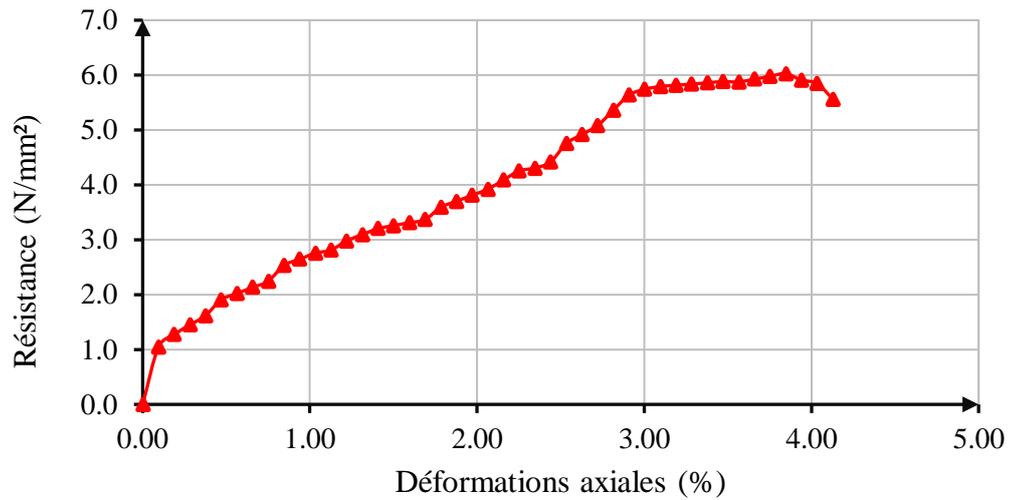
$$\varepsilon_1(\%) = 4,503\%$$

**Figure 3.1** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité

Les courbes représentant le comportement mécanique pour les éprouvettes de sol traitées au laitier uniquement à raison de 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (100% GGBFS) après vingt-quatre heures de maturation sont données par les figures 3.2 à 3.6. Toutes les courbes montrent une mobilisation de la résistance jusqu'à une valeur au pic représentant la rupture du sol suivi par la suite d'écrouissage pour certains.

La figure 3.2 indique que les valeurs à la rupture sont  $6.03 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et  $3.846\%$  pour la déformation pour une stabilisation à 5% (100% GGBFS). La figure 3.3 indique que les valeurs à la rupture sont  $6.357 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et  $2.627\%$  pour la déformation pour une stabilisation à 10% (100% GGBFS). La figure 3.4 indique que les valeurs à la rupture sont  $7.89 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et  $1.876\%$  pour la déformation pour une stabilisation à 15% (100% GGBFS). La figure 3.5 indique que les valeurs à la rupture sont  $9.00 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et  $0.938\%$  pour la déformation pour une stabilisation à 20% (100% GGBFS). La figure 3.6 indique que les valeurs à la rupture sont  $9.17 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et  $0.657\%$  pour la déformation pour une stabilisation à 25% (100% GGBFS).

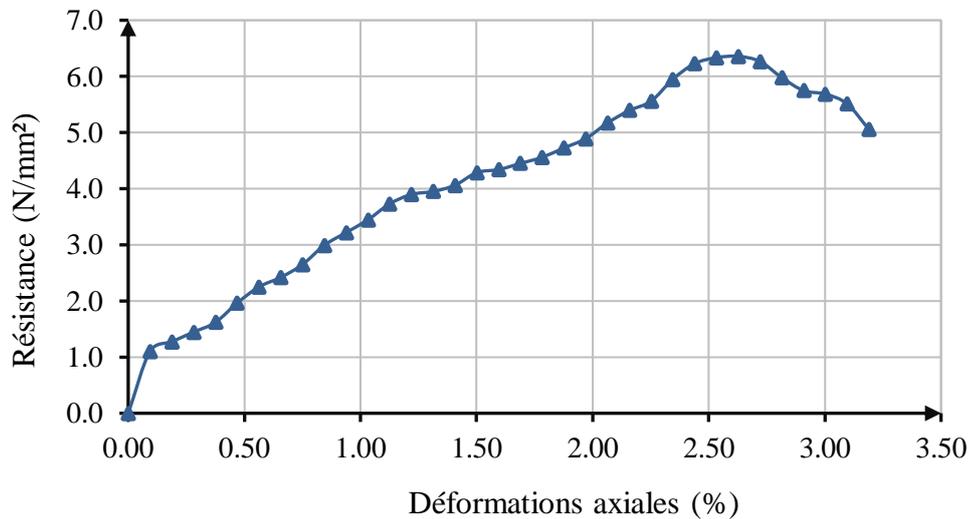
- Sol traité à 5% laitier (100% GGBFS)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 6,03 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 3,846 \%$

**Figure 3.2** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% (100% GGBFS) après 24 heures

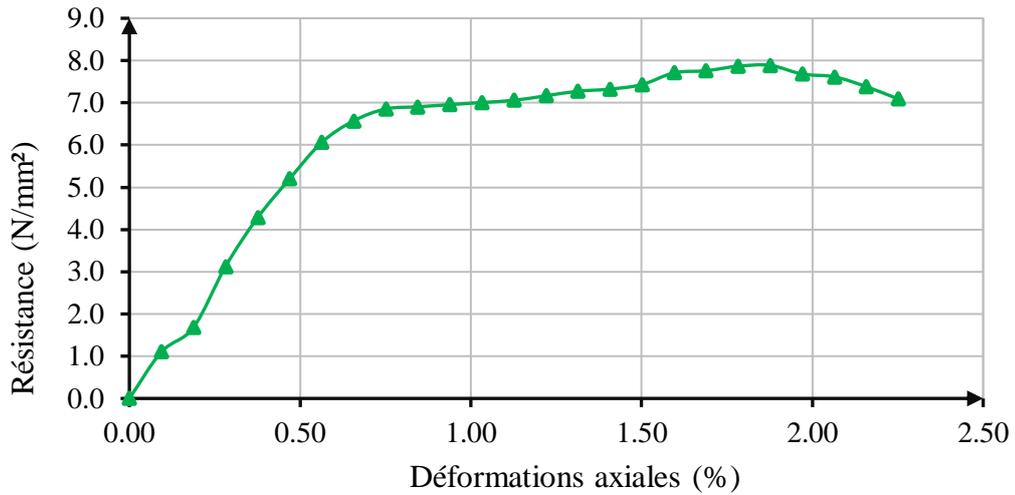
- Sol traité à 10% laitier (100% GGBFS)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 6,357 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 2,627 \%$

**Figure 3.3** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% (100% GGBFS) après 24 heures

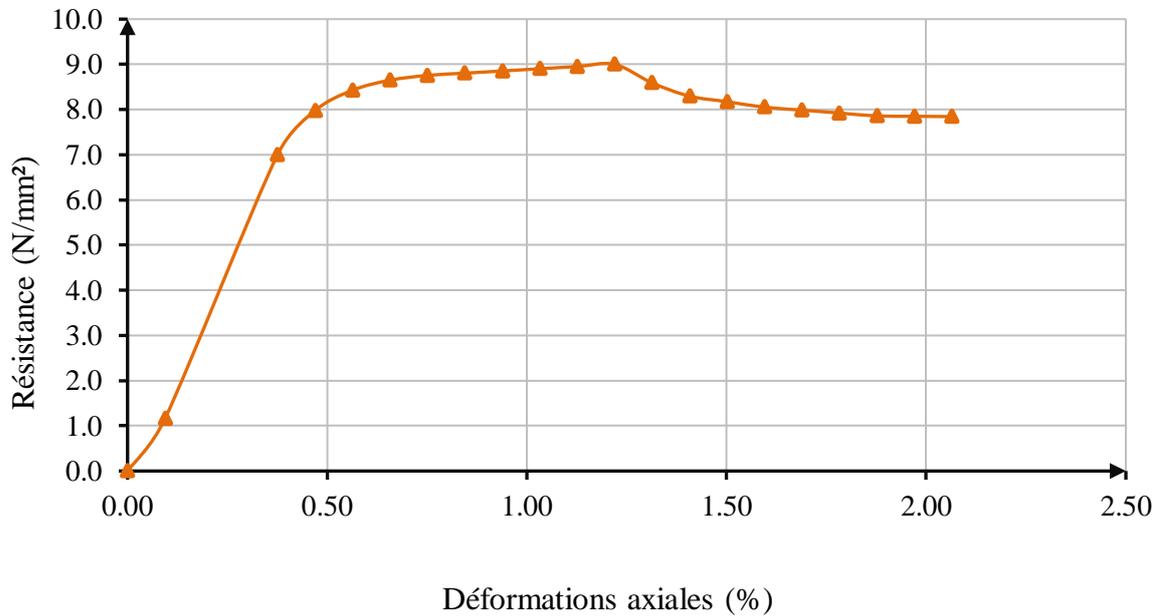
- Sol traité à 15% laitier (100% GGBFS)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 7,89 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 1,876 \%$

**Figure 3.4** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% (100% GGBFS) après 24 heures

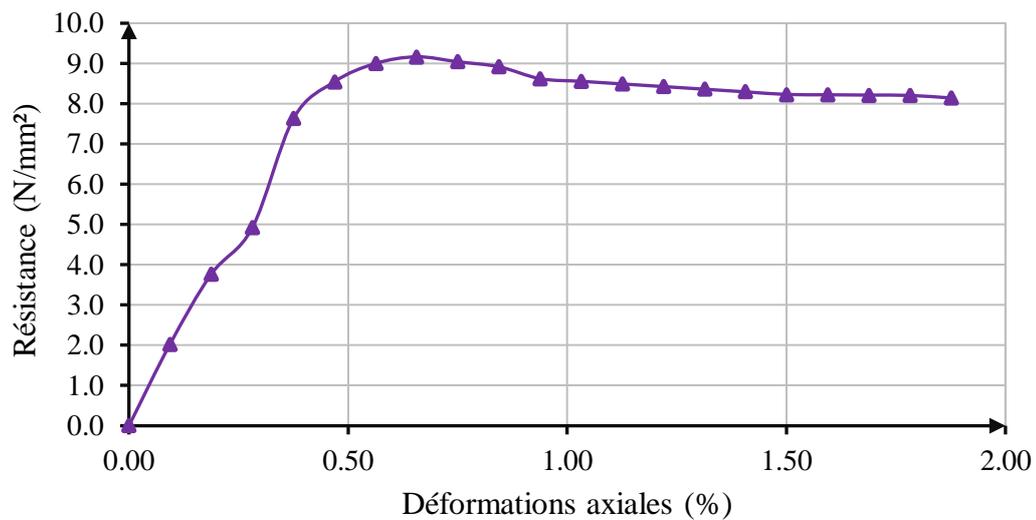
- Sol traité à 20% laitier (100%GGBFS))



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 9,00 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 1,220 \%$

**Figure 3.5** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% (100% GGBFS) après 24 heures

- Sol traité à 25% laitier (100% GGBFS)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 9,17 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 0,657 \%$

**Figure 3.6** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% (100% GGBFS) après 24 heures

### Comparaison des résultats

Les courbes de comportement pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (100% GGBFS) sont ensuite compilées dans le graphique donné par la figure 3.7 afin de mieux voir l'influence du laitier granulé broyé des hauts fourneaux seul. Toutes les courbes indiquent une mobilisation de la résistance pour atteindre la rupture. L'augmentation de la proportion du laitier engendre un accroissement de la valeur du déviateur à la rupture donc une meilleure résistance à la compression simple les valeurs de 6.03, 6.357, 7.89, 9.00, 9.17N/mm<sup>2</sup> ont été atteint pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (100% GGBFS) comme le montre la figure 3.8. L'autre observation qui puisse être tirée est la diminution de la déformation axiale principale une lorsque la proportion de l'ajout croit. Ainsi les valeurs de 3.846, 2.627, 1.876, 1.220, 0.657 % ont été atteinte pour la même plage de proportion d'ajout successivement comme indiqué par la figure 3.9.

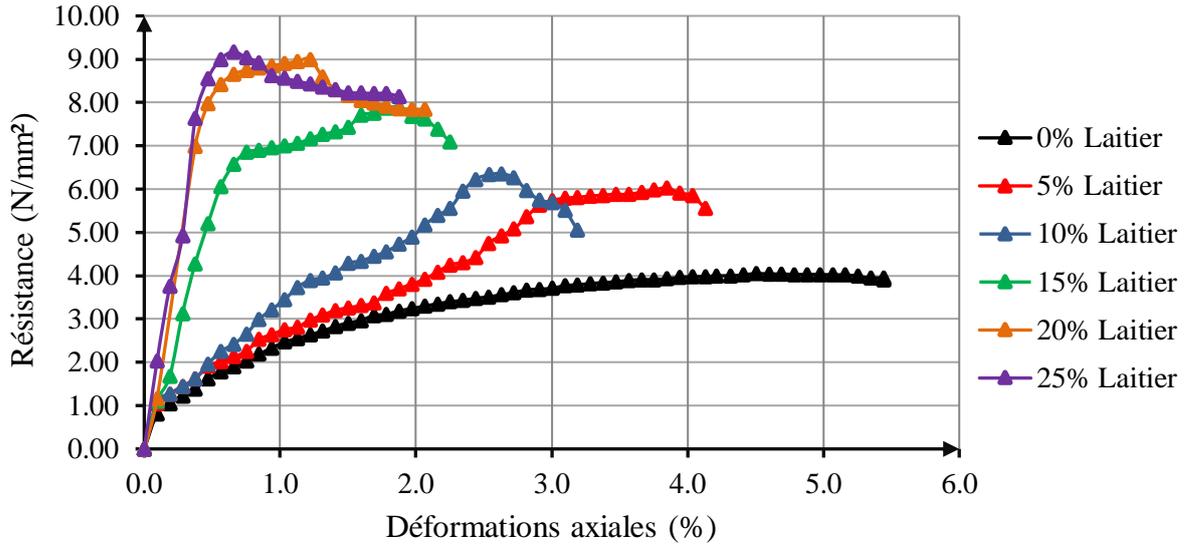


Figure 3.7 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% (100% GGBFS) après 24 heures

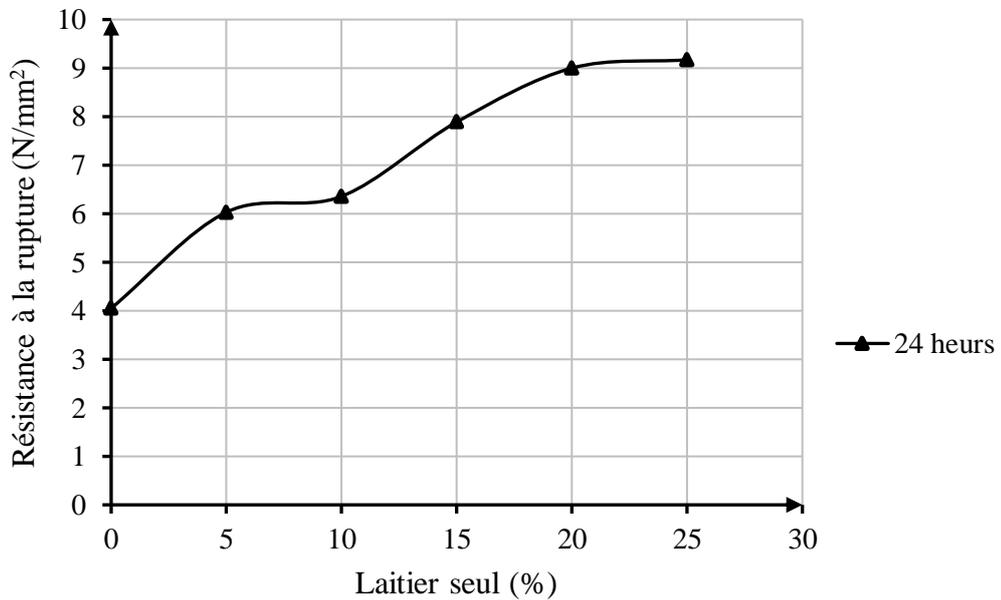
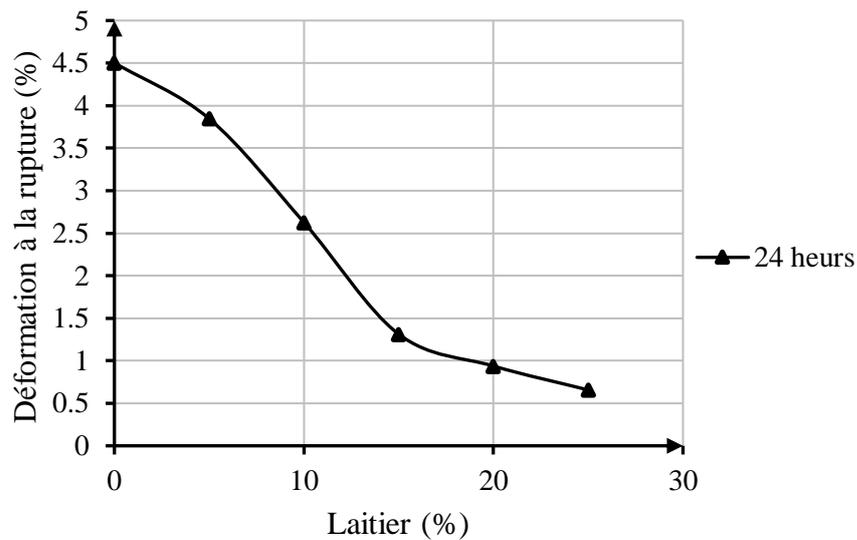


Figure 3.8 Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier (100% GGBFS)



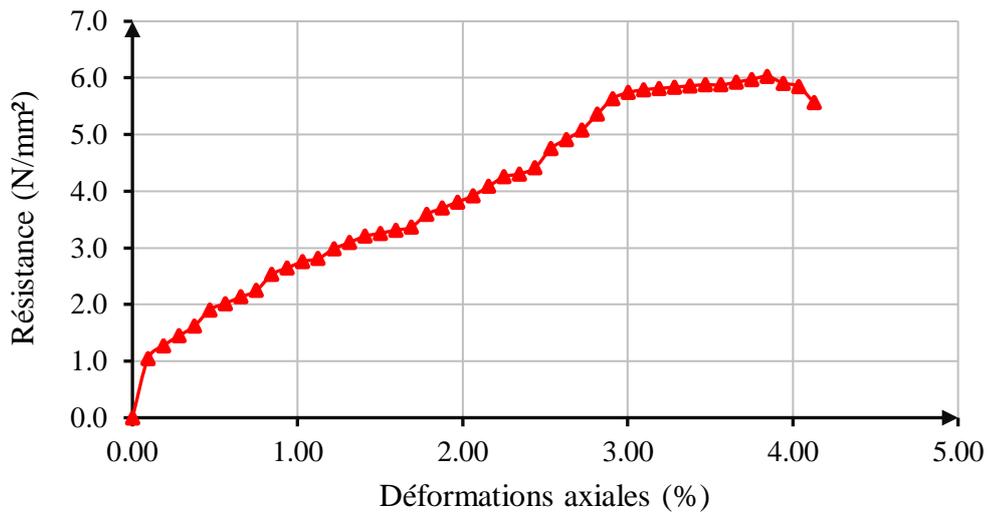
**Figure 3.9** Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage de laitier (100% GGBFS)

### 3.3 INFLUENCE DU LAITIER ACTIVE SUR LA COMPRESSION SIMPLE

Les courbes représentant le comportement mécanique pour les éprouvettes de sol traitées au laitier activé par la chaux hydraulique (85% GGBFS+15% CaO) à raison de 5%, 10%, 15%, 20% et 25% après vingt-quatre heures de maturation sont données par les figures 3.10 à 3.14. Toutes les courbes montrent une mobilisation de la résistance jusqu'à une valeur au pic représentant la rupture du sol suivi par la suite d'écrouissage pour certains.

La figure 3.10 indique que les valeurs à la rupture sont  $6.03 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 3.846% pour la déformation pour une stabilisation à 5% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.11 indique que les valeurs à la rupture sont  $6.36 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 2.627% pour la déformation pour une stabilisation à 10%(85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.12 indique que les valeurs à la rupture sont  $8.59 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 1.313% pour la déformation pour une stabilisation à 15%(85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.13 indique que les valeurs à la rupture sont  $9,18 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 1.126% pour la déformation pour une stabilisation à 20% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.14 indique que les valeurs à la rupture sont  $9,34 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 0.657% pour la déformation pour une stabilisation à 25% (85% GGBFS+15% CaO).

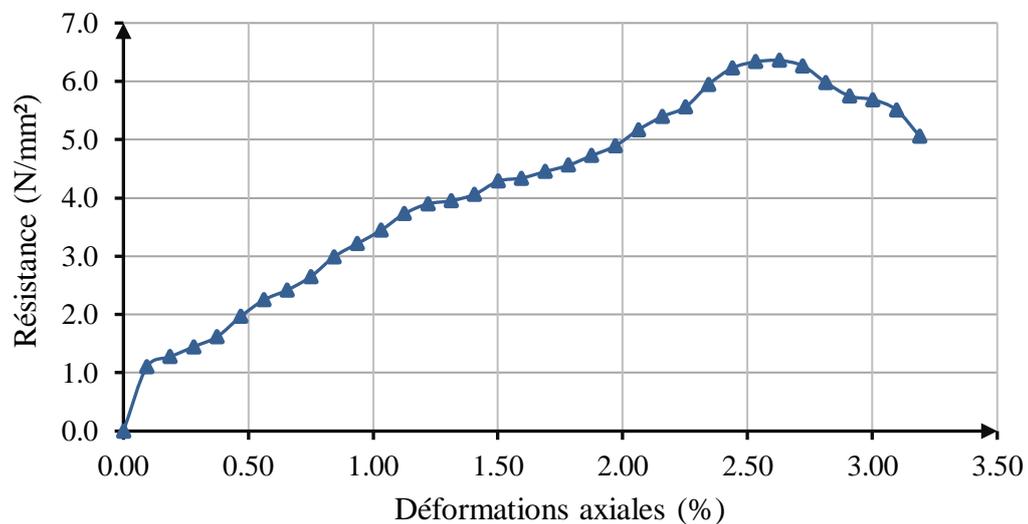
- Sol traité à 5% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 6,03 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 3,846 \%$

**Figure 3.10** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% (85% GGBFS+15% CaO) après 24 heures

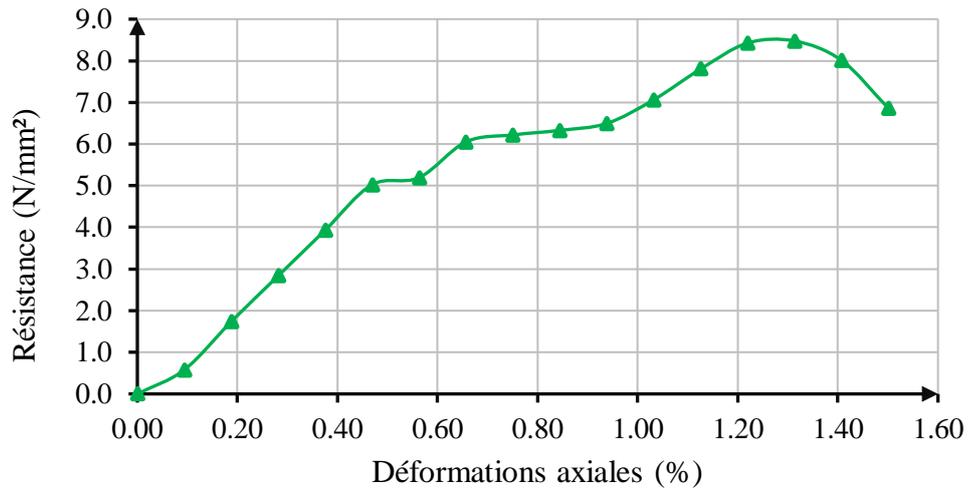
- Sol traité à 10% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 6,36 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 2,627 \%$

**Figure 3.11** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% (85% GGBFS+15% CaO) après 24 heures

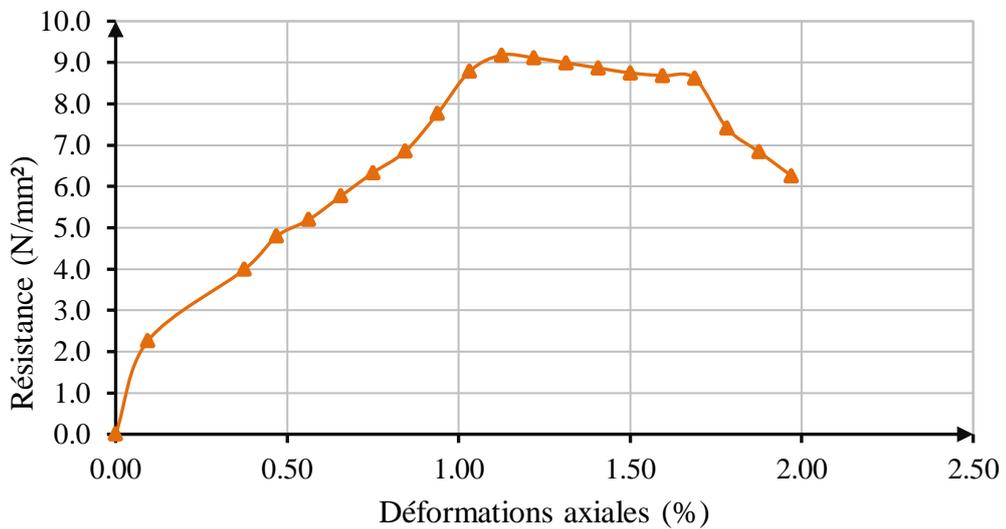
- Sol traité à 15% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 8,59 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 1,313 \%$

**Figure 3.12** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% (85% GGBFS+15% CaO) après 24 heures

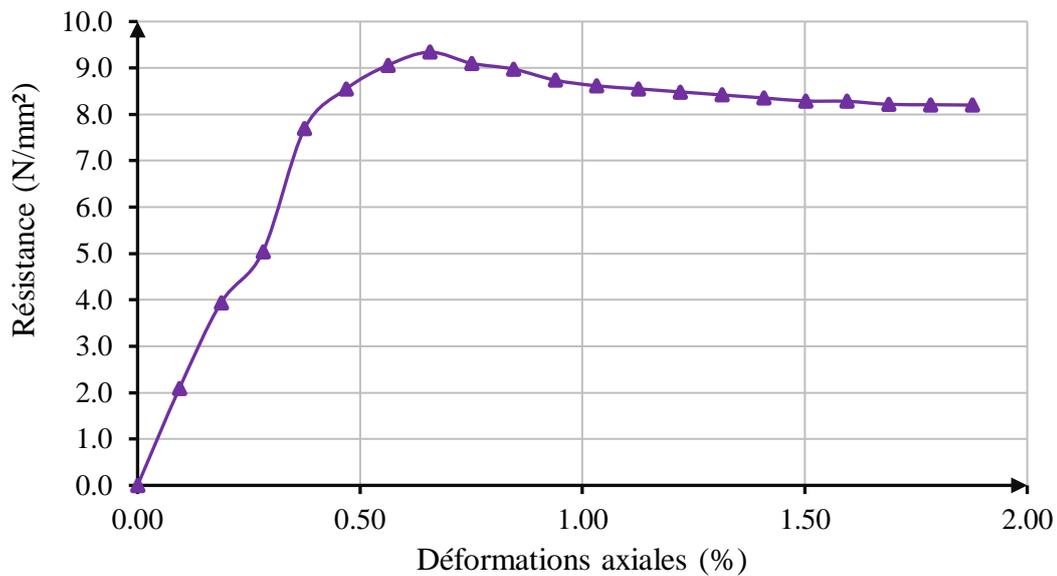
- Sol traité à 20% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 9,18 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 1,126 \%$

**Figure 3.13** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% (85% GGBFS+15% CaO) après 24 heures

- Sol traité à 25% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture\_:  $\sigma_{dév} = 9,34 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 0,657 \%$

**Figure 3.14** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% (85% GGBFS+ 15% CaO) après 24 heures

### Comparaison des résultats

Les courbes de comportement pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) sont ensuite compilées dans le graphe donné par la figure 3.15 afin de mieux voir l'influence du laitier granulé broyé des hauts fourneaux activé par la chaux. Toutes les courbes indiquent une mobilisation de la résistance pour atteindre la rupture. L'augmentation de la proportion du laitier engendre un accroissement de la valeur du déviateur à la rupture donc une meilleure résistance à la compression simple les valeurs de 6.03, 6.36, 8.59, 9.18, 9.34  $\text{N/mm}^2$  ont été atteinte pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) comme le montre la figure 3.16. L'autre observation qui puisse être tirée est la diminution de la déformation axiale principale une lorsque la proportion de l'ajout croit. Ainsi les valeurs de 3.846, 2.627, 1.313, 1.126, 0.657 % ont été atteinte pour la même plage de proportion d'ajout successivement comme indiqué par la figure 3.17.

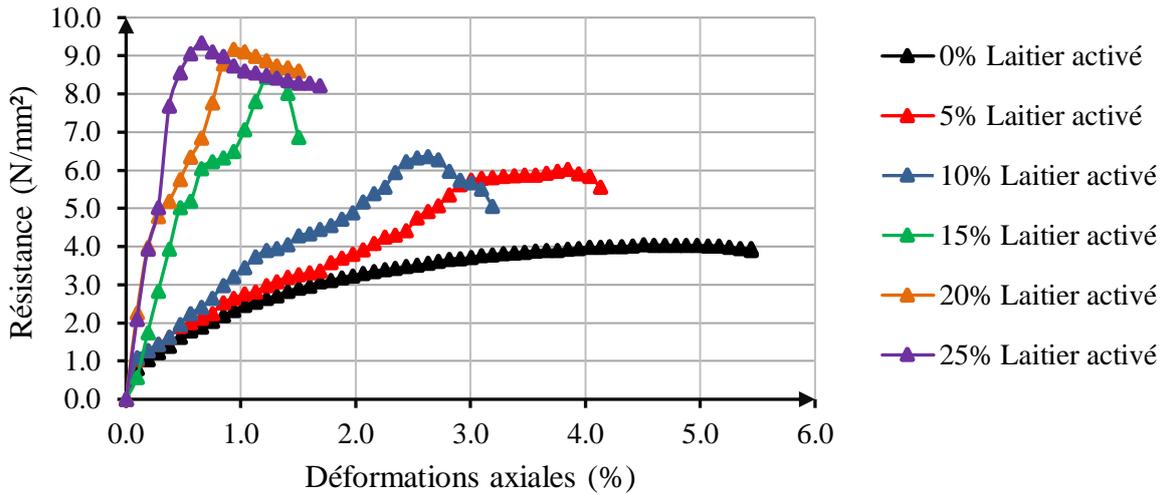


Figure 3.15 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% (85% GGBFS+15% CaO) après 24 heures.

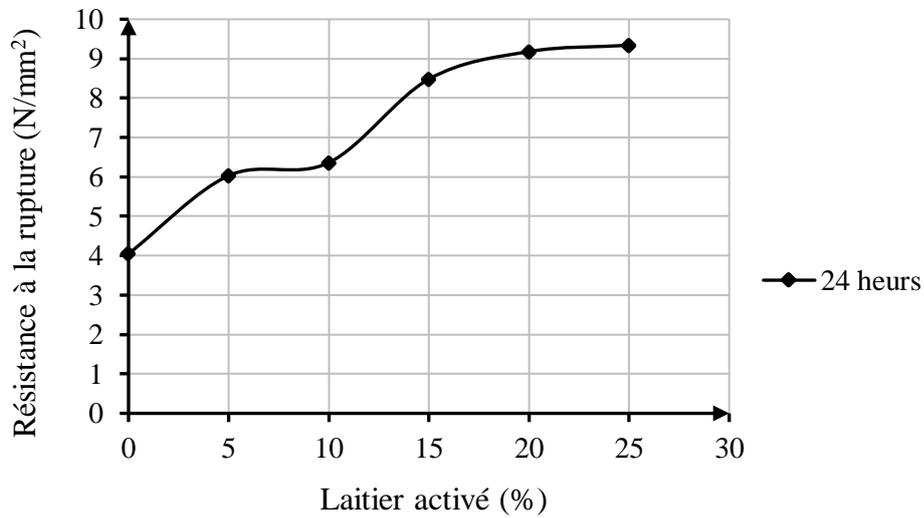
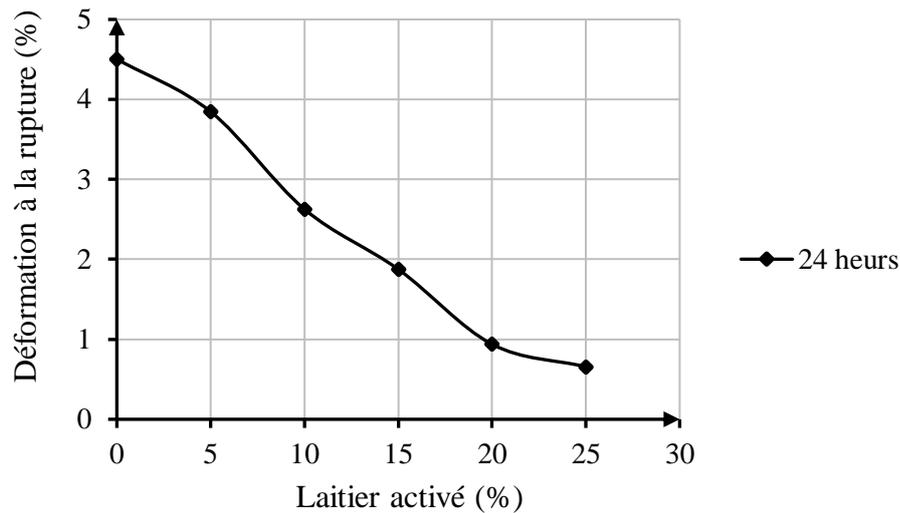


Figure 3.16 Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



**Figure 3.17** Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)

### 3.4 INFLUENCE DE TEMPS DE PRISE SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION

Les résultats présentés et discutés dans les sections précédentes concernent les deux réactions: immédiate et de modification dans la matrice de sol. Afin de mieux comprendre l'effet de la réaction pozzolanique quatre séries de campagne d'essais ont été conduites à savoir l'influence de 7, 14, 21, 28 jours de prise.

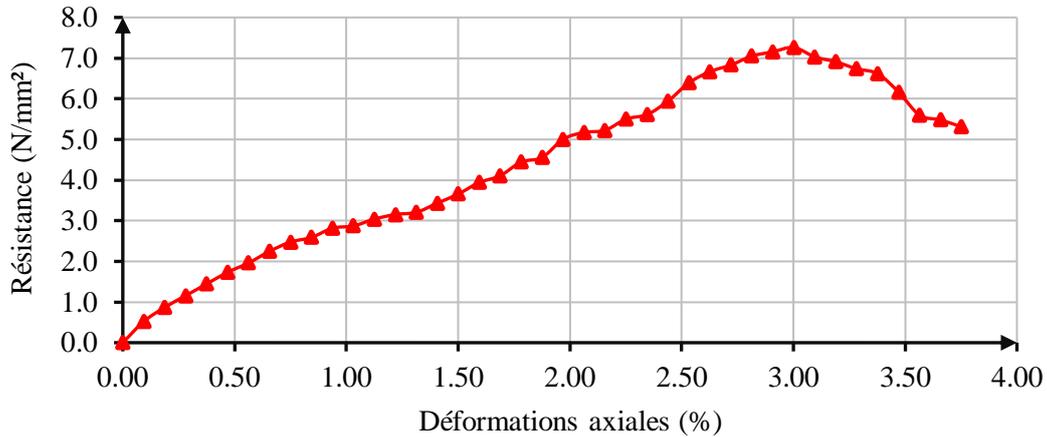
#### 3.4.1 Prise de sept jours (7 j)

Les courbes représentant le comportement mécanique pour les éprouvettes de sol traitées au laitier activé par la chaux hydraulique (85% GGBFS+15% CaO) à raison de 5%, 10%, 15%, 20% et 25% après sept jours de prise sont données sur les figures 3.18 à 3.22. Toutes les courbes montrent une mobilisation progressive de la résistance jusqu'à une valeur au pic représentant le maximum de la courbe correspondant à la rupture du sol suivi par la suite d'un écrouissage c'est à dire perte de résistance pour certains.

La figure 3.18 indique que les valeurs à la rupture, déviateur et déformation, sont respectivement  $7.261 \text{ N/mm}^2$  et  $3.002\%$  à pour une stabilisation à 5% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.19 indique que les valeurs à la rupture sont  $7,657 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et  $2.251\%$  pour la déformation pour une stabilisation à 10%(85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.20 montre des valeurs à la rupture de l'ordre de  $8.94 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et  $1.220\%$  pour la déformation après une stabilisation à 15% (85% GGBFS+15% CaO). Les valeurs à la rupture de

9.25  $N/mm^2$  pour le déviateur et 0.938% pour la déformation ont été observées pour une stabilisation à 20% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.22 indique que les valeurs à la rupture de 9.40  $N/mm^2$  pour le déviateur et 0.657% pour la déformation ont été obtenues pour une stabilisation à 25% (85% GGBFS+15% CaO).

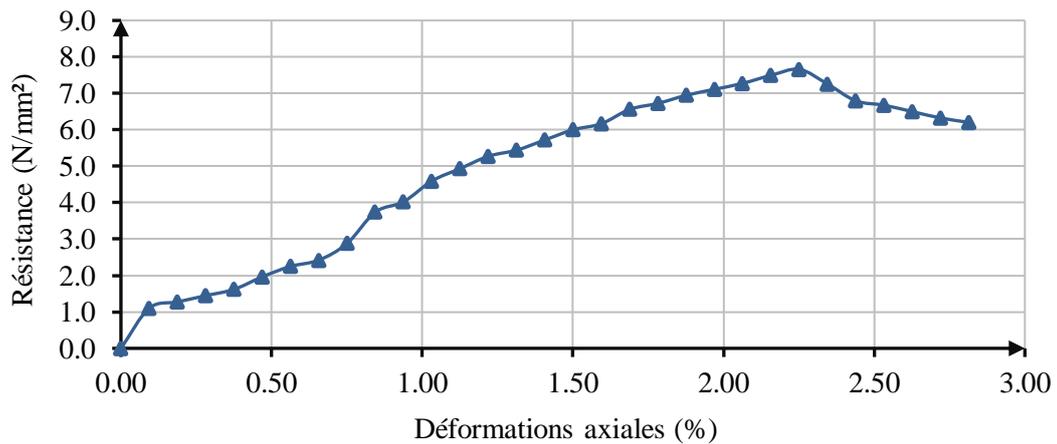
- 5% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 7,261 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 3,002 \%$

**Figure 3.18** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% (85% GGBFS+15% CaO) après 7 jours

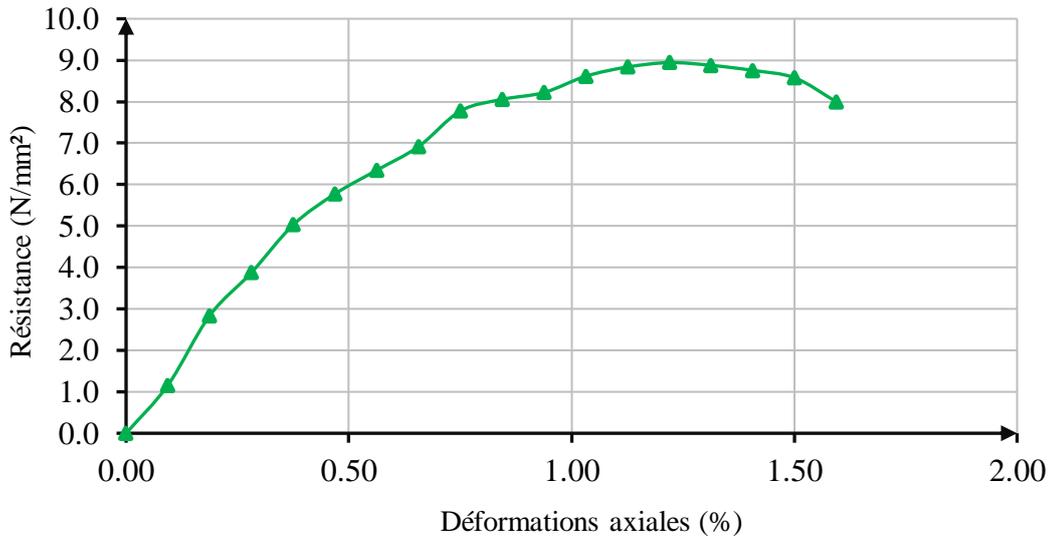
- 10% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 7,657 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 2,251 \%$

**Figure 3.19** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% (85% GGBFS+15% CaO) après 7 jours

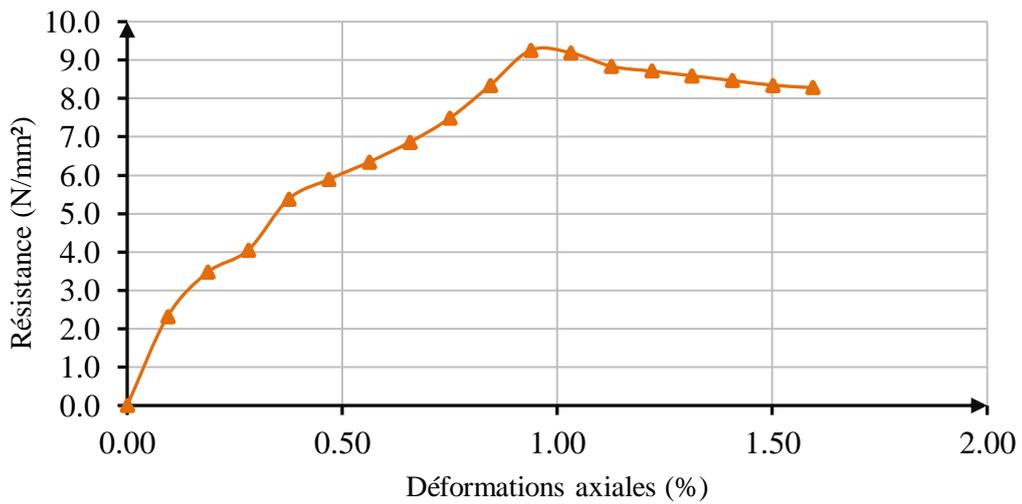
- 15% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 8,94 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 1,220 \%$

**Figure 3.20** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% (85% GGBFS+15% CaO) après 7 jours

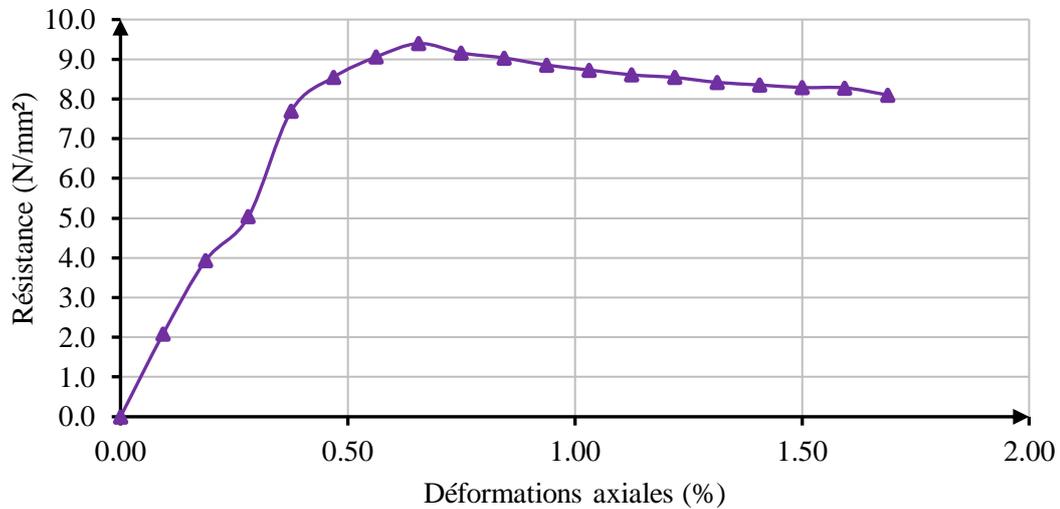
- 20% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 9,25 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 0,938 \%$

**Figure 3.21** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% (85% GGBFS+15% CaO) après 7 jours

- 25% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 9,40 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 0,657 \%$

**Figure 3.22** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% (85% GGBFS+15% CaO) après 7 jours

### Comparaison des résultats

Les courbes de comportement pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) sont ensuite compilées dans le graphe donné par la figure 3.23 afin de mieux voir l'influence du laitier granulé broyé des hauts fourneaux activé par la chaux. Toutes les courbes indiquent une mobilisation de la résistance pour atteindre la rupture. L'augmentation de la proportion du laitier engendre un accroissement de la valeur du déviateur à la rupture donc une meilleure résistance à la compression simple les valeurs de 7.261, 7.657, 8.94, 9.25, 9.40  $\text{N/mm}^2$  ont été atteints pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) comme le montre la figure 3.24. L'autre observation qui puisse être tirée est la diminution de la déformation axiale principale une lorsque la proportion de l'ajout croît. Ainsi les valeurs de 3.002, 2.251, 1.220, 0.938, 0.657 % ont été atteintes pour la même plage de proportion d'ajout successivement comme indiqué par la figure 3.25.

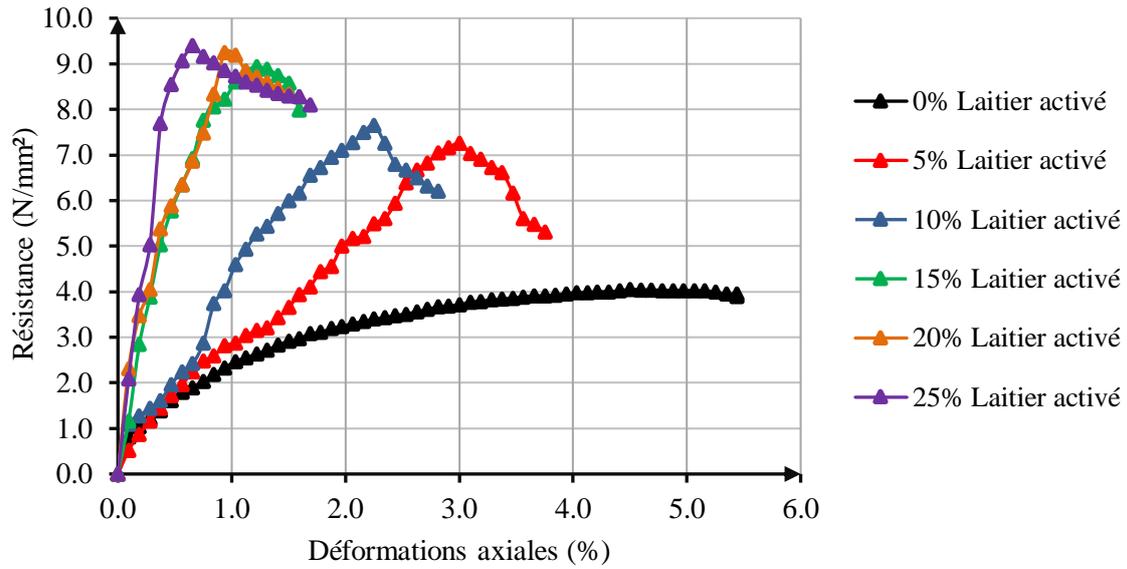


Figure 3.23 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% (85% GGBFS+15% CaO) après 7 jours

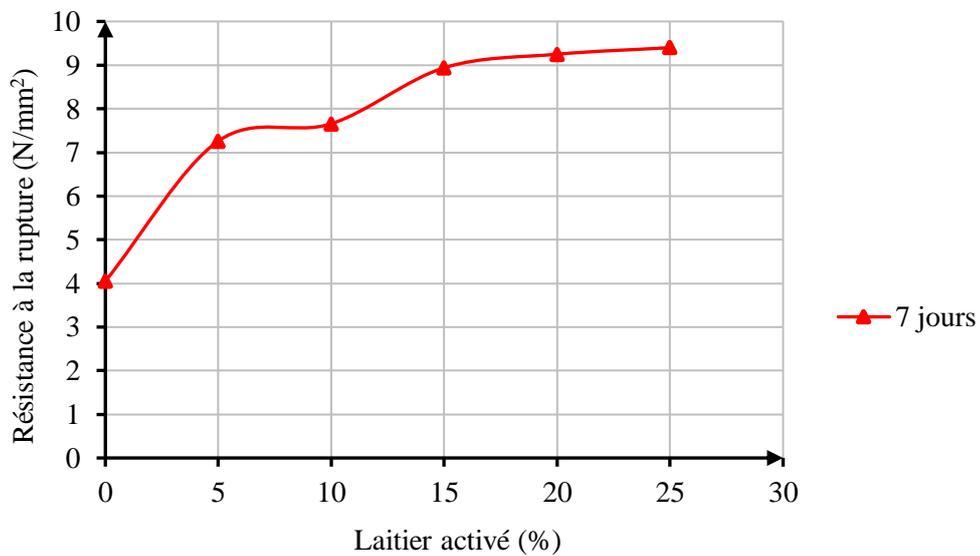
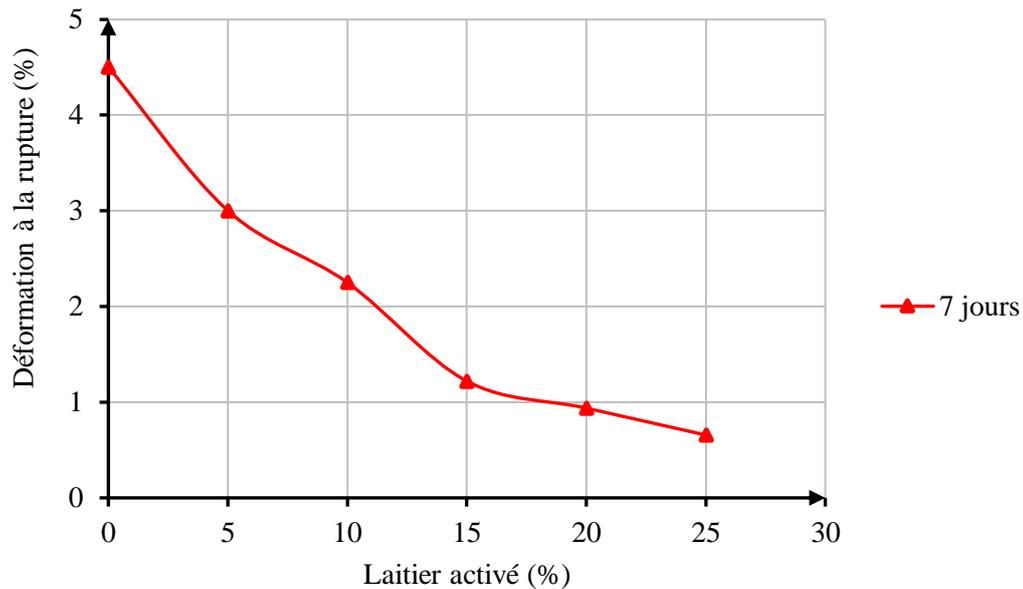


Figure 3.24 Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



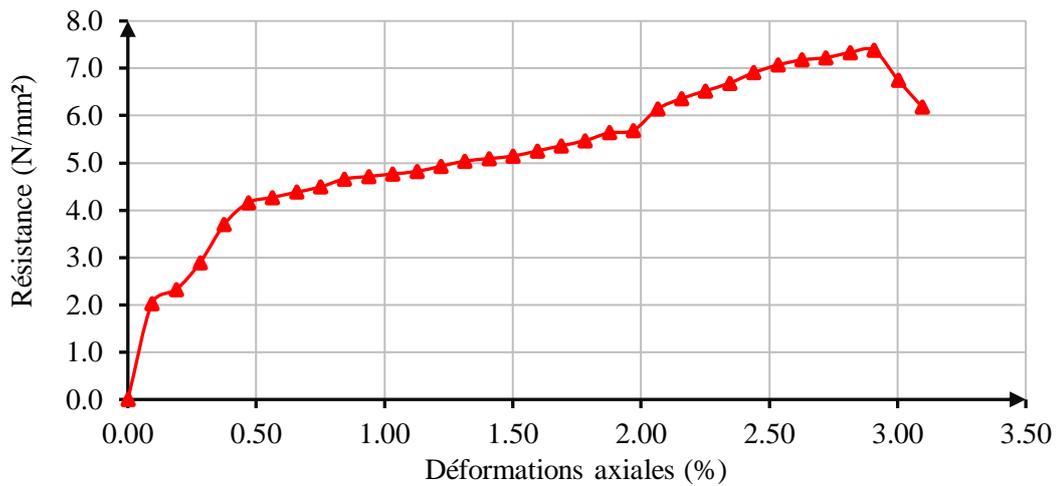
**Figure 3.25** Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)

### 3.4.2 Prise de quatorze jours (14 j)

Les courbes représentant le comportement mécanique pour les éprouvettes de sol traitées au laitier activé par la chaux hydraulique (85% GGBFS+15% CaO) à raison de 5%, 10%, 15%, 20% et 25% après quatorze jours de prise sont données par les figures 3.26 à 3.30. Toutes les courbes montrent une mobilisation de la résistance jusqu'à une valeur au pic représentant la rupture du sol suivi par la suite d'écrouissage pour certains.

La figure 3.26 indique que les valeurs à la rupture sont  $7.38 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 2.908% pour la déformation pour une stabilisation à 5% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.27 indique que les valeurs à la rupture sont  $8.418 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 1.313% pour la déformation pour une stabilisation à 10% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.28 indique que les valeurs à la rupture sont  $9.18 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 1.126% pour la déformation pour une stabilisation à 15% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.29 indique que les valeurs à la rupture sont  $9.39 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 0.750% pour la déformation pour une stabilisation à 20% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.30 indique que les valeurs à la rupture sont  $9.52 \text{ N/mm}^2$  pour le déviateur et 0.563% pour la déformation pour une stabilisation à 25% (85% GGBFS+15% CaO).

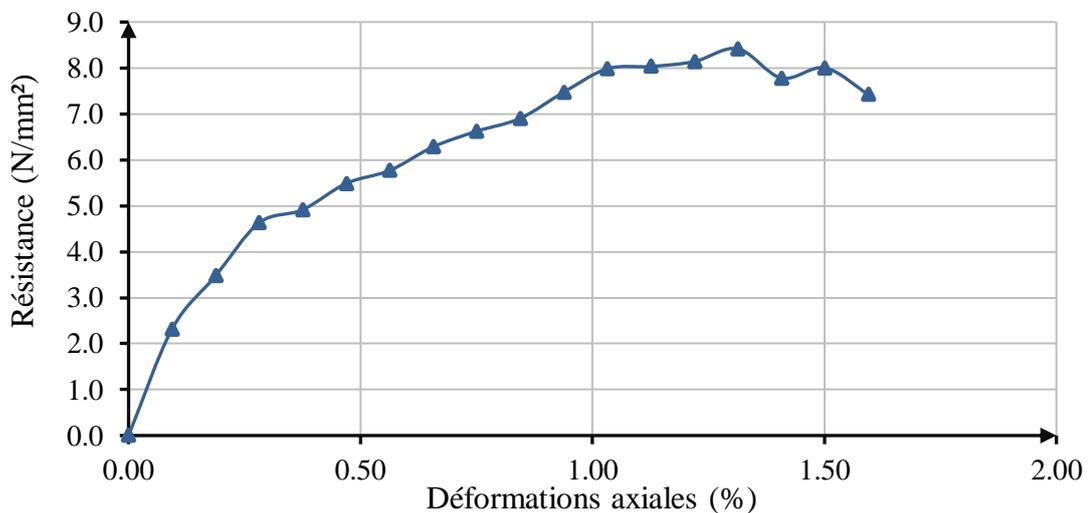
- 5% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 7,38 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 2,908 \%$

Figure 3.26 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% (85% GGBFS+15% CaO) après 14 jours

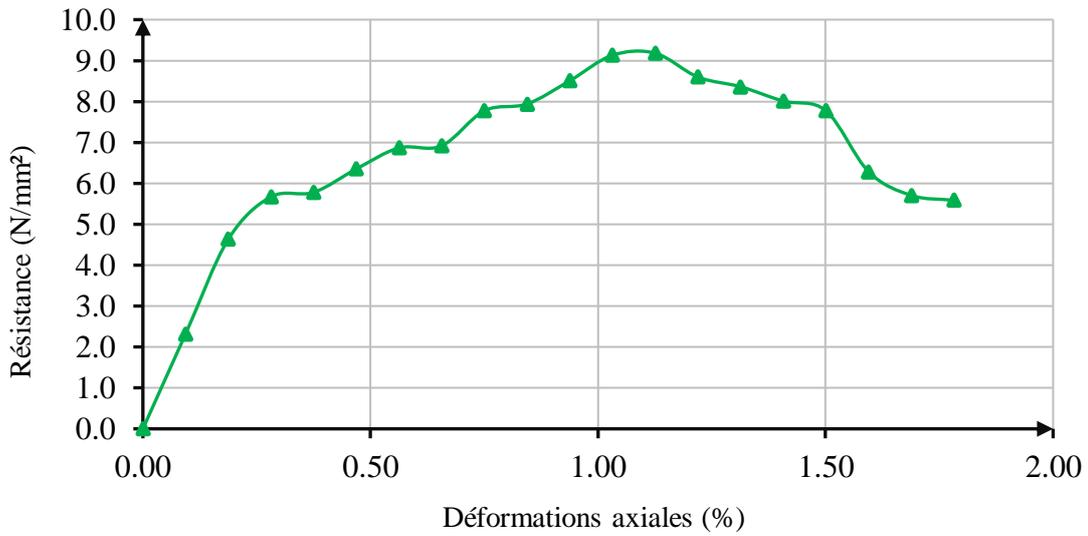
- 10% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 8,418 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 1,313 \%$

Figure 3.27 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% (85% GGBFS+15% CaO) après 14 jours

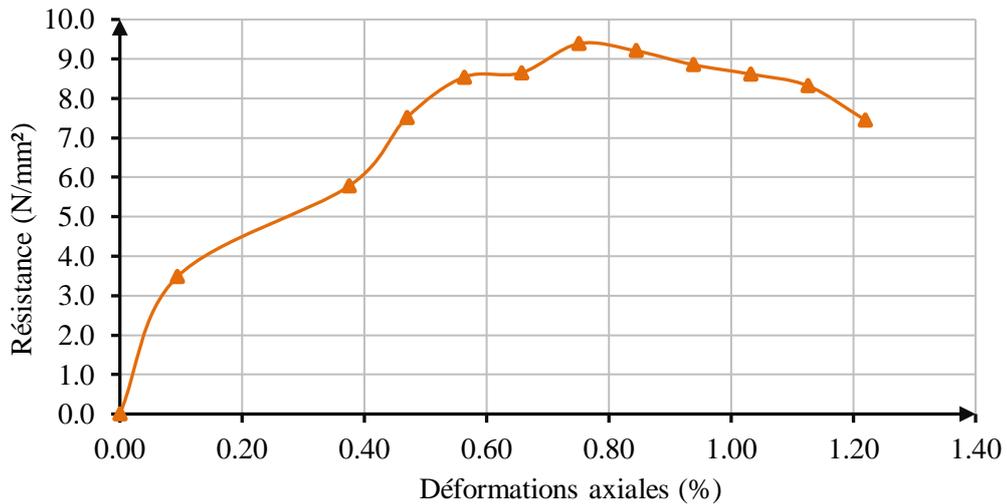
- 15% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 9,18 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 1,126 \%$

Figure 3.28 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% (85% GGBFS+15% CaO) après 14 jours

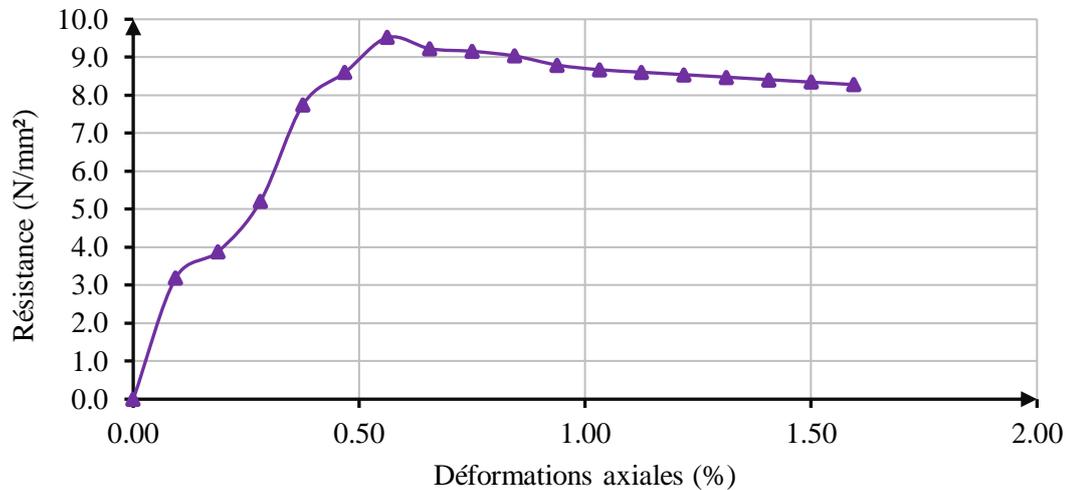
- 20% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 9,39 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 0,750 \%$

Figure 3.29 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% (85% GGBFS+15% CaO) après 14 jours

- 25% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture\_:

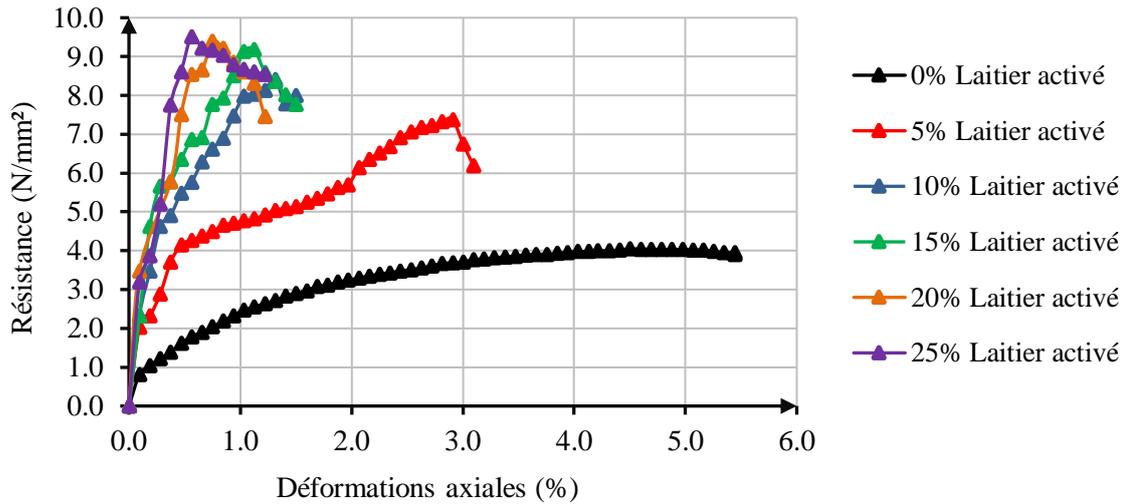
$$\sigma_{dév} = 9,52 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_1(\%) = 0,563 \%$$

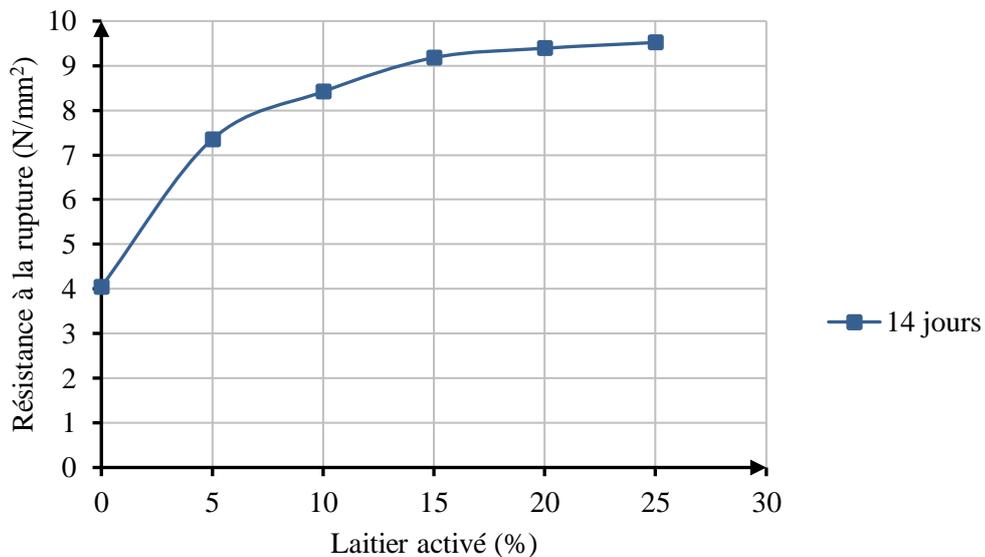
**Figure 3.30** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% (85% GGBFS+15% CaO) après 14 jours

### Comparaison des résultats

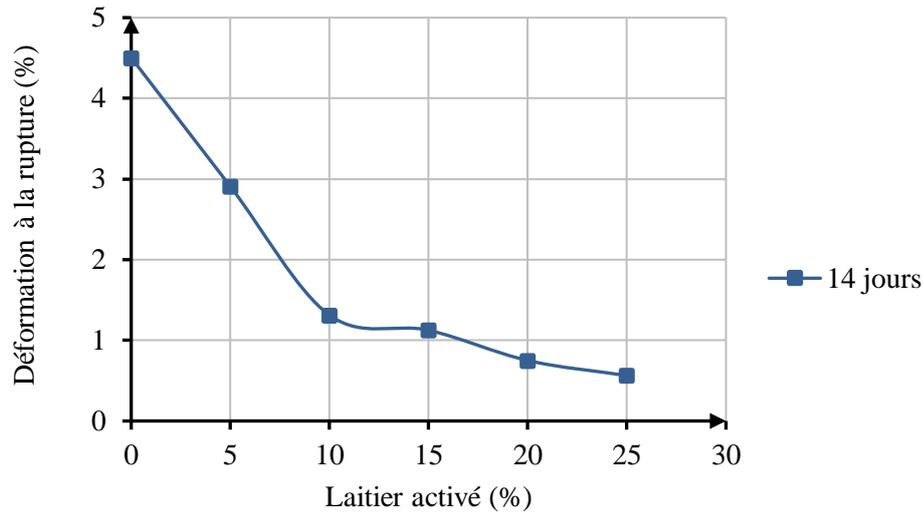
Les courbes de comportement pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) sont ensuite compilées dans le graphe donné par la figure 3.31 afin de mieux voir l'influence du le laitier granulé broyé des hauts fourneaux activé par la chaux. Toutes les courbes indiquent une mobilisation de la résistance pour atteindre la rupture. L'augmentation de la proportion du laitier engendre un accroissement de la valeur du déviateur à la rupture donc une meilleure résistance à la compression simple les valeurs de 7.38, 8.418, 9.18, 9.39, 9.52  $N/mm^2$  ont été atteint pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) comme le montre la figure 3.32. L'autre observation qui puisse être tirée est la diminution de la déformation axiale principale une lorsque la proportion de l'ajout croit. Ainsi les valeurs de 2.908, 1.313, 1.126, 0.750, 0.563 % ont été atteinte pour la même plage de proportion d'ajout successivement comme indiqué par la figure 3.33.



**Figure 3.31** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% (85% GGBFS+15% CaO) après 14 jours



**Figure 3.32** Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



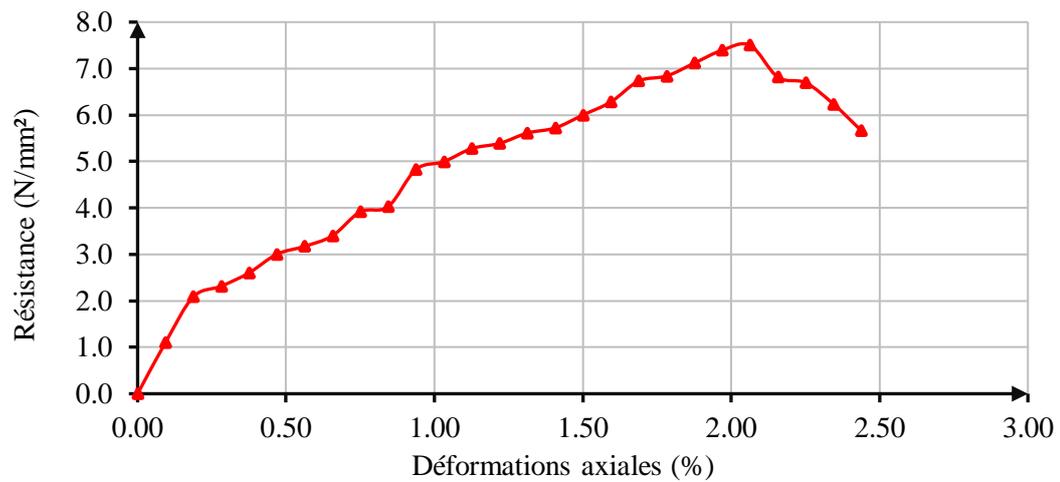
**Figure 3.33** Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)

### 3.4.3 Prise de vingt et un jours (21 j)

Les courbes représentant le comportement mécanique pour les éprouvettes de sol traitées au laitier activé par la chaux hydraulique à raison de 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) après vingt et un jours de prise sont données par les figures 3.34 à 3.38. Toutes les courbes montrent une mobilisation de la résistance jusqu'à une valeur au pic représentant la rupture du sol suivi par la suite d'écrouissage pour certains.

La figure 3.34 indique que les valeurs à la rupture sont  $7.50N/mm^2$  pour le déviateur et 2.064% pour la déformation pour une stabilisation à 5% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.35 indique que les valeurs à la rupture sont  $9.171N/mm^2$  pour le déviateur et 1.220% pour la déformation pour une stabilisation à 10% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.36 indique que les valeurs à la rupture sont  $9.66N/mm^2$  pour le déviateur et 0.938% pour la déformation pour une stabilisation à 15%(85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.37 indique que les valeurs à la rupture sont  $9.80N/mm^2$  pour le déviateur et 0.657% pour la déformation pour une stabilisation à 20% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.38 indique que les valeurs à la rupture sont  $10.05 N/mm^2$  pour le déviateur et 0.469% pour la déformation pour une stabilisation à 25% (85% GGBFS+15% CaO)

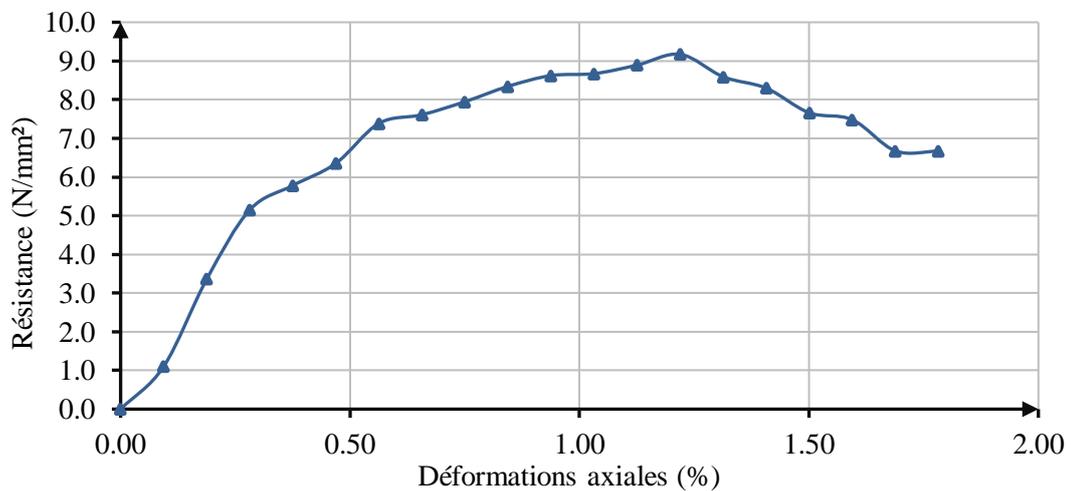
- 5% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture\_ :  $\sigma_{dév} = 7,50 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 2,064 \%$

**Figure 3.34** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% (85% GGBFS+15% CaO) après 21 jours

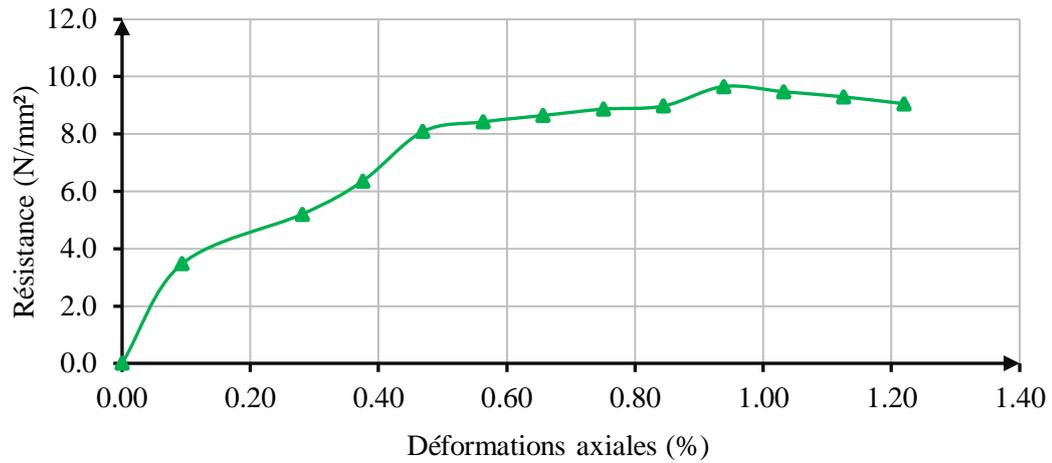
- 10% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture\_ :  $\sigma_{dév} = 9,171 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 1,220 \%$

**Figure 3.35** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% (85% GGBFS+15% CaO) après 21 jours

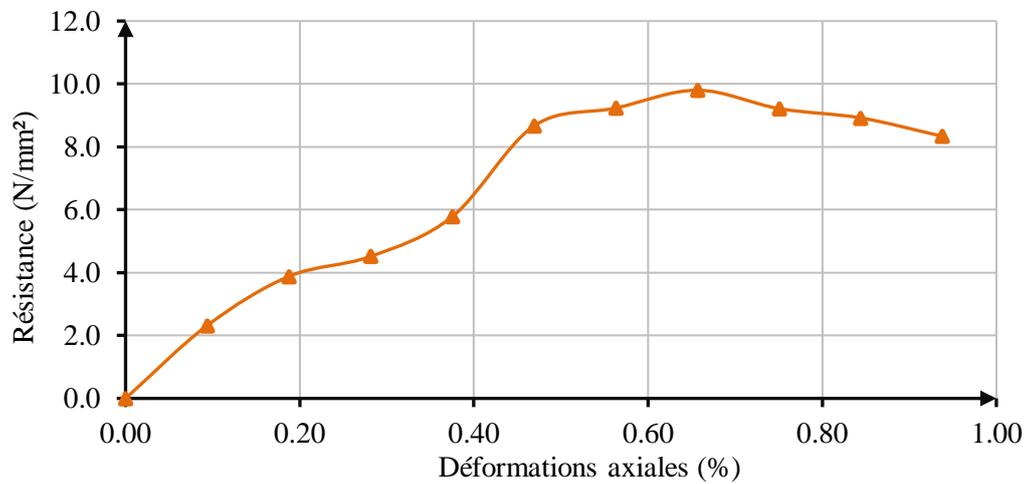
- 15% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 9,66 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 0,938 \%$

**Figure 3.36** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% (85% GGBFS+15% CaO) après 21 jours

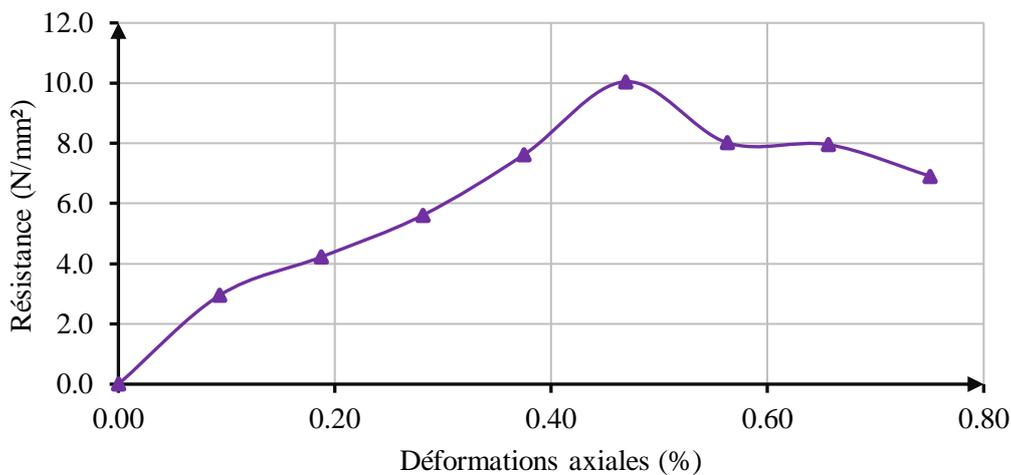
- 20% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 9,80 \text{ N/mm}^2$   
 $\varepsilon_1(\%) = 0,657 \%$

**Figure 3.37** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% (85% GGBFS+15% CaO) après 21 jours

- 25% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :  $\sigma_{dév} = 10,05 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 0,469 \%$

**Figure 3.38** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% (85% GGBFS+15% CaO) après 21 jours

### Comparaison des résultats

Les courbes de comportement pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) après sont ensuite compilées dans le graphe donné par la figure 3.39 afin de mieux voir l'influence du laitier granulé broyé des hauts fourneaux activé par la chaux. Toutes les courbes indiquent une mobilisation de la résistance pour atteindre la rupture. L'augmentation de la proportion du laitier engendre un accroissement de la valeur du déviateur à la rupture donc une meilleure résistance à la compression simple les valeurs de 7.50, 9.171, 9.66, 9.80, 10.05N/mm<sup>2</sup> ont été atteint pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) après comme le montre la figure 3.40. L'autre observation qui puisse être tirée est la diminution de la déformation axiale principale une lorsque la proportion de l'ajout croit. Ainsi les valeurs de 2.064, 1.220, 0.938, 0.657, 0.469 % ont été atteinte pour la même plage de proportion d'ajout successivement comme indiqué par la figure 3.41.

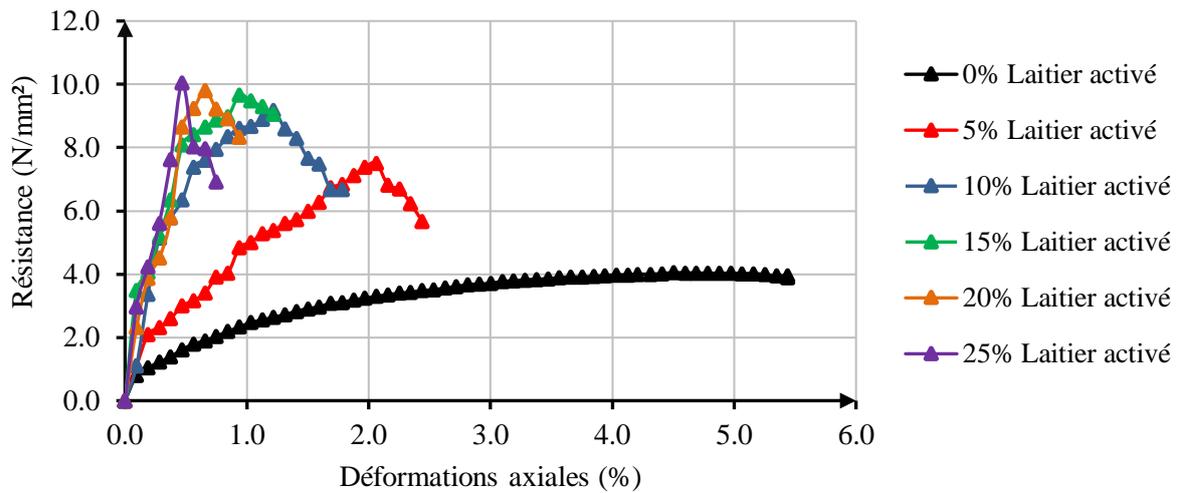


Figure 3.39 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% (85% GGBFS+15% CaO) après 21 jours

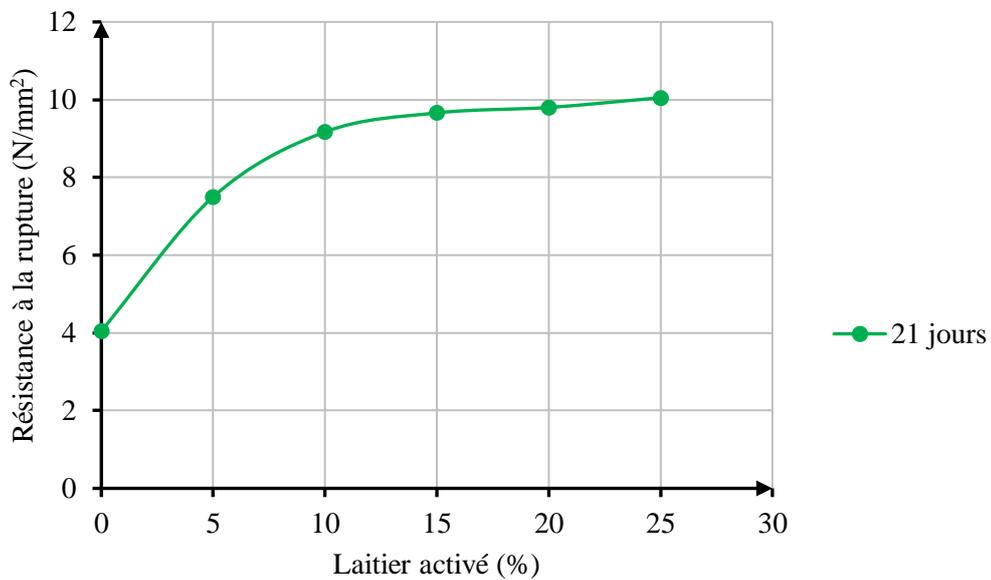
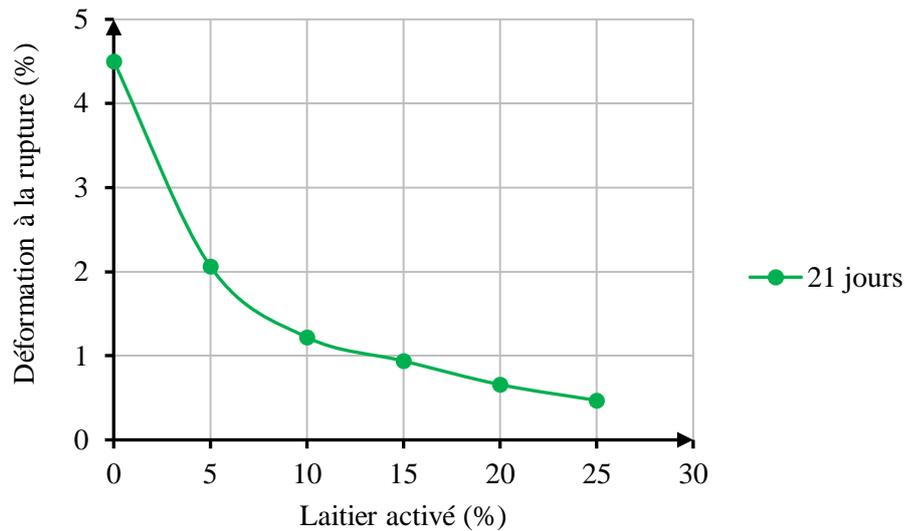


Figure 3.40 Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



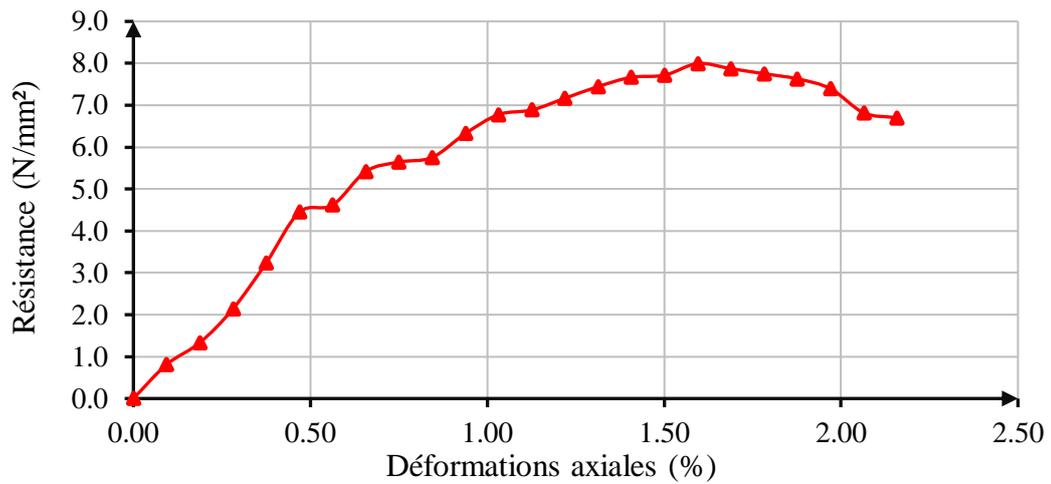
**Figure 3.41** Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)

#### 3.4.4 Prise de vingt-huit jours (28 j)

Les courbes représentant le comportement mécanique pour les éprouvettes de sol traitées au laitier activé par la chaux hydraulique (85% GGBFS+15% CaO) à raison de 5%, 10%, 15%, 20% et 25% après vingt-huit jours de prise sont données par les figures 3.42 à 3.46. Toutes les courbes montrent une mobilisation de la résistance jusqu'à une valeur au pic représentant la rupture du sol suivi par la suite d'écrouissage pour certains.

La figure 3.42 indique que les valeurs à la rupture sont  $7.99N/mm^2$  pour le déviateur et 1.595% pour la déformation pour une stabilisation à 5% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.43 indique que les valeurs à la rupture sont  $9.485N/mm^2$  pour le déviateur et 0.938% pour la déformation pour une stabilisation à 10% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.44 indique que les valeurs à la rupture sont  $10.08N/mm^2$  pour le déviateur et 0.750% pour la déformation pour une stabilisation à 15% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.45 indique que les valeurs à la rupture sont  $10.39N/mm^2$  pour le déviateur et 0.563% pour la déformation pour une stabilisation à 20% (85% GGBFS+15% CaO). La figure 3.46 indique que les valeurs à la rupture sont  $10.69N/mm^2$  pour le déviateur et 0.375% pour la déformation pour une stabilisation à 25% (85% GGBFS+15% CaO).

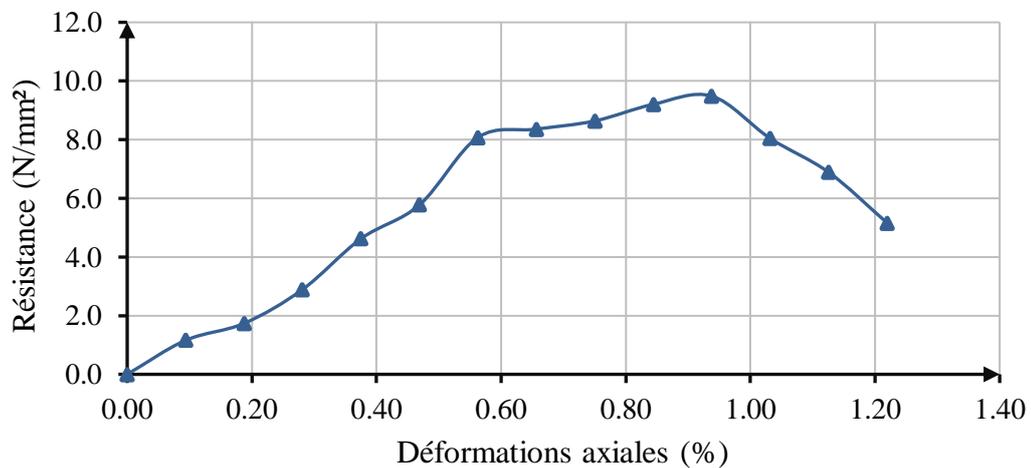
- 5% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture\_:  $\sigma_{dév} = 7,99 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 1,595 \%$

Figure 3.42 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 5% (85% GGBFS+15% CaO) après 28 jours

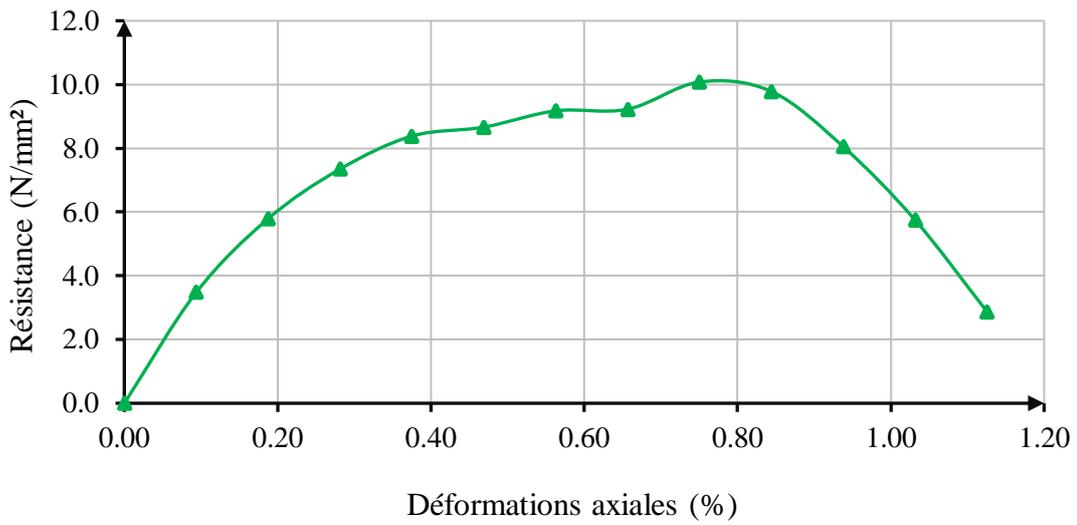
- 10% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture\_:  $\sigma_{dév} = 9,485 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 0,938 \%$

Figure 3.43 Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 10% (85% GGBFS+15% CaO) après 28 jours

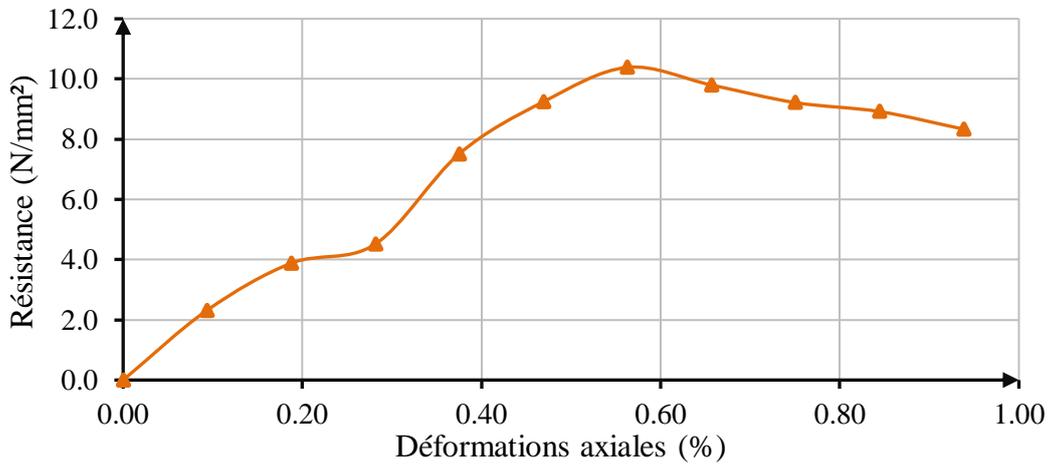
- 15% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture\_:  $\sigma_{dév} = 10,08 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 0,750 \%$

**Figure 3.44** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 15% (85% GGBFS+15% CaO) après 28 jours

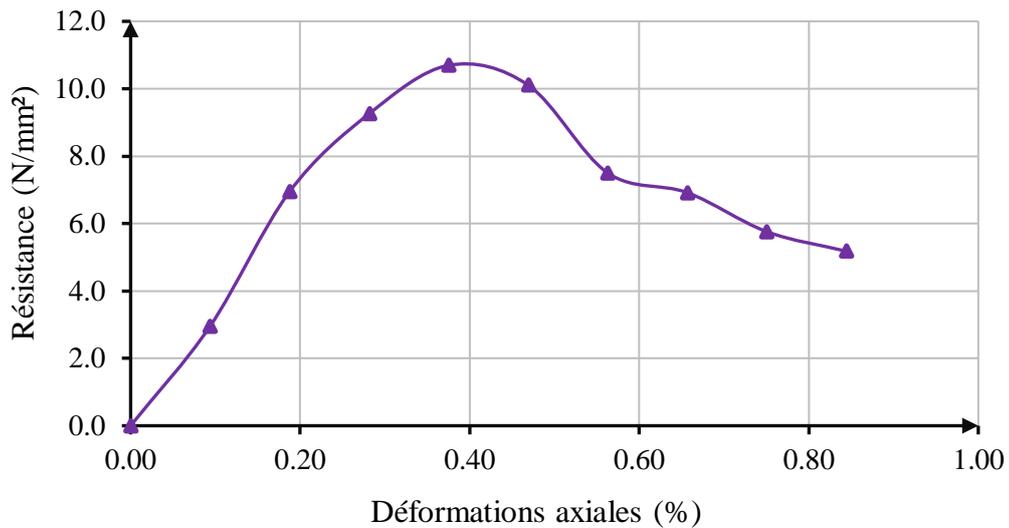
- 20% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture\_:  $\sigma_{dév} = 10,39 \text{ N/mm}^2$   
 $\epsilon_1(\%) = 0,563 \%$

**Figure 3.45** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 20% (85% GGBFS+15% CaO) après 28 jours

- 25% laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



Valeurs à la rupture :

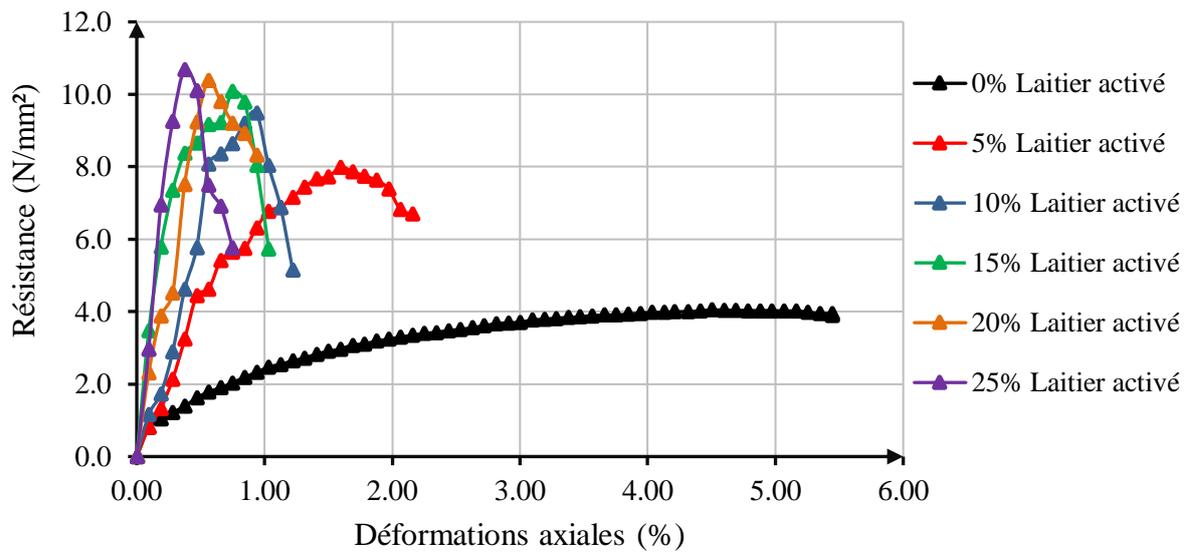
$$\sigma_{dév} = 10,69 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_1(\%) = 0,375 \%$$

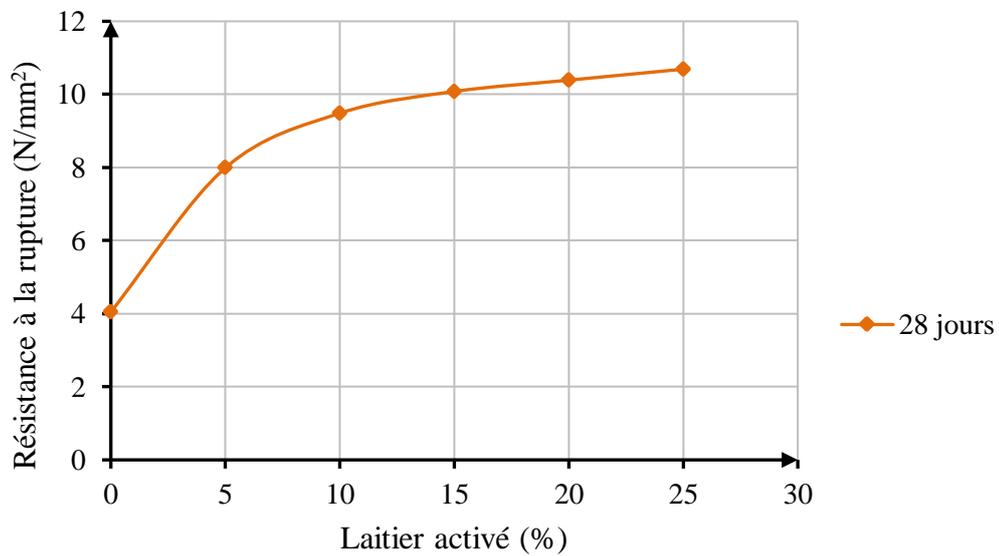
**Figure 3.46** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol traité à 25% (85% GGBFS+15% CaO) après 28 jours

### Comparaison des résultats

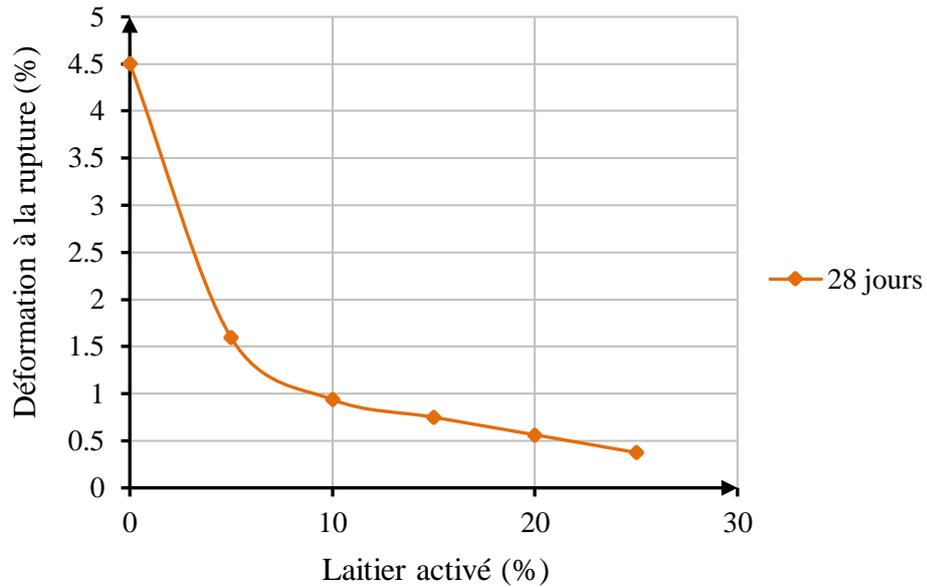
Les courbes de comportement pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) sont ensuite compilées dans le graphe donné par la figure 3.47 afin de mieux voir l'influence du laitier granulé broyé des hauts fourneaux activé par la chaux. Toutes les courbes indiquent une mobilisation de la résistance pour atteindre la rupture. L'augmentation de la proportion du laitier engendre un accroissement de la valeur du déviateur à la rupture donc une meilleure résistance à la compression simple les valeurs de 7.99, 9.485, 10.08, 10.39, 10.69  $N/mm^2$  ont été atteinte pour 5%, 10%, 15%, 20% et 25% (85% GGBFS+15% CaO) comme le montre la figure 3.48 L'autre observation qui puisse être tirée est la diminution de la déformation axiale principale une lorsque la proportion de l'ajout croit. Ainsi les valeurs de 1.595, 0.938, 0.750, 0.563, 0.375 % ont été atteinte pour la même plage de proportion d'ajout successivement comme indiqué par la figure 3.49.



**Figure 3.47** Variation de la résistance à la compression simple en fonction de la déformation axiale pour sol non traité et traité à 5, 10, 15, 20, et 25% (85% GGBFS+15% CaO) après 28 jours



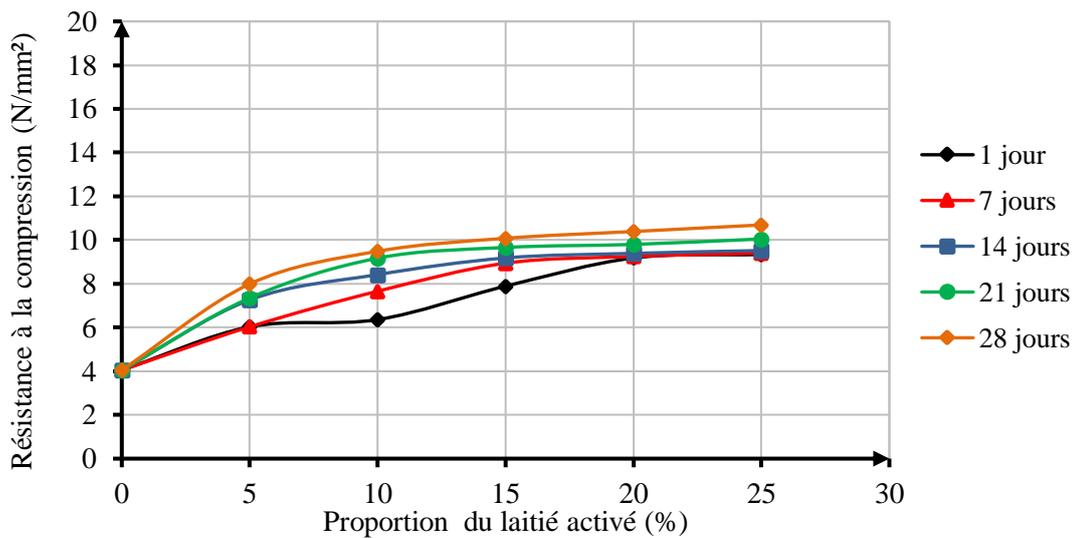
**Figure 3.48** Variation de la résistance à la compression simple à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)



**Figure 3.49** Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction du pourcentage du laitier activé (85% GGBFS+15% CaO)

### 3.5 INFLUENCE DU LAITIER SUR LA RESISTANCE ET LA DEFORMATION

Les effets de la durée de prise de 1, 7, 14, 21 et 28 j sont maintenant compilés sur les figures 3.50 pour la résistance à la compression à la rupture et 3.51 en ce qui concerne la déformation. Ces graphes indiquent une augmentation de ces caractéristiques lorsque la durée de prise croit dans le temps.



**Figure 3.50** Influence du laitier activé et le temps de cure sur la résistance au cisaillement non confinée.

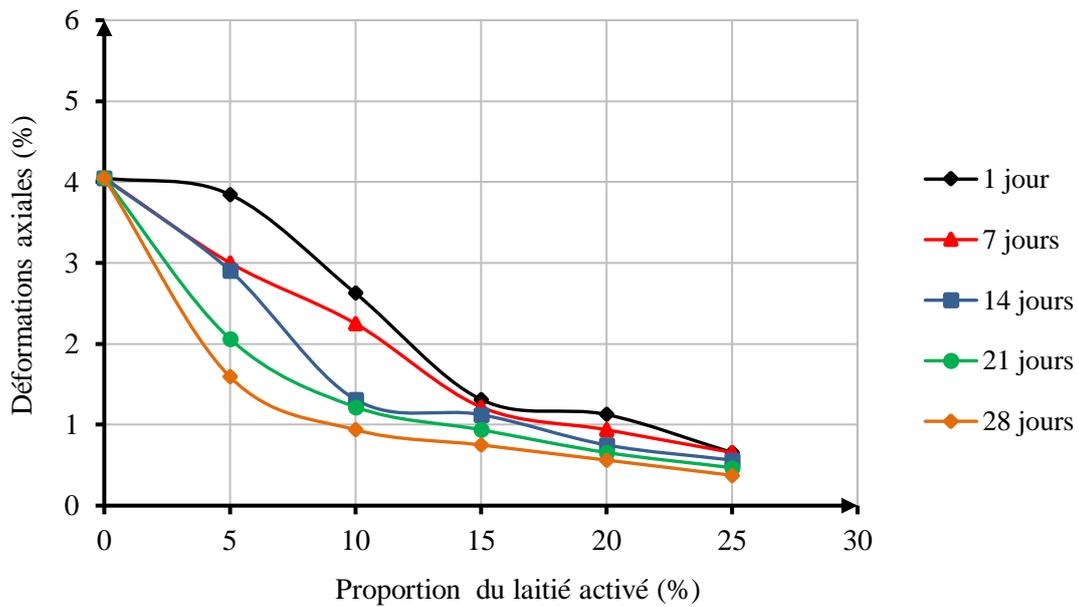


Figure 3.51 Influence du laitier activé et le temps de cure sur la déformation axiale non confinée.

### 3.6 INFLUENCE DU TEMPS DE PRISE SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION ET LA DEFORMATION

Les figures 3.52 et 3.53 présentent l'influence de la durée de prise et la quantité d'ajout sur les caractéristiques à la rupture. De même ces deux graphes confirment l'augmentation des caractéristiques à la rupture lorsque la quantité d'ajout et la durée de prise augmentent.

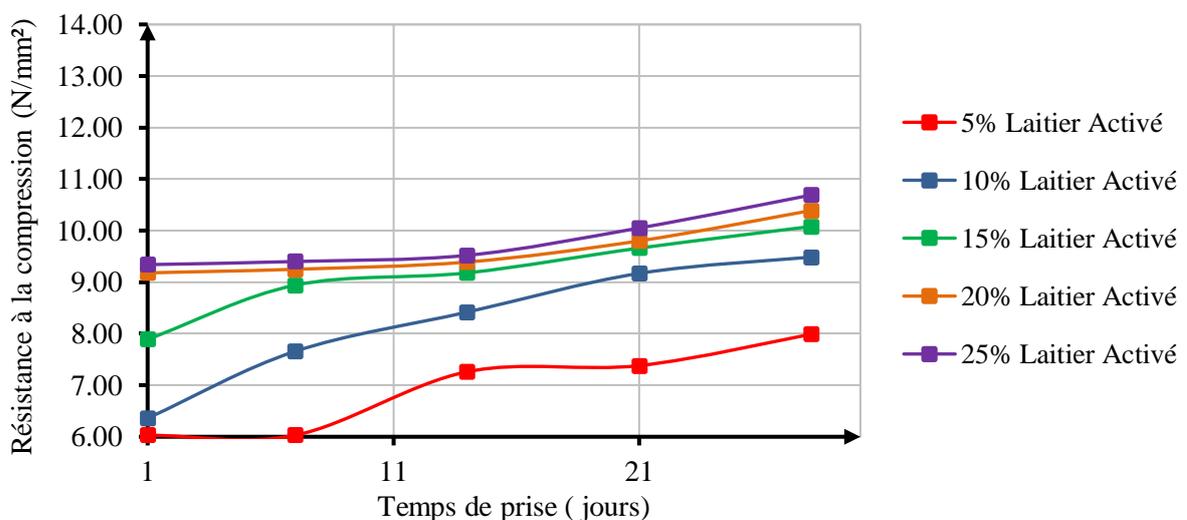


Figure 3.52 Influence du laitier activé et le temps de cure sur la résistance à la compression simple.

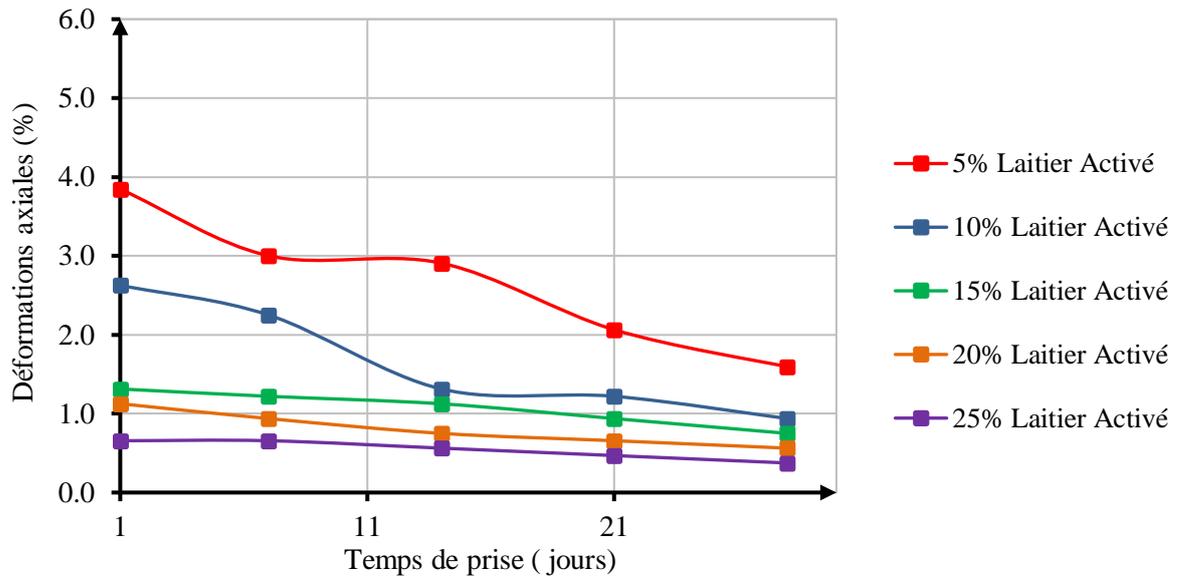


Figure 3.53 Influence du laitier activé et le temps de cure sur la déformation axiale.

### 3.7 VERIFICATION DE LA FIABILITE DES ESSAIS

Tous les essais effectués lors de ce programme de recherche ont été conduit selon la norme ASTM D 2166. Cependant pour une meilleure assurance, la fiabilité des résultats et des conditions de travail ont été vérifiés aussi bien pour l'influence du laitier seul (100% GGBFS) ou le laitier activé à la chaux (85% GGBFS+15% CaO). Ces vérifications concernent la teneur en eau des éprouvettes écrasées et leur densité sèche pour toutes les proportions et les durées de prise effectuées.

#### ➤ Influence du laitier sur la compression simple

Pour l'influence du laitier seul sur les valeurs de compression simple (UCS), la fiabilité a été étudiée en comparant les valeurs de teneur en eau et de densité obtenues après réalisation des éprouvettes de sol à 5, 10, 15, 20 et 25% (100% GGBFS) aux valeur de teneur en eau et de densité sèche Proctor. Ces deux comparaisons sont données par un ensemble d'histogrammes sur les figures 3.54 et 3.55 pour vingt-quatre heures de prise successivement. Selon celles-ci les valeurs semblent en générale proches des caractéristiques Proctor.

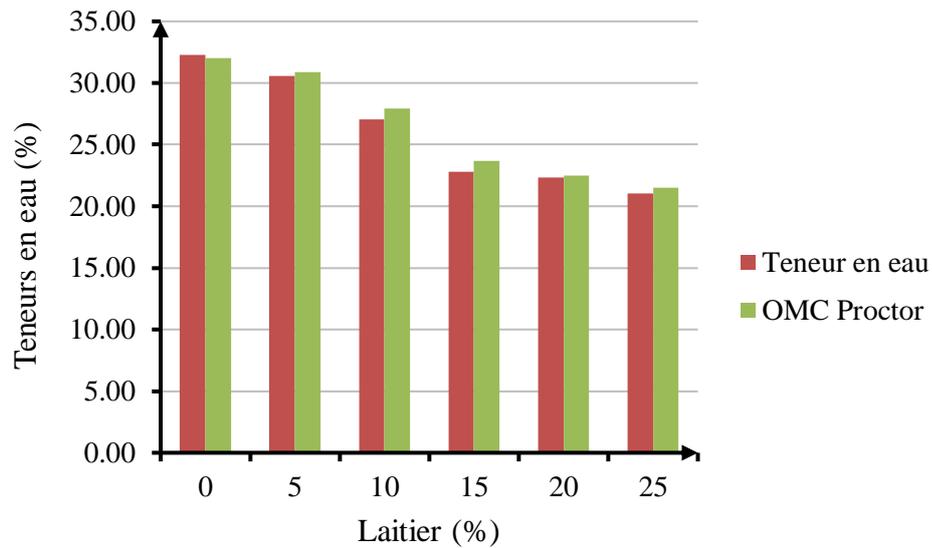


Figure 3.54 Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier 24h de cure

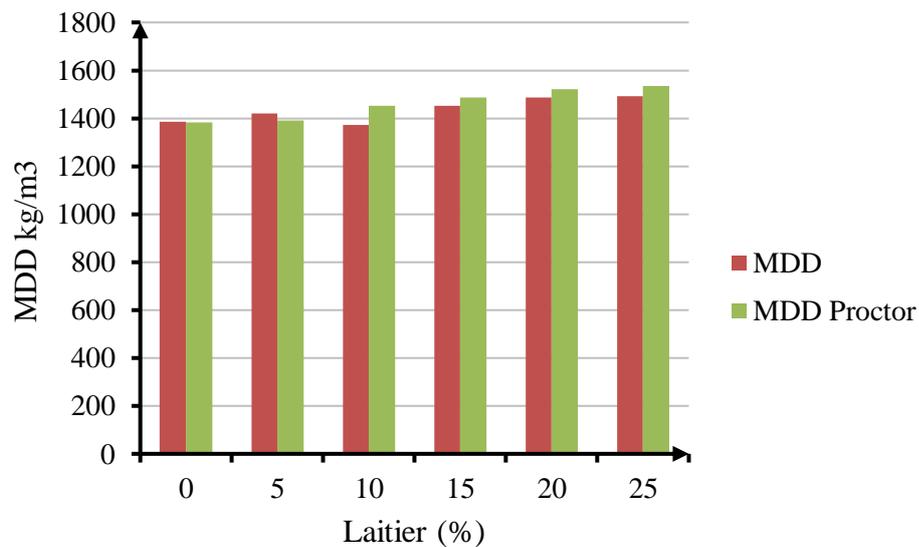
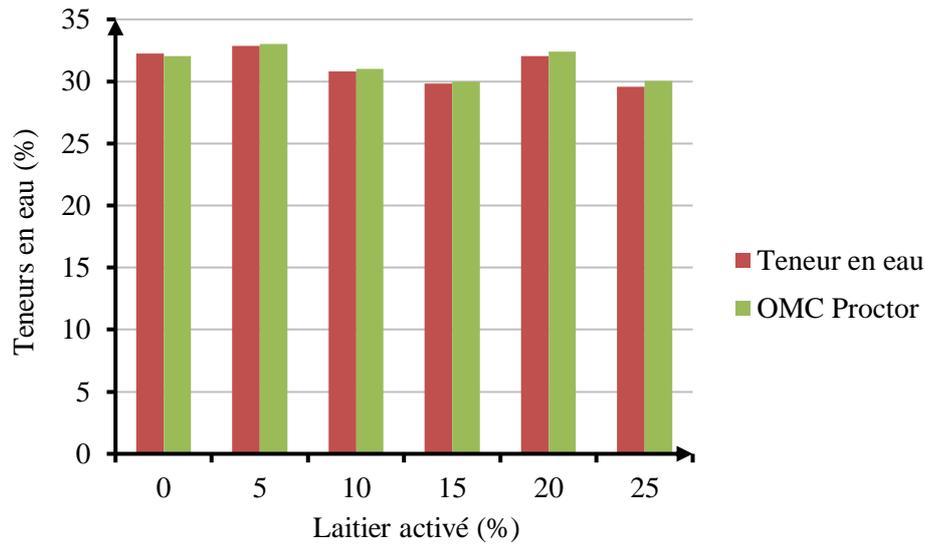


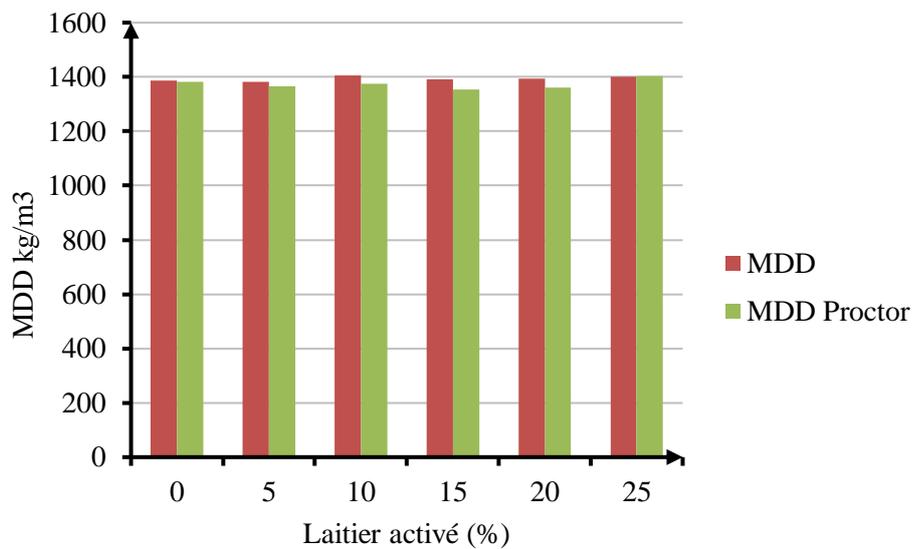
Figure 3.55 Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier 24h de cure

➤ **Influence du laitier activé sur la compression simple**

Les figures 3.56 et 3.57 présentent la concordance presque parfaite des teneurs en eau et de densité des éprouvettes de sol préparées pour 24 heures de prise avec les valeurs Proctor.



**Figure 3.56** Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 24h de cure



**Figure 3.57** Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 24h de cure

➤ **Influence du temps de prise sur la compression simple**

Les figures 3.58 à 3.65 présentent la fiabilité des essais de compression simple pour l'étude de l'influence de temps de prise sur l'UCS. Une concordance presque parfaite des teneurs en eau et de densité des éprouvettes de sol préparées pour 7, 14, 21, et 28 jours de prise avec les valeurs Proctor est obtenue.

Prise de sept jours (7 j)

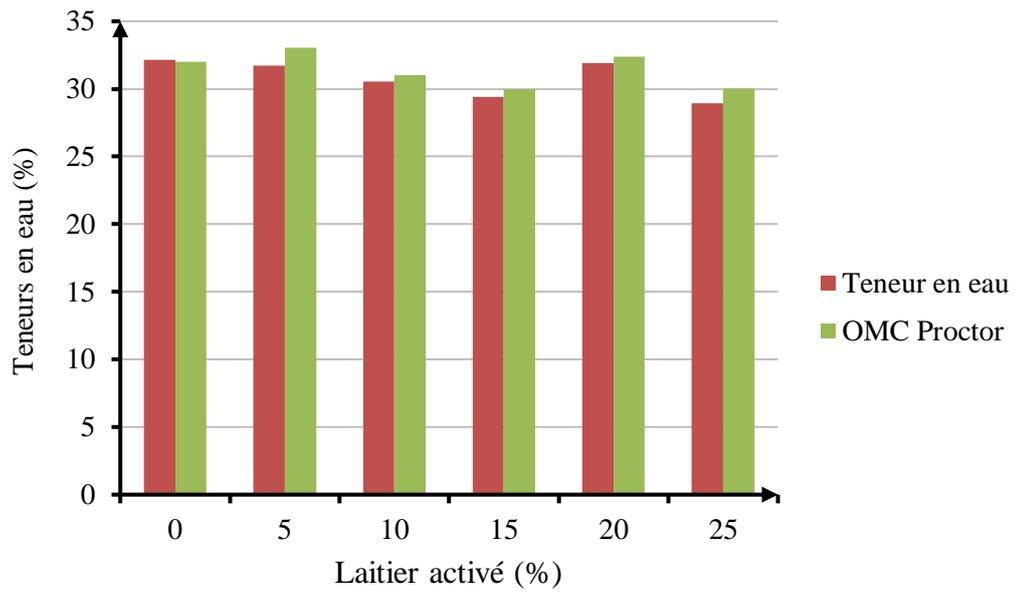


Figure 3.58 Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 7 jours de cure

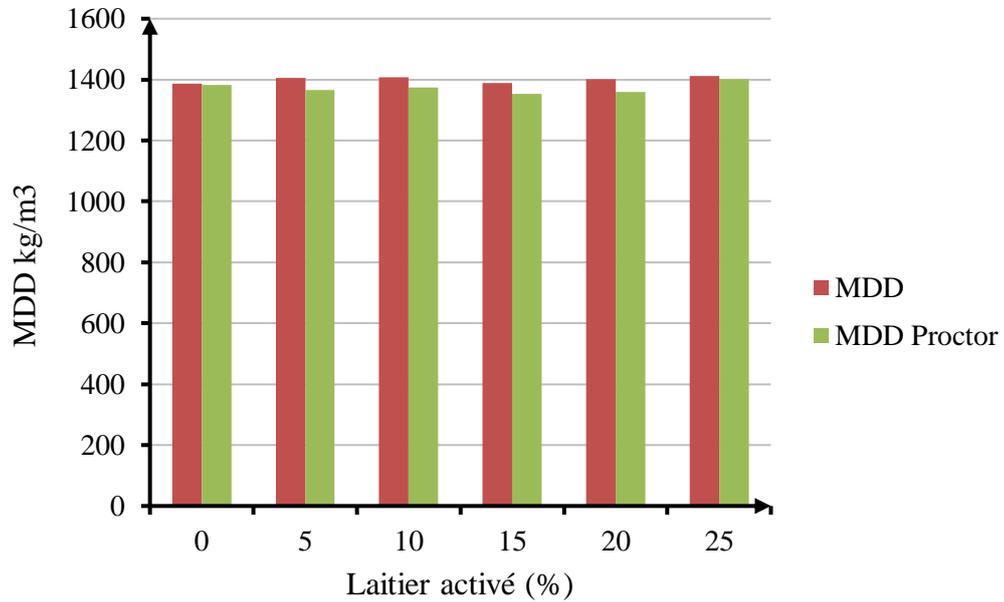


Figure 3.59 Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 7 jours de cure

Prise de quatorze jours (14 j)

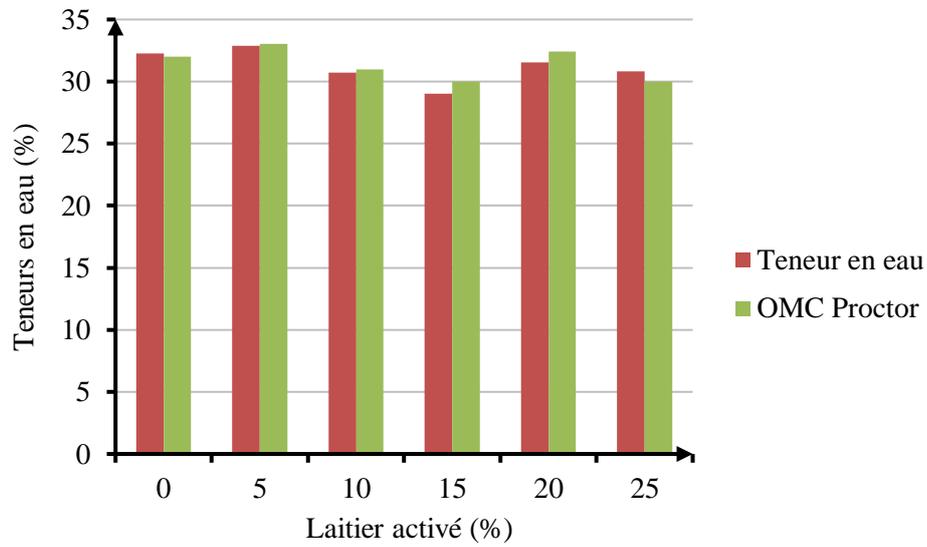


Figure 3.60 Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 14 jours de cure

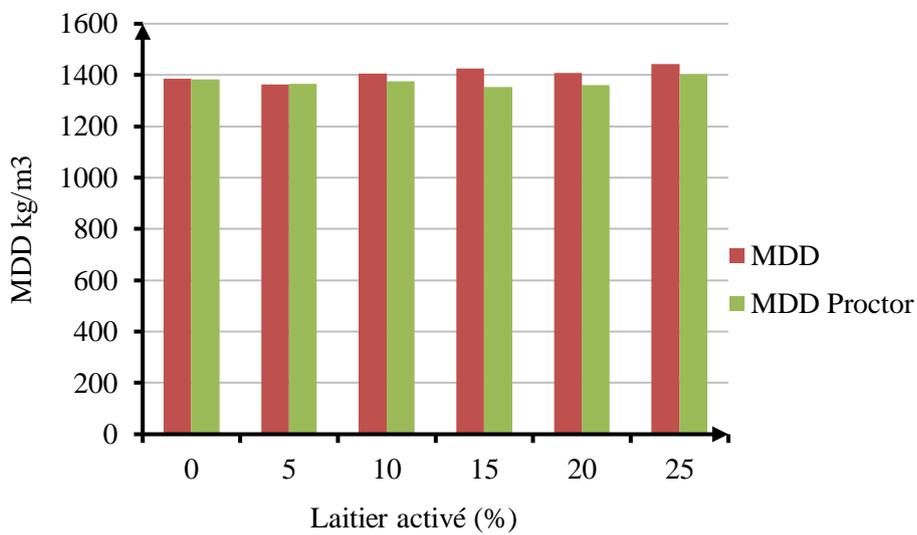
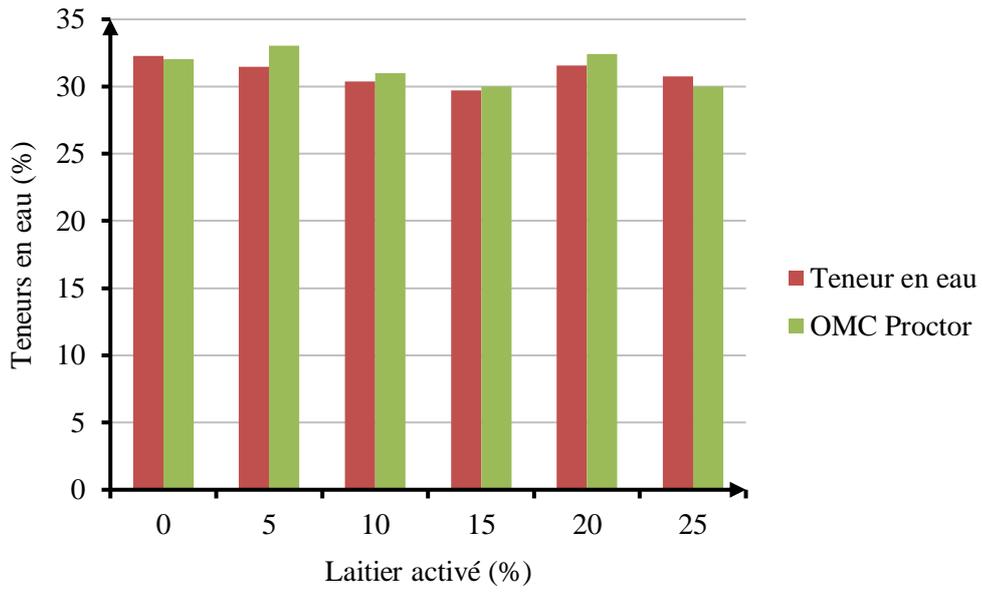
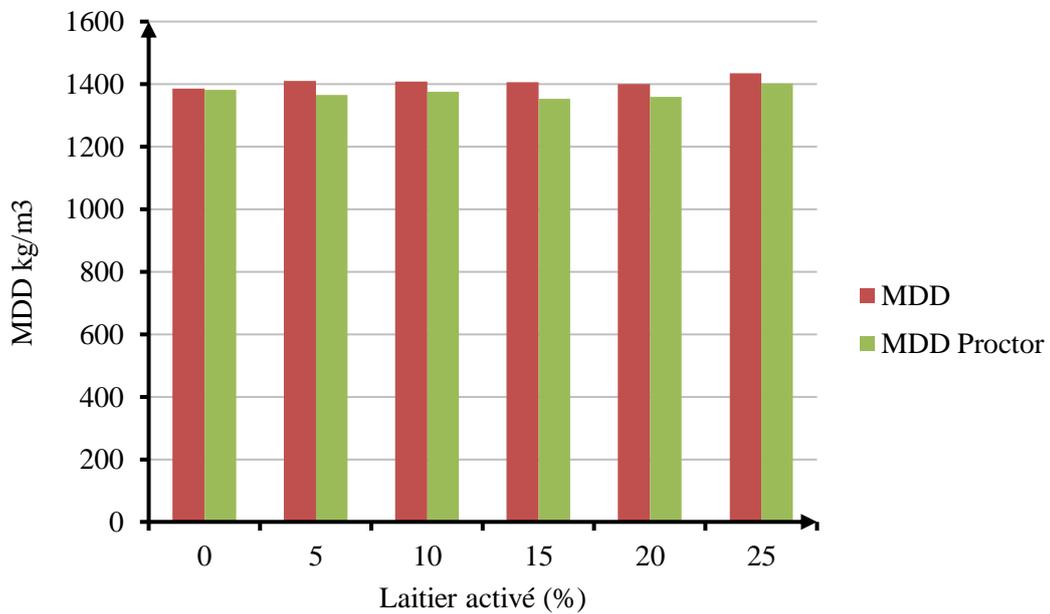


Figure 3.61 Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 14 jours de cure

Prise de vingt et un jours (21 j)



**Figure 3.62** Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 21 jours de cure



**Figure 3.63** Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 21 jours de cure

Prise de vingt et huit jours (28 j)

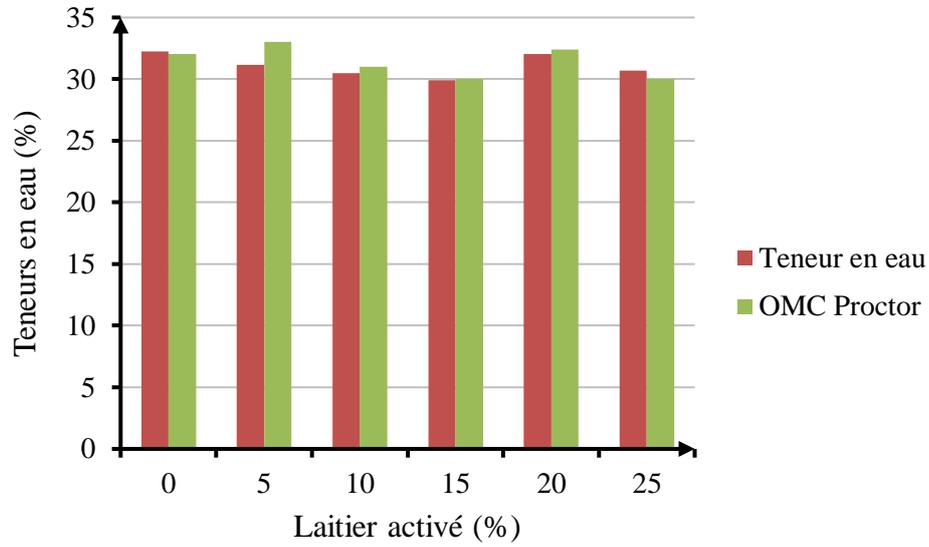


Figure 3.64 Histogramme de la variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage du laitier activé pour 28 jours de cure

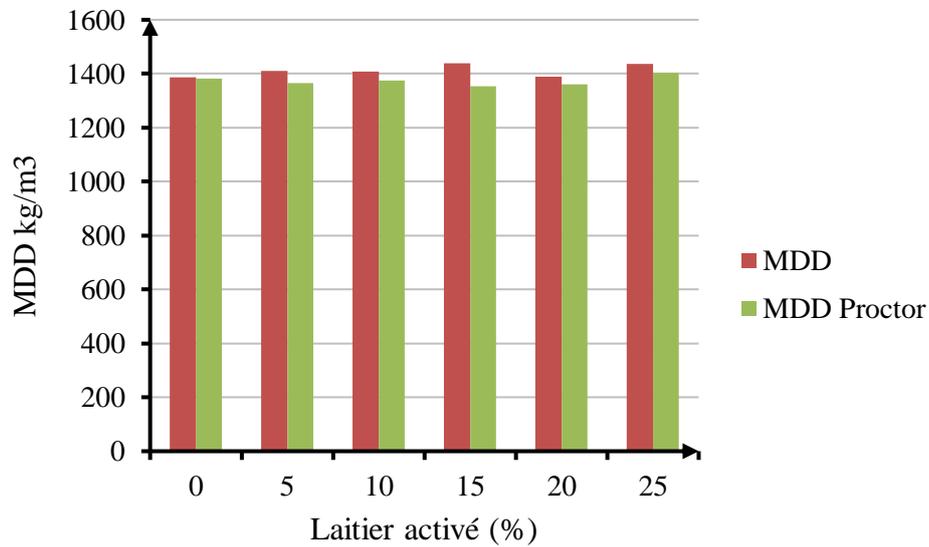


Figure 3.65 Histogramme de la variation de la densité sèche en fonction du pourcentage du laitier activé 28 jours de cure

Conclusion et recommandations

## **CONCLUSION GENERALE**

L'Algérie est un gros producteur de fer et acier. Avec ces grandes usines sidérurgiques d'El Hadjar, de Ballara et Birtouta, de grandes quantités de laitier sont produites et mises en dépôt à l'air libre sous forme de déchets industriels portant ainsi atteinte à l'environnement et au cadre de vie des citoyens. Afin de remédier à ce problème environnemental et il est utile d'utiliser ce déchet à bas prix dans la construction des ouvrages linéaires en géotechniques. L'idée est alors venue de stabiliser les sols à problème qui sont largement rependus dans les zones arides et semi-arides du pays.

Le présent mémoire porte sur le comportement mécanique d'une argile gonflante préparée en laboratoire par le mélange de 85% de kaolin et 15% de bentonite stabilisée (qui représente largement les sols problématiques gonflants ou compressibles) avec le laitier granulé broyé de haut fourneau seul ou activé à la chaux hydraulique. Les essais conduits dans le programme de recherche de ce mémoire sont les essais triaxiaux de type UCS (Unconfined Compression Shear) ou appelés tout court, compression non confinée. Ces essais ont été réalisés sur la machine universelle ELE Tri-Test 50.

Deux séries d'essais distincts ont été entrepris. La première série concerne l'influence immédiate du laitier seul et du laitier activé à la chaux sur la résistance et la déformation des éprouvettes de sol stabilisé. Alors que la deuxième série de tests porte sur l'impact du temps de prise sur ces mêmes caractéristiques. Sur la base des résultats obtenus lors de cette étude, les conclusions suivantes ont pu être tirées :

1. La résistance immédiate à la compression non confinée UCS à la rupture du sol stabilisé au laitier seul (*100% GGBFS*) croît avec l'augmentation de la proportion de cet ajout hydraulique. Alors que la déformation axiale principale majeure à la rupture  $\varepsilon_1$  (%) diminue.
2. L'activation du laitier à la chaux hydratée (*85% GGBFS+15% Cao*) améliore aussi la résistance UCS et réduit la déformation axiale majeure à la rupture pour toutes les quantités d'additifs utilisées.

3. Les deux conclusions précédentes sont la conséquence directe *des réactions immédiates* et de *modifications* qui se sont produites dans la matrice de sol stabilisé.
4. L'augmentation du temps de prise des éprouvettes de sol stabilisé a permis d'augmenter considérablement la résistance à la compression UCS du sol stabilisé et ainsi la capacité portante des structures en terre.
5. L'augmentation du temps de prise des éprouvettes de sol stabilisé à montrer une réduction substantielle de la déformation axiale à la rupture et par conséquent le tassement dans le sol.
6. Les améliorations dues à l'accroissement du temps de cure sont principalement la conséquence de *la réaction pozolanique* et l'apparition des gels dans le sol stabilisé.

Le laitier s'avère alors un additive intéressant recommandé pour l'amélioration de la résistance du sol UCS d'un sol fin problématique gonflant et la réduction des tassements absolus et relatifs des structures des ouvrages en terre. L'activation du laitier granulé à la chaux hydratée accélère les réactions physico-chimiques d'évaporation, de modification et pozolanique dans le sol traité et par conséquent l'obtention d'une meilleure stabilité du sol à problèmes.

Pour les futurs travaux, les auteurs recommandent de procéder aux essais triaxiaux afin d'évaluer d'autres paramètres de résistance tel que la cohésion et l'angle de frottement interne du sol stabilisé et aussi confirmer les résultats obtenus. Les essais DRX et le MEB sont fortement recommandés afin d'éclairer les phénomènes chimiques et minéralogiques qui se produisent dans le sol stabilisé ;

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## ARTICLES / PUBLICATION / THESES

- [1] 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.
- [2] Khemissa M., Mahamedi A., 2014 Cement and lime mixture stabilization of an expansive over consolidated clay, *Applied Clay Science* vol. 95, pp. 104–110.
- [3] Chen F. H., 1988. Foundations on Expansive Soils. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam Edition. 463p.
- [4] Nelson J.D & Miller D. J., 1992.Expansive soils-problems and practice in foundation and pavement engineering. Wiley,New York. 259p.
- [5] 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.
- [6] Cost T. M. & Aldrich R., 2004.Feasibility considerations: Use of slag cement (GGBFS) in soil stabilization. *Transportation Research Board*.
- [7]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*.
- [8] Al-Rawas A.A., 2002. Microfabric and mineralogical studies on the stabilization of an expansive soil using cement bypass and some types of slag. *Canadian Geotechnical Journal* vol.39(20), pp. 1150-1167.
- [9] Rollings M.P. &Rollings, R.S., 1996.*Geotechnical materials in construction*.Ed. McGraw-Hill, New York.
- [10] 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.

[11] 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.

[12] 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.

[13] 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

[14] 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.

[15] 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.

[16] 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.

[17] 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 .

[18] 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.

[19] 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.

[20] 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.

[21] ASTM C204-07, Standard Test Methods for Fineness of Hydraulic Cement by Air-Permeability Apparatus. *American society of testing Materials*.

[22] ASTM D 422-90, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. *American society of testing Materials*.

[23] 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.

[24]ASTM D 854-00.Standard Test for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. *American society of testing Materials*.

[25]ASTM D 4318.Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. *American society of testing Materials*.

[26]ASTM D 1557. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (2,700 KN-m/m<sup>3</sup>).*American society of testing Materials*.

[27]ASTM D 2166.Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.*American society of testing Materials*.

[28]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.

Annexes :**UCS immédiate non activé :**

Essai à 0% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	923,11	g
Masse du moule à vide	513,07	g
Masse de l'éprouvette humide	410,04	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1833,24</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1385,99</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.1** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 0% laitier.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	14	0,1	42,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>0,81</b>
20	18	0,2	54,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,04</b>
30	21	0,3	63,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>1,22</b>
40	24	0,4	72,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>1,39</b>
50	28	0,5	84,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>1,62</b>
60	31	0,6	93,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>1,79</b>
70	33	0,7	99,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>1,90</b>
80	35,5	0,8	106,5	<b>0,750</b>	52,09	<b>2,04</b>
90	38,0	0,9	114,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>2,19</b>
100	40,5	1	121,5	<b>0,938</b>	52,19	<b>2,33</b>
110	43	1,1	129	<b>1,032</b>	52,24	<b>2,47</b>
120	44,5	1,2	133,5	<b>1,126</b>	52,29	<b>2,55</b>
130	46	1,3	138,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>2,64</b>
140	47,5	1,4	142,5	<b>1,313</b>	52,39	<b>2,72</b>
150	49,5	1,5	148,5	<b>1,407</b>	52,44	<b>2,83</b>
160	51	1,6	153,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>2,91</b>
170	52	1,7	156,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>2,97</b>
180	54	1,8	162,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>3,08</b>

190	54,5	1,9	163,5	<b>1,782</b>	52,64	<b>3,11</b>
200	56	2	168,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>3,19</b>
210	57	2,1	171,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>3,24</b>
220	58	2,2	174,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>3,30</b>
230	59	2,3	177,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>3,35</b>
240	60	2,4	180,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>3,40</b>
250	60,5	2,5	181,5	<b>2,345</b>	52,94	<b>3,43</b>
260	61,5	2,6	184,5	<b>2,439</b>	52,99	<b>3,48</b>
270	62	2,7	186,0	<b>2,533</b>	53,04	<b>3,51</b>
280	63	2,8	189,0	<b>2,627</b>	53,09	<b>3,56</b>
290	64	2,9	192,0	<b>2,720</b>	53,15	<b>3,61</b>
300	65	3	195,0	<b>2,814</b>	53,20	<b>3,67</b>
310	65,5	3,1	196,5	<b>2,908</b>	53,25	<b>3,69</b>
320	66	3,2	198,0	<b>3,002</b>	53,30	<b>3,71</b>
330	67	3,3	201,0	<b>3,096</b>	53,35	<b>3,77</b>
340	67,5	3,4	202,5	<b>3,189</b>	53,40	<b>3,79</b>
350	68	3,5	204,0	<b>3,283</b>	53,46	<b>3,82</b>
360	68,5	3,6	205,5	<b>3,377</b>	53,51	<b>3,84</b>
370	69	3,7	207,0	<b>3,471</b>	53,56	<b>3,86</b>
380	69,5	3,8	208,5	<b>3,565</b>	53,61	<b>3,89</b>
390	70	3,9	210,0	<b>3,659</b>	53,66	<b>3,91</b>
400	70	4	210,0	<b>3,752</b>	53,72	<b>3,91</b>
410	70,5	4,1	211,5	<b>3,846</b>	53,77	<b>3,93</b>
420	71	4,2	213,0	<b>3,940</b>	53,82	<b>3,96</b>
430	71,5	4,3	214,5	<b>4,034</b>	53,87	<b>3,98</b>
440	71,5	4,4	214,5	<b>4,128</b>	53,93	<b>3,98</b>
450	72	4,5	216,0	<b>4,221</b>	53,98	<b>4,00</b>
460	72	4,6	216,0	<b>4,315</b>	54,03	<b>4,00</b>
470	72,5	4,7	217,5	<b>4,409</b>	54,08	<b>4,02</b>
<b>480</b>	<b>73</b>	<b>4,8</b>	<b>219,0</b>	<b>4,503</b>	<b>54,14</b>	<b>4,05</b>
490	73	4,9	219,0	<b>4,597</b>	54,19	<b>4,04</b>
500	73	5	219,0	<b>4,690</b>	54,24	<b>4,04</b>

**Tableau 4.2** Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 0% laitier.

## Essai à 5% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	928,69	g
Masse du moule à vide	514,08	g
Masse de l'éprouvette humide	414,61	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1853,67</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1419,45</b>	kg/m <sup>3</sup>

Tableau 4.3 Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 5% laitier.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	18	0,1	54,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,04</b>
20	22	0,2	66,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,27</b>
30	25	0,3	75,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>1,45</b>
40	28	0,4	84,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>1,62</b>
50	33	0,5	99,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>1,91</b>
60	35	0,6	105,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>2,02</b>
70	37	0,7	111,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>2,13</b>
80	39	0,8	117,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>2,25</b>
90	44,0	0,9	132,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>2,53</b>
100	46	1	138	<b>0,938</b>	52,19	<b>2,64</b>
110	48	1,1	144	<b>1,032</b>	52,24	<b>2,76</b>
120	49	1,2	147,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>2,81</b>
130	52	1,3	156,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>2,98</b>
140	54	1,4	162,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>3,09</b>
150	56	1,5	168,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>3,20</b>
160	57	1,6	171,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>3,26</b>
170	58	1,7	174,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>3,31</b>
180	59	1,8	177,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>3,37</b>
190	63	1,9	189,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>3,59</b>
200	65	2	195,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>3,70</b>
210	67	2,1	201,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>3,81</b>
220	69	2,2	207,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>3,92</b>
230	72	2,3	216,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>4,09</b>
240	75	2,4	225,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>4,25</b>
250	76	2,5	228,0	<b>2,345</b>	52,94	<b>4,31</b>
260	78	2,6	234,0	<b>2,439</b>	52,99	<b>4,42</b>
270	84	2,7	252,0	<b>2,533</b>	53,04	<b>4,75</b>
280	87	2,8	261,0	<b>2,627</b>	53,09	<b>4,92</b>

290	90	2,9	270,0	<b>2,720</b>	53,15	<b>5,08</b>
300	95	3	285,0	<b>2,814</b>	53,20	<b>5,36</b>
310	100	3,1	300,0	<b>2,908</b>	53,25	<b>5,63</b>
320	102	3,2	306,0	<b>3,002</b>	53,30	<b>5,74</b>
330	103	3,3	309,0	<b>3,096</b>	53,35	<b>5,79</b>
340	103,5	3,4	310,5	<b>3,189</b>	53,40	<b>5,81</b>
350	104	3,5	312,0	<b>3,283</b>	53,46	<b>5,84</b>
360	104,5	3,6	313,5	<b>3,377</b>	53,51	<b>5,86</b>
370	105	3,7	315,0	<b>3,471</b>	53,56	<b>5,88</b>
380	105	3,8	315,0	<b>3,565</b>	53,61	<b>5,88</b>
390	106	3,9	318,0	<b>3,659</b>	53,66	<b>5,93</b>
400	107	4	321,0	<b>3,752</b>	53,72	<b>5,98</b>
<b>410</b>	<b>108</b>	<b>4,1</b>	<b>324,0</b>	<b>3,846</b>	<b>53,77</b>	<b>6,03</b>
420	106	4,2	318,0	<b>3,940</b>	53,82	<b>5,91</b>
430	105	4,3	315,0	<b>4,034</b>	53,87	<b>5,85</b>
440	100	4,4	300,0	<b>4,128</b>	53,93	<b>5,56</b>

**Tableau 4.4** Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 5% laitier.

Essai à 10% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	905,04	g
Masse du moule à vide	515,23	g
Masse de l'éprouvette humide	389,81	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1742,79</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1371,87</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.5** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 10% laitier.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,000</b>
10	18	0,1	54,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,044</b>
20	21	0,2	63,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,216</b>
30	24	0,3	72,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>1,389</b>
40	26	0,4	78,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>1,503</b>
50	32	0,5	96,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>1,848</b>
60	39	0,6	117,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>2,250</b>
70	41	0,7	123,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>2,363</b>
80	45	0,8	135,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>2,592</b>
90	52,0	0,9	156,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>2,992</b>

100	54	1	162	<b>0,938</b>	52,19	<b>3,104</b>
110	59	1,1	177	<b>1,032</b>	52,24	<b>3,388</b>
120	65	1,2	195,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>3,729</b>
130	68	1,3	204,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>3,898</b>
140	69	1,4	207,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>3,951</b>
150	71	1,5	213,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>4,062</b>
160	75	1,6	225,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>4,287</b>
170	76	1,7	228,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>4,340</b>
180	78	1,8	234,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>4,450</b>
190	80	1,9	240,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>4,559</b>
200	83	2	249,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>4,726</b>
210	86	2,1	258,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>4,892</b>
220	91	2,2	273,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>5,171</b>
230	95	2,3	285,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>5,394</b>
240	98	2,4	294,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>5,559</b>
250	105	2,5	315,0	<b>2,345</b>	52,94	<b>5,950</b>
260	110	2,6	330,0	<b>2,439</b>	52,99	<b>6,227</b>
270	112	2,7	336,0	<b>2,533</b>	53,04	<b>6,334</b>
<b>280</b>	<b>112,5</b>	<b>2,8</b>	<b>337,5</b>	<b>2,627</b>	<b>53,09</b>	<b>6,357</b>
290	111	2,9	333,0	<b>2,720</b>	53,15	<b>6,266</b>
300	106	3	318,0	<b>2,814</b>	53,20	<b>5,978</b>
310	102	3,1	306,0	<b>2,908</b>	53,25	<b>5,747</b>
320	101	3,2	303,0	<b>3,002</b>	53,30	<b>5,685</b>
330	98	3,3	294,0	<b>3,096</b>	53,35	<b>5,511</b>
340	90	3,4	270,0	<b>3,189</b>	53,40	<b>5,056</b>

**Tableau 4.6** Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 10% laitier.

Essai à 15% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	914	g
Masse du moule à vide	515,11	g
Masse de l'éprouvette humide	398,89	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1783,39</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1452,06</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.7** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 15% laitier.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	19	0,1	57,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,10</b>
20	29	0,2	87,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,68</b>
30	54	0,3	162,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>3,12</b>
40	74	0,4	222,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>4,28</b>
50	90	0,5	270,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>5,20</b>
60	105	0,6	315,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>6,06</b>
70	114	0,7	342,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>6,57</b>
80	119	0,8	357,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>6,85</b>
90	120,0	0,9	360,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>6,90</b>
100	121	1	363	<b>0,938</b>	52,19	<b>6,96</b>
110	122	1,1	366	<b>1,032</b>	52,24	<b>7,01</b>
120	123	1,2	369,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>7,06</b>
130	125	1,3	375,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>7,16</b>
140	127	1,4	381,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>7,27</b>
150	128	1,5	384,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>7,32</b>
160	130	1,6	390,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>7,43</b>
170	135	1,7	405,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>7,71</b>
180	136	1,8	408,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>7,76</b>
190	138	1,9	414,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>7,87</b>
<b>200</b>	<b>138,5</b>	<b>2</b>	<b>415,5</b>	<b>1,876</b>	<b>52,69</b>	<b>7,89</b>
210	135	2,1	405,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>7,68</b>
220	134	2,2	402,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>7,62</b>
230	130	2,3	390,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>7,38</b>
240	125	2,4	375,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>7,09</b>

**Tableau 4.8** Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 15% laitier.

Essai à 20% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	920	g
Masse du moule à vide	512,72	g
Masse de l'éprouvette humide	407,28	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1820,90</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1488,11</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.9** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 20% laitier.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	20	0,1	60,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,16</b>
40	121	0,4	363,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>6,99</b>
50	138	0,5	414,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>7,97</b>
60	146	0,6	438,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>8,42</b>
70	150	0,7	450,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>8,65</b>
80	152	0,8	456,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>8,75</b>
90	153,0	0,9	459,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>8,80</b>
100	154	1	462	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,85</b>
110	155	1,1	465	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,90</b>
120	156	1,2	468,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,95</b>
<b>130</b>	<b>157</b>	<b>1,3</b>	<b>471,0</b>	<b>1,220</b>	<b>52,34</b>	<b>9,00</b>
140	150	1,4	450,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,59</b>
150	145	1,5	435,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,30</b>
160	143	1,6	429,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>8,17</b>
170	141	1,7	423,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>8,05</b>
180	140	1,8	420,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>7,99</b>
190	139	1,9	417,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>7,92</b>
200	138	2	414,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>7,86</b>
210	138	2,1	414,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>7,85</b>
220	138	2,2	414,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>7,84</b>

**Tableau 4.10** Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 20% laitier.

Essai à 25% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	917	g
Masse du moule à vide	512,81	g
Masse de l'éprouvette humide	404,19	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1807,08</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1492,74</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.11** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate à 25% laitier.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	35	0,1	105,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,03</b>
20	65	0,2	195,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>3,76</b>
30	85	0,3	255,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>4,92</b>
40	132	0,4	396,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>7,63</b>
50	148	0,5	444,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>8,55</b>
60	156	0,6	468,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>9,00</b>
<b>70</b>	<b>159</b>	<b>0,7</b>	<b>477,0</b>	<b>0,657</b>	<b>52,04</b>	<b>9,17</b>
80	157	0,8	471,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>9,04</b>
90	155,0	0,9	465,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>8,92</b>
100	150	1	450	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,62</b>
110	149	1,1	447	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,56</b>
120	148	1,2	444,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,49</b>
130	147	1,3	441,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>8,43</b>
140	146	1,4	438,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,36</b>
150	145	1,5	435,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,30</b>
160	144	1,6	432,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>8,23</b>
170	144	1,7	432,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>8,22</b>
180	144	1,8	432,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>8,21</b>
190	144	1,9	432,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>8,21</b>
200	143	2	429,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>8,14</b>

**Tableau 4.12** Lectures lors de l'essai UCS immédiate à 25% laitier.

**UCS immédiate activé à la chaux :**

Essai à 0% d'ajout (laitier + chaux) :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	923,11	g
Masse du moule à vide	513,07	g
Masse de l'éprouvette humide	410,04	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1833,24</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1385,99</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.13** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 0% d'ajout.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	14	0,1	42,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>0,81</b>
20	18	0,2	54,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,04</b>
30	21	0,3	63,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>1,22</b>
40	24	0,4	72,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>1,39</b>
50	28	0,5	84,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>1,62</b>
60	31	0,6	93,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>1,79</b>
70	33	0,7	99,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>1,90</b>
80	35,5	0,8	106,5	<b>0,750</b>	52,09	<b>2,04</b>
90	38,0	0,9	114,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>2,19</b>
100	40,5	1	121,5	<b>0,938</b>	52,19	<b>2,33</b>
110	43	1,1	129	<b>1,032</b>	52,24	<b>2,47</b>
120	44,5	1,2	133,5	<b>1,126</b>	52,29	<b>2,55</b>
130	46	1,3	138,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>2,64</b>
140	47,5	1,4	142,5	<b>1,313</b>	52,39	<b>2,72</b>
150	49,5	1,5	148,5	<b>1,407</b>	52,44	<b>2,83</b>
160	51	1,6	153,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>2,91</b>
170	52	1,7	156,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>2,97</b>
180	54	1,8	162,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>3,08</b>
190	54,5	1,9	163,5	<b>1,782</b>	52,64	<b>3,11</b>
200	56	2	168,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>3,19</b>
210	57	2,1	171,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>3,24</b>
220	58	2,2	174,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>3,30</b>
230	59	2,3	177,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>3,35</b>
240	60	2,4	180,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>3,40</b>
250	60,5	2,5	181,5	<b>2,345</b>	52,94	<b>3,43</b>
260	61,5	2,6	184,5	<b>2,439</b>	52,99	<b>3,48</b>
270	62	2,7	186,0	<b>2,533</b>	53,04	<b>3,51</b>
280	63	2,8	189,0	<b>2,627</b>	53,09	<b>3,56</b>
290	64	2,9	192,0	<b>2,720</b>	53,15	<b>3,61</b>
300	65	3	195,0	<b>2,814</b>	53,20	<b>3,67</b>
310	65,5	3,1	196,5	<b>2,908</b>	53,25	<b>3,69</b>
320	66	3,2	198,0	<b>3,002</b>	53,30	<b>3,71</b>
330	67	3,3	201,0	<b>3,096</b>	53,35	<b>3,77</b>
340	67,5	3,4	202,5	<b>3,189</b>	53,40	<b>3,79</b>
350	68	3,5	204,0	<b>3,283</b>	53,46	<b>3,82</b>
360	68,5	3,6	205,5	<b>3,377</b>	53,51	<b>3,84</b>
370	69	3,7	207,0	<b>3,471</b>	53,56	<b>3,86</b>
380	69,5	3,8	208,5	<b>3,565</b>	53,61	<b>3,89</b>
390	70	3,9	210,0	<b>3,659</b>	53,66	<b>3,91</b>
400	70	4	210,0	<b>3,752</b>	53,72	<b>3,91</b>
410	70,5	4,1	211,5	<b>3,846</b>	53,77	<b>3,93</b>
420	71	4,2	213,0	<b>3,940</b>	53,82	<b>3,96</b>
430	71,5	4,3	214,5	<b>4,034</b>	53,87	<b>3,98</b>
440	71,5	4,4	214,5	<b>4,128</b>	53,93	<b>3,98</b>

450	72	4,5	216,0	<b>4,221</b>	53,98	<b>4,00</b>
460	72	4,6	216,0	<b>4,315</b>	54,03	<b>4,00</b>
470	72,5	4,7	217,5	<b>4,409</b>	54,08	<b>4,02</b>
<b>480</b>	<b>73</b>	<b>4,8</b>	<b>219,0</b>	<b>4,503</b>	<b>54,14</b>	<b>4,05</b>
490	73	4,9	219,0	<b>4,597</b>	54,19	<b>4,04</b>
500	73	5	219,0	<b>4,690</b>	54,24	<b>4,04</b>
510	73	5,1	219,0	<b>4,784</b>	54,30	<b>4,03</b>
520	73	5,2	219,0	<b>4,878</b>	54,35	<b>4,03</b>
530	73	5,3	219,0	<b>4,972</b>	54,40	<b>4,03</b>
540	73	5,4	219,0	<b>5,066</b>	54,46	<b>4,02</b>
550	73	5,5	219,0	<b>5,159</b>	54,51	<b>4,02</b>
560	72,5	5,6	217,5	<b>5,253</b>	54,57	<b>3,99</b>
570	72	5,7	216,0	<b>5,347</b>	54,62	<b>3,95</b>
580	72	5,8	216,0	<b>5,441</b>	54,67	<b>3,95</b>

**Tableau 4.14** Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 0% d'ajout.

Essai à 5% d'ajout (laitier + chaux) :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	926,91	g
Masse du moule à vide	516,32	g
Masse de l'éprouvette humide	410,59	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1835,69</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1381,44</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.15** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 5% d'ajout.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	18	0,1	54,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,04</b>
20	22	0,2	66,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,27</b>
30	25	0,3	75,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>1,45</b>
40	28	0,4	84,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>1,62</b>
50	33	0,5	99,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>1,91</b>
60	35	0,6	105,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>2,02</b>
70	37	0,7	111,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>2,13</b>
80	39	0,8	117,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>2,25</b>

90	44,0	0,9	132,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>2,53</b>
100	46	1	138	<b>0,938</b>	52,19	<b>2,64</b>
110	48	1,1	144	<b>1,032</b>	52,24	<b>2,76</b>
120	49	1,2	147,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>2,81</b>
130	52	1,3	156,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>2,98</b>
140	54	1,4	162,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>3,09</b>
150	56	1,5	168,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>3,20</b>
160	57	1,6	171,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>3,26</b>
170	58	1,7	174,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>3,31</b>
180	59	1,8	177,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>3,37</b>
190	63	1,9	189,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>3,59</b>
200	65	2	195,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>3,70</b>
210	67	2,1	201,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>3,81</b>
220	69	2,2	207,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>3,92</b>
230	72	2,3	216,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>4,09</b>
240	75	2,4	225,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>4,25</b>
250	76	2,5	228,0	<b>2,345</b>	52,94	<b>4,31</b>
260	78	2,6	234,0	<b>2,439</b>	52,99	<b>4,42</b>
270	84	2,7	252,0	<b>2,533</b>	53,04	<b>4,75</b>
280	87	2,8	261,0	<b>2,627</b>	53,09	<b>4,92</b>
290	90	2,9	270,0	<b>2,720</b>	53,15	<b>5,08</b>
300	95	3	285,0	<b>2,814</b>	53,20	<b>5,36</b>
310	100	3,1	300,0	<b>2,908</b>	53,25	<b>5,63</b>
320	102	3,2	306,0	<b>3,002</b>	53,30	<b>5,74</b>
330	103	3,3	309,0	<b>3,096</b>	53,35	<b>5,79</b>
340	103,5	3,4	310,5	<b>3,189</b>	53,40	<b>5,81</b>
350	104	3,5	312,0	<b>3,283</b>	53,46	<b>5,84</b>
360	104,5	3,6	313,5	<b>3,377</b>	53,51	<b>5,86</b>
370	105	3,7	315,0	<b>3,471</b>	53,56	<b>5,88</b>
380	105	3,8	315,0	<b>3,565</b>	53,61	<b>5,88</b>
390	106	3,9	318,0	<b>3,659</b>	53,66	<b>5,93</b>
400	107	4	321,0	<b>3,752</b>	53,72	<b>5,98</b>
<b>410</b>	<b>108</b>	<b>4,1</b>	<b>324,0</b>	<b>3,846</b>	<b>53,77</b>	<b>6,03</b>
420	106	4,2	318,0	<b>3,940</b>	53,82	<b>5,91</b>
430	105	4,3	315,0	<b>4,034</b>	53,87	<b>5,85</b>
440	100	4,4	300,0	<b>4,128</b>	53,93	<b>5,56</b>

**Tableau 4.16** Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 5% d'ajout.

Essai à 10% d'ajout (laitier + chaux) :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	925,45	g
Masse du moule à vide	514,1	g
Masse de l'éprouvette humide	411,35	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1839,09</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1403,67</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.17** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 10% d'ajout.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	19	0,1	57,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,10</b>
20	22	0,2	66,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,27</b>
30	25	0,3	75,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>1,45</b>
40	28	0,4	84,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>1,62</b>
50	34	0,5	102,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>1,96</b>
60	39	0,6	117,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>2,25</b>
70	42	0,7	126,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>2,42</b>
80	46	0,8	138,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>2,65</b>
90	52,0	0,9	156,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>2,99</b>
100	56	1	168	<b>0,938</b>	52,19	<b>3,22</b>
110	60	1,1	180	<b>1,032</b>	52,24	<b>3,45</b>
120	65	1,2	195,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>3,73</b>
130	68	1,3	204,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>3,90</b>
140	69	1,4	207,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>3,95</b>
150	71	1,5	213,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>4,06</b>
160	75	1,6	225,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>4,29</b>
170	76	1,7	228,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>4,34</b>
180	78	1,8	234,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>4,45</b>
190	80	1,9	240,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>4,56</b>
200	83	2	249,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>4,73</b>
210	86	2,1	258,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>4,89</b>
220	91	2,2	273,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>5,17</b>
230	95	2,3	285,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>5,39</b>
240	98	2,4	294,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>5,56</b>
250	105	2,5	315,0	<b>2,345</b>	52,94	<b>5,95</b>
260	110	2,6	330,0	<b>2,439</b>	52,99	<b>6,23</b>

270	112	2,7	336,0	<b>2,533</b>	53,04	<b>6,33</b>
<b>280</b>	<b>112,5</b>	<b>2,8</b>	<b>337,5</b>	<b>2,627</b>	<b>53,09</b>	<b>6,36</b>
290	111	2,9	333,0	<b>2,720</b>	53,15	<b>6,27</b>
300	106	3	318,0	<b>2,814</b>	53,20	<b>5,98</b>
310	102	3,1	306,0	<b>2,908</b>	53,25	<b>5,75</b>
320	101	3,2	303,0	<b>3,002</b>	53,30	<b>5,68</b>

**Tableau 4.18** Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 10% d'ajout.

Essai à 15% d'ajout (laitier + chaux) :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	915,35	g
Masse du moule à vide	511,11	g
Masse de l'éprouvette humide	404,24	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1807,30</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1392,19</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.19** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux 15% d'ajout.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	10	0,1	30,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>0,58</b>
20	30	0,2	90,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,74</b>
30	49	0,3	147,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>2,84</b>
40	68	0,4	204,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>3,93</b>
50	87	0,5	261,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>5,02</b>
60	90	0,6	270,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>5,19</b>
70	105	0,7	315,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>6,05</b>
80	108	0,8	324,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>6,22</b>
90	110,0	0,9	330,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>6,33</b>
100	113	1	339	<b>0,938</b>	52,19	<b>6,50</b>
110	123	1,1	369	<b>1,032</b>	52,24	<b>7,06</b>
120	136	1,2	408,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>7,80</b>
130	147	1,3	441,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>8,43</b>
<b>140</b>	<b>148</b>	<b>1,4</b>	<b>444,0</b>	<b>1,313</b>	<b>52,39</b>	<b>8,48</b>
150	140	1,5	420,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,01</b>
160	120	1,6	360,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>6,86</b>

**Tableau 4.20** Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 15% d'ajout.

Essai à 20% d'ajout (laitier + chaux) :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	948,99	g
Masse du moule à vide	537,53	g
Masse de l'éprouvette humide	411,46	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1839,58</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1393,16</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.21** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 20% d'ajout.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	39	0,1	117,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,26</b>
40	69	0,4	207,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>3,99</b>
50	83	0,5	249,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>4,79</b>
60	90	0,6	270,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>5,19</b>
70	100	0,7	300,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>5,76</b>
80	110	0,8	330,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>6,34</b>
90	119,0	0,9	357,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>6,85</b>
100	135	1	405	<b>0,938</b>	52,19	<b>7,76</b>
110	153	1,1	459	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,79</b>
<b>120</b>	<b>160</b>	<b>1,2</b>	<b>480,0</b>	<b>1,126</b>	<b>52,29</b>	<b>9,18</b>
130	159	1,3	477,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>9,11</b>
140	157	1,4	471,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,99</b>
150	155	1,5	465,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,87</b>
160	153	1,6	459,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>8,74</b>
170	152	1,7	456,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>8,68</b>
180	151	1,8	453,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>8,61</b>
190	130	1,9	390,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>7,41</b>
200	120	2	360,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>6,83</b>
210	110	2,1	330,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>6,26</b>

**Tableau 4.22** Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 20% d'ajout

Essai à 25% d'ajout (laitier + chaux) :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	942,48	g
Masse du moule à vide	536,5	g
Masse de l'éprouvette humide	405,98	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1815,08</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1400,98</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.23** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 25% d'ajout.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	36	0,1	108,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,09</b>
20	68	0,2	204,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>3,94</b>
30	87	0,3	261,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>5,03</b>
40	133	0,4	399,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>7,69</b>
50	148	0,5	444,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>8,55</b>
60	157	0,6	471,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>9,06</b>
<b>70</b>	<b>162</b>	<b>0,7</b>	<b>486,0</b>	<b>0,657</b>	<b>52,04</b>	<b>9,34</b>
80	158	0,8	474,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>9,10</b>
90	156,0	0,9	468,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>8,98</b>
100	152	1	456	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,74</b>
110	150	1,1	450	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,61</b>
120	149	1,2	447,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,55</b>
130	148	1,3	444,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>8,48</b>
140	147	1,4	441,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,42</b>
150	146	1,5	438,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,35</b>
160	145	1,6	435,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>8,29</b>
170	145	1,7	435,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>8,28</b>
180	144	1,8	432,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>8,21</b>
190	144	1,9	432,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>8,21</b>
200	144	2	432,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>8,20</b>

**Tableau 4.24** Lectures lors de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 25% d'ajout.

**UCS avec un temps de prise***Prise de sept jours (7 j)*Essai à 5% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	927,55	g
Masse du moule à vide	513,53	g
Masse de l'éprouvette humide	414,02	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1851,03</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1405,27</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.25** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 7 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	9	0,1	27,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>0,52</b>
20	15	0,2	45,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>0,87</b>
30	20	0,3	60,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>1,16</b>
40	25	0,4	75,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>1,45</b>
50	30	0,5	90,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>1,73</b>
60	34	0,6	102,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>1,96</b>
70	39	0,7	117,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>2,25</b>
80	43	0,8	129,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>2,48</b>
90	45,0	0,9	135,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>2,59</b>
100	49	1	147	<b>0,938</b>	52,19	<b>2,82</b>
110	50	1,1	150	<b>1,032</b>	52,24	<b>2,87</b>
120	53	1,2	159,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>3,04</b>
130	55	1,3	165,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>3,15</b>
140	56	1,4	168,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>3,21</b>
150	60	1,5	180,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>3,43</b>
160	64	1,6	192,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>3,66</b>
170	69	1,7	207,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>3,94</b>
180	72	1,8	216,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>4,11</b>
190	78	1,9	234,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>4,45</b>
200	80	2	240,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>4,56</b>

210	88	2,1	264,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>5,01</b>
220	91	2,2	273,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>5,17</b>
230	92	2,3	276,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>5,22</b>
240	97	2,4	291,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>5,50</b>
250	99	2,5	297,0	<b>2,345</b>	52,94	<b>5,61</b>
260	105	2,6	315,0	<b>2,439</b>	52,99	<b>5,94</b>
270	113	2,7	339,0	<b>2,533</b>	53,04	<b>6,39</b>
280	118	2,8	354,0	<b>2,627</b>	53,09	<b>6,67</b>
290	121	2,9	363,0	<b>2,720</b>	53,15	<b>6,83</b>
300	125	3	375,0	<b>2,814</b>	53,20	<b>7,05</b>
310	127	3,1	381,0	<b>2,908</b>	53,25	<b>7,16</b>
<b>320</b>	<b>129</b>	<b>3,2</b>	<b>387,0</b>	<b>3,002</b>	<b>53,30</b>	<b>7,261</b>
330	125	3,3	375,0	<b>3,096</b>	53,35	<b>7,029</b>
340	123	3,4	369,0	<b>3,189</b>	53,40	<b>6,91</b>
350	120	3,5	360,0	<b>3,283</b>	53,46	<b>6,73</b>
360	118	3,6	354,0	<b>3,377</b>	53,51	<b>6,62</b>
370	110	3,7	330,0	<b>3,471</b>	53,56	<b>6,16</b>
380	100	3,8	300,0	<b>3,565</b>	53,61	<b>5,60</b>
390	98	3,9	294,0	<b>3,659</b>	53,66	<b>5,48</b>
400	95	4	285,0	<b>3,752</b>	53,72	<b>5,31</b>

**Tableau 4.26** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 7 jours.

Essai à 10% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	948,3	g
Masse du moule à vide	537,34	g
Masse de l'éprouvette humide	410,96	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1837,35</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1407,16</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.27** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 7 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,000</b>
10	19	0,1	57,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,101</b>

20	22	0,2	66,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,274</b>
30	25	0,3	75,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>1,447</b>
40	28	0,4	84,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>1,619</b>
50	34	0,5	102,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>1,964</b>
60	39	0,6	117,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>2,250</b>
70	42	0,7	126,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>2,421</b>
80	50	0,8	150,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>2,880</b>
90	65,0	0,9	195,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>3,740</b>
100	70	1	210	<b>0,938</b>	52,19	<b>4,024</b>
110	80	1,1	240	<b>1,032</b>	52,24	<b>4,594</b>
120	86	1,2	258,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>4,934</b>
130	92	1,3	276,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>5,273</b>
140	95	1,4	285,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>5,440</b>
150	100	1,5	300,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>5,721</b>
160	105	1,6	315,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>6,001</b>
170	108	1,7	324,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>6,167</b>
180	115	1,8	345,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>6,560</b>
190	118	1,9	354,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>6,725</b>
200	122	2	366,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>6,946</b>
210	125	2,1	375,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>7,110</b>
220	128	2,2	384,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>7,274</b>
230	132	2,3	396,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>7,494</b>
<b>240</b>	<b>135</b>	<b>2,4</b>	<b>405,0</b>	<b>2,251</b>	<b>52,89</b>	<b>7,657</b>
250	128	2,5	384,0	<b>2,345</b>	52,94	<b>7,253</b>
260	120	2,6	360,0	<b>2,439</b>	52,99	<b>6,793</b>
270	118	2,7	354,0	<b>2,533</b>	53,04	<b>6,674</b>
280	115	2,8	345,0	<b>2,627</b>	53,09	<b>6,498</b>

**Tableau 4.28** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 7 jours.

Essai à 15% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	939,87	g
Masse du moule à vide	537,82	g
Masse de l'éprouvette humide	402,05	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1797,51</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1389,15</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.29** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 7 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	20	0,1	60,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,16</b>
20	49	0,2	147,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>2,84</b>
30	67	0,3	201,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>3,88</b>
40	87	0,4	261,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>5,03</b>
50	100	0,5	300,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>5,78</b>
60	110	0,6	330,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>6,35</b>
70	120	0,7	360,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>6,92</b>
80	135	0,8	405,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>7,77</b>
90	140,0	0,9	420,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>8,06</b>
100	143	1	429	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,22</b>
110	150	1,1	450	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,61</b>
120	154	1,2	462,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,84</b>
<b>130</b>	<b>156</b>	<b>1,3</b>	<b>468,0</b>	<b>1,220</b>	<b>52,34</b>	<b>8,94</b>
140	155	1,4	465,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,88</b>
150	153	1,5	459,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,75</b>
160	150	1,6	450,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>8,57</b>
170	140	1,7	420,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>7,99</b>

**Tableau 4.30** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 7 jours.

Essai à 20% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	951,28	g
Masse du moule à vide	537,87	g
Masse de l'éprouvette humide	413,41	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1848,30</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1401,05</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.31** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 7 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	40,0	0,1	120,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,32</b>

20	60,0	0,2	180,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>3,48</b>
30	70	0,3	210,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>4,05</b>
40	93	0,4	279,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>5,38</b>
50	102	0,5	306,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>5,89</b>
60	110	0,6	330,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>6,35</b>
70	119	0,7	357,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>6,86</b>
80	130	0,8	390,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>7,49</b>
90	145,0	0,9	435,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>8,34</b>
<b>100</b>	<b>161</b>	<b>1</b>	<b>483</b>	<b>0,938</b>	<b>52,19</b>	<b>9,25</b>
110	160	1,1	480	<b>1,032</b>	52,24	<b>9,19</b>
120	154	1,2	462,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,84</b>
130	152	1,3	456,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>8,71</b>
140	150	1,4	450,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,59</b>
150	148	1,5	444,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,47</b>
160	146	1,6	438,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>8,34</b>
170	145	1,7	435,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>8,28</b>

**Tableau 4.32** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 7 jours.

Essai à 25% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	943,82	g
Masse du moule à vide	536,88	g
Masse de l'éprouvette humide	406,94	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1819,38</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1411,07</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.33** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS immédiate activé à la chaux à 25% d'ajout après 7 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	36	0,1	108,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,09</b>
20	68	0,2	204,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>3,94</b>
30	87	0,3	261,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>5,03</b>
40	133	0,4	399,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>7,69</b>
50	148	0,5	444,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>8,55</b>

60	157	0,6	471,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>9,06</b>
<b>70</b>	<b>163</b>	<b>0,7</b>	<b>489,0</b>	<b>0,657</b>	<b>52,04</b>	<b>9,40</b>
80	159	0,8	477,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>9,16</b>
90	157,0	0,9	471,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>9,03</b>
100	154	1	462	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,85</b>
110	152	1,1	456	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,73</b>
120	150	1,2	450,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,61</b>
130	149	1,3	447,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>8,54</b>
140	147	1,4	441,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,42</b>
150	146	1,5	438,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,35</b>
160	145	1,6	435,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>8,29</b>
170	145	1,7	435,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>8,28</b>
180	142	1,8	426,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>8,10</b>

**Tableau 4.34** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 7 jours.

Prise de quatorze jours (14 j)

Essai à 5% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	916,48	g
Masse du moule à vide	511,2	g
Masse de l'éprouvette humide	405,28	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1811,95</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1363,61</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.35** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 14 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	35	0,1	105,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,03</b>
20	40	0,2	120,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>2,32</b>
30	50	0,3	150,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>2,89</b>
40	64	0,4	192,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>3,70</b>
50	72	0,5	216,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>4,16</b>
60	74	0,6	222,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>4,27</b>

70	76	0,7	228,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>4,38</b>
80	78	0,8	234,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>4,49</b>
90	81,0	0,9	243,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>4,66</b>
100	82	1	246	<b>0,938</b>	52,19	<b>4,71</b>
110	83	1,1	249	<b>1,032</b>	52,24	<b>4,77</b>
120	84	1,2	252,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>4,82</b>
130	86	1,3	258,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>4,93</b>
140	88	1,4	264,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>5,04</b>
150	89	1,5	267,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>5,09</b>
160	90	1,6	270,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>5,14</b>
170	92	1,7	276,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>5,25</b>
180	94	1,8	282,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>5,36</b>
190	96	1,9	288,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>5,47</b>
200	99	2	297,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>5,64</b>
210	100	2,1	300,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>5,69</b>
220	108	2,2	324,0	<b>2,064</b>	52,79	<b>6,14</b>
230	112	2,3	336,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>6,36</b>
240	115	2,4	345,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>6,52</b>
250	118	2,5	354,0	<b>2,345</b>	52,94	<b>6,69</b>
260	122	2,6	366,0	<b>2,439</b>	52,99	<b>6,91</b>
270	125	2,7	375,0	<b>2,533</b>	53,04	<b>7,07</b>
280	127	2,8	381,0	<b>2,627</b>	53,09	<b>7,18</b>
290	128	2,9	384,0	<b>2,720</b>	53,15	<b>7,23</b>
300	130	3	390,0	<b>2,814</b>	53,20	<b>7,33</b>
<b>310</b>	<b>131</b>	<b>3,1</b>	<b>393,0</b>	<b>2,908</b>	<b>53,25</b>	<b>7,38</b>
320	120	3,2	360,0	<b>3,002</b>	53,30	<b>6,75</b>
330	110	3,3	330,0	<b>3,096</b>	53,35	<b>6,19</b>

**Tableau 4.36** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 14 jours.

Essai à 10% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	947,67	g
Masse du moule à vide	536,93	g
Masse de l'éprouvette humide	410,74	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1836,37</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1404,77</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.37** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 14 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,000</b>
10	40	0,1	120,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,319</b>
20	60	0,2	180,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>3,475</b>
30	80	0,3	240,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>4,629</b>
40	85	0,4	255,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>4,914</b>
50	95	0,5	285,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>5,487</b>
60	100	0,6	300,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>5,770</b>
70	109	0,7	327,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>6,283</b>
80	115	0,8	345,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>6,623</b>
90	120,0	0,9	360,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>6,904</b>
100	130	1	390	<b>0,938</b>	52,19	<b>7,473</b>
110	139	1,1	417	<b>1,032</b>	52,24	<b>7,983</b>
120	140	1,2	420,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,032</b>
130	142	1,3	426,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>8,139</b>
<b>140</b>	<b>147</b>	<b>1,4</b>	<b>441,0</b>	<b>1,313</b>	<b>52,39</b>	<b>8,418</b>
150	136	1,5	408,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>7,781</b>
160	140	1,6	420,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>8,002</b>
170	130	1,7	390,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>7,423</b>

**Tableau 4.38** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 14 jours.

Essai à 15% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	923,53	g
Masse du moule à vide	511,99	g
Masse de l'éprouvette humide	411,54	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1839,94</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1426,31</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.39** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 14 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	40	0,1	120,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,32</b>
20	80	0,2	240,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>4,63</b>
30	98	0,3	294,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>5,67</b>
40	100	0,4	300,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>5,78</b>
50	110	0,5	330,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>6,35</b>
60	119	0,6	357,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>6,87</b>
70	120	0,7	360,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>6,92</b>
80	135	0,8	405,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>7,77</b>
90	138,0	0,9	414,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>7,94</b>
100	148	1	444	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,51</b>
110	159	1,1	477	<b>1,032</b>	52,24	<b>9,13</b>
<b>120</b>	<b>160</b>	<b>1,2</b>	<b>480,0</b>	<b>1,126</b>	<b>52,29</b>	<b>9,18</b>
130	150	1,3	450,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>8,60</b>
140	146	1,4	438,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,36</b>
150	140	1,5	420,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,01</b>
160	136	1,6	408,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>7,77</b>
170	110	1,7	330,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>6,28</b>
180	100	1,8	300,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>5,70</b>
190	98	1,9	294,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>5,59</b>

**Tableau 4.40** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 14 jours.

Essai à 20% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	951,69	g
Masse du moule à vide	537,1	g
Masse de l'éprouvette humide	414,59	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1853,58</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1408,86</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.41** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 14 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	60	0,1	180,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>3,48</b>
40	100	0,4	300,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>5,78</b>
50	130	0,5	390,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>7,51</b>
60	148	0,6	444,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>8,54</b>
70	150	0,7	450,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>8,65</b>
<b>80</b>	<b>163</b>	<b>0,8</b>	<b>489,0</b>	<b>0,750</b>	<b>52,09</b>	<b>9,39</b>
90	160,0	0,9	480,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>9,21</b>
100	154	1	462	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,85</b>
110	150	1,1	450	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,61</b>
120	145	1,2	435,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,32</b>
130	130	1,3	390,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>7,45</b>

**Tableau 4.42** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 14 jours.

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	934,09	g
Masse du moule à vide	512,03	g
Masse de l'éprouvette humide	422,06	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1886,98</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1442,15</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.43** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 14 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	55	0,1	165,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>3,19</b>
20	67	0,2	201,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>3,88</b>
30	90	0,3	270,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>5,21</b>
40	134	0,4	402,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>7,75</b>
50	149	0,5	447,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>8,61</b>
<b>60</b>	<b>165</b>	<b>0,6</b>	<b>495,0</b>	<b>0,563</b>	<b>51,99</b>	<b>9,52</b>
70	160	0,7	480,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>9,22</b>
80	159	0,8	477,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>9,16</b>

90	157,0	0,9	471,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>9,03</b>
100	153	1	459	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,79</b>
110	151	1,1	453	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,67</b>
120	150	1,2	450,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,61</b>
130	149	1,3	447,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>8,54</b>
140	148	1,4	444,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,48</b>
150	147	1,5	441,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,41</b>
160	146	1,6	438,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>8,34</b>
170	145	1,7	435,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>8,28</b>

**Tableau 4.44** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 14 jours.

Prise de vingt et un jours (21 j)

Essai à 5% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	927,52	g
Masse du moule à vide	512,65	g
Masse de l'éprouvette humide	414,87	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1854,83</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1410,71</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.45** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 21 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	19	0,1	57,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,10</b>
20	36	0,2	108,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>2,09</b>
30	40	0,3	120,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>2,31</b>
40	45	0,4	135,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>2,60</b>
50	52	0,5	156,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>3,00</b>
60	55	0,6	165,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>3,17</b>
70	59	0,7	177,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>3,40</b>
80	68	0,8	204,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>3,92</b>
90	70,0	0,9	210,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>4,03</b>

100	84	1	252	<b>0,938</b>	52,19	<b>4,83</b>
110	87	1,1	261	<b>1,032</b>	52,24	<b>5,00</b>
120	92	1,2	276,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>5,28</b>
130	94	1,3	282,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>5,39</b>
140	98	1,4	294,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>5,61</b>
150	100	1,5	300,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>5,72</b>
160	105	1,6	315,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>6,00</b>
170	110	1,7	330,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>6,28</b>
180	118	1,8	354,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>6,73</b>
190	120	1,9	360,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>6,84</b>
200	125	2	375,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>7,12</b>
210	130	2,1	390,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>7,39</b>
<b>220</b>	<b>132</b>	<b>2,2</b>	<b>396,0</b>	<b>2,064</b>	<b>52,79</b>	<b>7,50</b>
230	120	2,3	360,0	<b>2,158</b>	52,84	<b>6,81</b>
240	118	2,4	354,0	<b>2,251</b>	52,89	<b>6,69</b>
250	110	2,5	330,0	<b>2,345</b>	52,94	<b>6,23</b>
260	100	2,6	300,0	<b>2,439</b>	52,99	<b>5,66</b>

**Tableau 4.46** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 21 jours.

Essai à 10% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	922,65	g
Masse du moule à vide	511,95	g
Masse de l'éprouvette humide	410,7	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1836,19</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1408,13</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.47** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 21 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,000</b>
10	19	0,1	57,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,101</b>
20	58	0,2	174,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>3,359</b>
30	89	0,3	267,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>5,150</b>
40	100	0,4	300,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>5,781</b>
50	110	0,5	330,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>6,353</b>

60	128	0,6	384,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>7,386</b>
70	132	0,7	396,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>7,609</b>
80	138	0,8	414,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>7,948</b>
90	145,0	0,9	435,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>8,343</b>
100	150	1	450	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,622</b>
110	151	1,1	453	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,672</b>
120	155	1,2	465,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>8,893</b>
<b>130</b>	<b>160</b>	<b>1,3</b>	<b>480,0</b>	<b>1,220</b>	<b>52,34</b>	<b>9,171</b>
140	150	1,4	450,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>8,590</b>
150	145	1,5	435,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>8,296</b>
160	134	1,6	402,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>7,659</b>
170	131	1,7	393,0	<b>1,595</b>	52,54	<b>7,480</b>
180	117	1,8	351,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>6,675</b>
190	117	1,9	351,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>6,668</b>

**Tableau 4.48** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 21 jours.

Essai à 15% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	921,64	g
Masse du moule à vide	513,66	g
Masse de l'éprouvette humide	407,98	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1824,03</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1406,03</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.49** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 21 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	60	0,1	180,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>3,48</b>
20	70	0,2	210,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>4,05</b>
30	90	0,3	270,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>5,21</b>
40	110	0,4	330,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>6,36</b>
50	140	0,5	420,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>8,09</b>
60	146	0,6	438,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>8,42</b>
70	150	0,7	450,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>8,65</b>
80	154	0,8	462,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>8,87</b>

90	156,0	0,9	468,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>8,98</b>
<b>100</b>	<b>168</b>	<b>1</b>	<b>504</b>	<b>0,938</b>	<b>52,19</b>	<b>9,66</b>
110	165	1,1	495	<b>1,032</b>	52,24	<b>9,48</b>
120	162	1,2	486,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>9,29</b>
130	158	1,3	474,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>9,06</b>

**Tableau 4.50** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 21 jours.

Essai à 20% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	924,5	g
Masse du moule à vide	512,78	g
Masse de l'éprouvette humide	411,72	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1840,75</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1399,04</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.51** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 21 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	40	0,1	120,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,32</b>
20	67,0	0,2	201,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>3,88</b>
30	78	0,3	234,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>4,51</b>
40	100	0,4	300,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>5,78</b>
50	150	0,5	450,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>8,66</b>
60	160	0,6	480,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>9,23</b>
<b>70</b>	<b>170</b>	<b>0,7</b>	<b>510,0</b>	<b>0,657</b>	<b>52,04</b>	<b>9,80</b>
80	160	0,8	480,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>9,21</b>
90	155,0	0,9	465,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>8,92</b>
100	145	1	435	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,33</b>

**Tableau 4.52** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 21 jours.

## Essai à 25% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	931,5	g
Masse du moule à vide	511,85	g
Masse de l'éprouvette humide	419,65	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1876,20</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1434,85</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.53** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 21 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	51	0,1	153,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,96</b>
20	73	0,2	219,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>4,23</b>
30	97	0,3	291,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>5,61</b>
40	132	0,4	396,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>7,63</b>
<b>50</b>	<b>174</b>	<b>0,5</b>	<b>522,0</b>	<b>0,469</b>	<b>51,94</b>	<b>10,05</b>
60	139	0,6	417,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>8,02</b>
70	138	0,7	414,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>7,96</b>
80	120	0,8	360,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>6,91</b>

**Tableau 4.54** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 21 jours.

Prise de vingt et huit jours (28 j)

Essai à 5% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	926,64	g
Masse du moule à vide	513	g
Masse de l'éprouvette humide	413,64	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1849,33</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1410,09</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.55** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 28 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	14	0,1	42,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>0,81</b>
20	23	0,2	69,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,33</b>
30	37	0,3	111,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>2,14</b>
40	56	0,4	168,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>3,24</b>
50	77	0,5	231,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>4,45</b>
60	80	0,6	240,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>4,62</b>
70	94	0,7	282,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>5,42</b>
80	98	0,8	294,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>5,64</b>
90	100,0	0,9	300,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>5,75</b>
100	110	1	330	<b>0,938</b>	52,19	<b>6,32</b>
110	118	1,1	354	<b>1,032</b>	52,24	<b>6,78</b>
120	120	1,2	360,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>6,88</b>
130	125	1,3	375,0	<b>1,220</b>	52,34	<b>7,16</b>
140	130	1,4	390,0	<b>1,313</b>	52,39	<b>7,44</b>
150	134	1,5	402,0	<b>1,407</b>	52,44	<b>7,67</b>
160	135	1,6	405,0	<b>1,501</b>	52,49	<b>7,72</b>
<b>170</b>	<b>140</b>	<b>1,7</b>	<b>420,0</b>	<b>1,595</b>	<b>52,54</b>	<b>7,99</b>
180	138	1,8	414,0	<b>1,689</b>	52,59	<b>7,87</b>
190	136	1,9	408,0	<b>1,782</b>	52,64	<b>7,75</b>
200	134	2	402,0	<b>1,876</b>	52,69	<b>7,63</b>
210	130	2,1	390,0	<b>1,970</b>	52,74	<b>7,39</b>

**Tableau 4.56** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 5% d'ajout après 28 jours.

Essai à 10% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	922,84	g
Masse du moule à vide	512,07	g
Masse de l'éprouvette humide	410,77	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1836,50</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1407,71</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.57** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 28 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,000</b>
10	20	0,1	60,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>1,159</b>
20	30	0,2	90,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>1,738</b>
30	50	0,3	150,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>2,893</b>
40	80	0,4	240,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>4,625</b>
50	100	0,5	300,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>5,775</b>
60	140	0,6	420,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>8,078</b>
70	145	0,7	435,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>8,359</b>
80	150	0,8	450,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>8,639</b>
90	160,0	0,9	480,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>9,206</b>
<b>100</b>	<b>165</b>	<b>1</b>	<b>495</b>	<b>0,938</b>	<b>52,19</b>	<b>9,485</b>
110	140	1,1	420	<b>1,032</b>	52,24	<b>8,040</b>
120	120	1,2	360,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>6,885</b>

**Tableau 4.58** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 10% d'ajout après 28 jours.

## Essai à 15% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	928,66	g
Masse du moule à vide	510,66	g
Masse de l'éprouvette humide	418	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1868,82</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1438,59</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.59** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 28 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	60	0,1	180,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>3,48</b>
20	100	0,2	300,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>5,79</b>
30	127	0,3	381,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>7,35</b>
40	145	0,4	435,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>8,38</b>
50	150	0,5	450,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>8,66</b>
60	159	0,6	477,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>9,17</b>
70	160	0,7	480,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>9,22</b>
<b>80</b>	<b>175</b>	<b>0,8</b>	<b>525,0</b>	<b>0,750</b>	<b>52,09</b>	<b>10,08</b>
90	170,0	0,9	510,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>9,78</b>
100	140	1	420	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,05</b>
110	100	1,1	300	<b>1,032</b>	52,24	<b>5,74</b>
120	50	1,2	150,0	<b>1,126</b>	52,29	<b>2,87</b>

**Tableau 4.60** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 15% d'ajout après 28 jours.

## Essai à 20% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	923,42	g
Masse du moule à vide	512,78	g
Masse de l'éprouvette humide	410,64	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1835,92</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1390,23</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.61** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 28 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	40	0,1	120,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,32</b>
20	67,0	0,2	201,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>3,88</b>
30	78	0,3	234,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>4,51</b>
40	130	0,4	390,0	<b>0,375</b>	51,89	<b>7,52</b>
50	160	0,5	480,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>9,24</b>
<b>60</b>	<b>180</b>	<b>0,6</b>	<b>540,0</b>	<b>0,563</b>	<b>51,99</b>	<b>10,39</b>
70	170	0,7	510,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>9,80</b>
80	160	0,8	480,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>9,21</b>
90	155,0	0,9	465,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>8,92</b>
100	145	1	435	<b>0,938</b>	52,19	<b>8,33</b>

**Tableau 4.62** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 20% d'ajout après 28 jours.

## Essai à 25% laitier :

Diamètre de l'éprouvette	51,70	mm
section initiale $A_0$	2098,22	mm <sup>2</sup>
Hauteur de l'éprouvette H	106,60	mm
Volume total d'éprouvette = $[(\pi * D^2)/4] * H$	223,67	cm <sup>3</sup>
Masse éprouvette humide + moule	931,54	g
Masse du moule à vide	511,57	g
Masse de l'éprouvette humide	419,97	g
Masse volumique du sol $\rho = M/V$	<b>1877,63</b>	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du sol sec $\rho_d = \rho/(1 + W)$	<b>1436,47</b>	kg/m <sup>3</sup>

**Tableau 4.63** Mesure de la densité sèche de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 28 jours.

Déplacements (Div)	Charges verticales (Div)	Déplacements (mm)	Charges verticales (N)	Déformations axiales	Sections transversales (mm <sup>2</sup> )	Déviateurs (N/mm <sup>2</sup> )
0,0	0,0	0,0	0,0	<b>0,000</b>	51,70	<b>0,00</b>
10	51	0,1	153,0	<b>0,094</b>	51,75	<b>2,96</b>
20	120	0,2	360,0	<b>0,188</b>	51,80	<b>6,95</b>
30	160	0,3	480,0	<b>0,281</b>	51,85	<b>9,26</b>
<b>40</b>	<b>185</b>	<b>0,4</b>	<b>555,0</b>	<b>0,375</b>	<b>51,89</b>	<b>10,69</b>
50	175	0,5	525,0	<b>0,469</b>	51,94	<b>10,11</b>
60	130	0,6	390,0	<b>0,563</b>	51,99	<b>7,50</b>
70	120	0,7	360,0	<b>0,657</b>	52,04	<b>6,92</b>
80	100	0,8	300,0	<b>0,750</b>	52,09	<b>5,76</b>
90	90,0	0,9	270,0	<b>0,844</b>	52,14	<b>5,18</b>

**Tableau 4.64** Lectures lors de l'essai UCS pozolanique activé à la chaux à 25% d'ajout après 28 jours.

<b>Essais</b>	<b>OMC Proctor</b>
0	32,03
5	30,89
10	27,93
15	23,69
20	22,49
25	21,50

**Tableau 4.65** Valeurs de la teneur en eau Cible pour un sol non traité.

<b>Essais</b>	<b>MDD Proctor</b>
0	1382,46
5	1390,29
10	1452,91
15	1487,49
20	1521,87
25	1534,14

**Tableau 4.66** Valeurs de la densité sèche Proctor pour un sol non traité.

<b>Essais</b>	<b>OMC Proctor</b>
0	32,03
5	33,04
10	31
15	30
20	32,4
25	30,02

**Tableau 4.67** Valeurs de la teneur en eau Cible pour un sol traité à la chaux.

<b>Essais</b>	<b>MDD Proctor</b>
0	1382,46
5	1366,28
10	1375,02
15	1353,73
20	1359,74
25	1402,27

**Tableau 4.68** Valeurs de la densité sèche Proctor pour un sol traité à la chaux.