

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département : Génie Civil et d'hydraulique  
Ref : .....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية و الري  
المرجع: .....

Thèse présentée en vue de l'obtention  
Du diplôme de  
**Doctorat en sciences**

**Spécialité (Option) : Modélisation des matériaux et structures**

**Comportement des bétons dans les milieux agressifs (cas de  
Biskra).**

Présentée par :  
**SAYAD Youcef**

Soutenue publiquement le .....

**Devant le jury composé de :**

Dr. TAALLAH bachir  
Dr. MEZGHICHE Bouzidi  
Dr. SALIM Guettala  
Dr. GHRIEB Abderrahmane

Maitre de Conférences 'A'  
Maitre de Conférences 'A'  
Professeur  
Maitre de Conférences 'A'

Président  
Rapporteur  
Examineur  
Examineur

Université de Biskra  
Université de Biskra  
Université de DJELFA  
Université de DJELFA

## المخلص

صياذ يوسف	المؤلف
سلوك الخرسانة في الأوساط العدوانية (حالة بسكرة).	العنوان
الدكتور: بوزيدي مزغيش	المشرف على الاطروحة

هجوم الكبريتات الخارجية من بين أسباب الاتلافات الأكثر عدوانية التي تؤثر على ديمومة المنشآت الخرسانية. هذه الإشكالية شائعة جدا في بلدية ليوة ولاية بسكرة، أين تركيز الكبريتات جد مرتفع في التربة و المياه الجوفية.

تعتمد هذه الدراسة على تحضير اسمنت مع اضافات البوزولان الطبيعي مستخرج من منطقة بني صاف الجزائر كمادة اولية لصناعة اسمنت جديد الذي استعمل بنسب [20% ، 30%] بالمائة مكان مادة الكلينكر من وزن الاسمنت. من أجل دراسة خصائص الأسمنت بإضافات بوزولانية والسلوك الميكانيكي للخرسانة في البيئات العدوانية (التربة في بلدية ليوة).

أظهرت النتائج أن هذا الاستبدال يرافقه انخفاض في الخواص الميكانيكية على المدى القصير، بالمقابل يؤدي إلى تحسن كبير في الأداء على المدى الطويل ، خاصة لفترات الحفظ التي تزيد عن 180 يوما. هذا يشير إلى أن إضافة البوزولان الطبيعي إلى الكلنكر يولد تفاعلات كيميائية بطيئة. كما أظهرت النتائج أن الإضافة المستخدمة قد أحدثت تغييراً ملحوظاً في الخصائص الفيزيائية للأسمنت المحضر.

تم إجراء المراقبة باستخدام مجهر المسح الإلكتروني على العينات ( $W / C = 0.6$ ) من أجل تصور أفضل للتطورات المختلفة للبنية المجهرية للمصفوفة الاسمنتية. تظهر الملاحظة مع مجهر المسح الإلكتروني أن هناك تدهور في السطح الخارجي للعينات بسبب الظواهر البيوكيميائية التي تنتج عن هجوم كبريتات في التربة. كما ان النتائج اظهرت ايضا أن العينة المشكلة من [20% , 30%] من البوزولان تتمتع بتوزيع متجانس وكثيف لأجزاء المادة

وأخيرا، لاحظنا أن أحسن الخواص الميكانيكية والفيزيائية على الاسمنت المركب الذي يحتوي على التوالي [20% , 30%] من البوزولان يقوم بالتقليل من المسامية للمياه، وتحسين ديمومة الخرسانة ، ولا سيما فيما يتعلق ضد هجوم الكبريت الخارجي.

### الكلمات المفتاحية:

الاسمنت ، البوزولان ، الخصائص الفيزيائية والكيميائية والميكانيكية ، العوامل العدوانية ، الديمومة. النفاذية

## Résumé

**AUTEUR :** SAYAD Youcef

**TITRE :** COMPORTEMENT DES BÉTONS DANS LES MILIEUX  
AGRESSIFS (CAS DE BISKRA).

**DIRECTEUR DE  
THESE :** Dr: BOUZIDI. Mezghiche

L'attaque sulfatique externe est l'une des causes de détériorations les plus agressives qui affecte la durabilité des structures en béton. Cette problématique est très courante dans les régions de la commune de Lioua willaya de Biskra, où les concentrations des sulfates sont très élevées dans les sols, et dans les eaux souterraines.

Cette étude s'est basée sur la préparation du ciment avec la pouzzolane naturelle de Béni-Saf (Algérie) en remplaçant un certain pourcentage de clinker par deux pourcentages de l'ajout [20%, 30%] du poids de ciment. Afin d'étudier les caractéristiques du ciment à base de pouzzolane et le comportement mécanique du béton en milieu agressif (sol dans la commune de Lioua).

Les résultats ont montré que cette substitution s'accompagne d'une diminution des propriétés mécaniques à court terme, par contre, elle conduit à une importante amélioration à long terme, en particulier pour durées de conservation supérieures à 180 jours. Ceci indique que l'addition de la pouzzolane naturelle au clinker génère des réactions chimiques lentes. Les résultats ont montré également que l'ajout utilisé entraîne un changement remarquable des caractéristiques physiques des ciments préparés.

Une observation au microscope électronique à balayage a été réalisée sur les échantillons de rapport (E/C = 0,6) afin de mieux visualiser les différentes modifications de la microstructure de la matrice. L'observation au MEB montre qu'il y'a une détérioration de la surface externe des échantillons par les phénomènes biochimiques qui sont provoqués par une attaque sulfatique dans le sol. Les résultats ont également montré que le ciment contenant de [20%, 30%] de pouzzolane montrent une répartition homogène et dense des parties du matériau.

Enfin les meilleures performances mécaniques et physiques ont été observées sur le ciment composé contenant respectivement (20%,30%) de pouzzolane, ce dernier diminue la porosité et la perméabilité à l'eau et améliore la durabilité des bétons, notamment vis-à-vis de l'attaque sulfatique externe.

### **Mots clés :**

Ciment, pouzzolane, caractéristiques physico-chimiques et mécaniques, , , agents agressifs, durabilité. Perméabilité

## Abstract

**AUTHOR :** SAYAD Youcef

**TITLE:** BEHAVIOR OF CONCRETE IN AGGRESSIVE ENVIRNMENTS (CASE OF BISKRA).

**DIRECTOR OF THESIS :** Dr: BOUZIDI. Mezghiche

External sulfate attack (ESA) is one of the deteriorating causes that affect the durability of concrete structures. This problem is very common in the city of LIOUA in Biskra State, Algeria, where the concentration of sulphate in groundwater and soil is very high.

This study used natural pozzolan from Béni-saf (Algeria) to prepare cement by replacing a certain percentage of clinker with two percentages of the cement weight [20%, 30%]. In order to study the characteristics of pozzolan-based cement and the mechanical behavior of concrete in an aggressive environment (soil in LIOUA city).

The results have shown that this replacement is accompanied by a reduction in mechanical properties in the short term; on the other hand, it leads to a significant improvement in the long term, especially for storage periods greater than 180 days. This indicates that the addition of the natural pozzolan to the clinker generates slow chemical reactions. The results also showed that the addition used has brought about a remarkable change in the physical characteristics of the cement prepared.

Observe the ratio sample ( $E / C = 0.6$ ) with a scanning electron microscope (SEM) to better observe the different modifications of the matrix microstructure. SEM observation showed that the outer surface of the sample was degraded due to the biochemical phenomenon caused by sulfate erosion in the soil. The results also show that the cement containing [20%, 30%] pozzolan exhibits a uniform and dense distribution of all parts of the material.

Finally, the best mechanical and physical properties were observed on composite cements containing (20%, 30%) pozzolans respectively. The latter reduces porosity and water permeability, and improves the durability of concrete, especially In terms of resistance to external forces, sulfate attacks.

**Key words:**

Cement, Pozzolan, Physico-chemical, Mechanical, Aggressive agents, Durability, Permeability.

# Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes parents et ma femme dont le soutien et les encouragements ont permis à ce travail de voir le jour,

Mon frère, mes soeurs et ma belle famille pour leur soutien, leur encouragement, leur affection et leur patience,

Tous mes amis.

## REMERCIEMENTS

En premier lieu, je remercie le BON Dieu, clément et miséricordieux qui m'a permis de réaliser ce travail.

Ce travail de thèse a été réalisé au Laboratoire de Génie civil de l'Université Mohamed Kheider Biskra (LGCB), sous la direction scientifique du **Dr. Bouzidi Mezghiche**, maître de conférences, que je tiens à remercier sincèrement et chaleureusement pour son soutien, ses remarques pertinentes et l'apport de ses connaissances qui ont énormément enrichi ma formation, ainsi que pour la confiance et l'intérêt qu'il m'a accordés.

J'exprime mes vifs remerciements à Monsieur le Professeur **TAALLAH bachir** président de jury, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance, je tiens à lui exprimer ma profonde reconnaissance.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements aux membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'être membre de jury et de bien vouloir juger ce travail.

- **Pr. SALIM Guettala**
- **Dr. GHRIEB Abderrahmane.**

Mes remerciements les plus sincères à mon frère le **Dr. Elhachmi Gattef**, qui m'a dirigé et orienté avec patience, a su guider mes choix et m'a fait profiter de ses connaissances.

Merci à toute l'équipe du Laboratoire de la cimenterie de Ain-lekbira setif, personnel et toutes les personnes qui ont collaboré de près ou de loin à ce projet : Messoud TAMAARAT, Djabbari M<sup>ed</sup> Lamine, pour leurs disponibilités, leur enthousiasme, leur bonne humeur et pour le partage de leurs connaissances.

Enfin, je remercie très chaleureusement mes parents, ma femme, mes enfants (Baya, Mouhamed et Takoua), mes soeurs, mes frères, mes collègues et tous ceux qui m'ont aidé à finaliser ce travail.



**LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX**



**LISTE DES FIGURES**

**Chapitre I**

<b>Figure I.1</b> Développement de la résistance à la compression de la pâte à base de ciment à la pouzzolane naturelle en fonction de l'âge .....	<b>09</b>
<b>Figure I.2:</b> Porosité des bétons contenant de la pouzzolane naturelle Perméabilité aux chlorures des bétons contenant de la pouzzolane naturelle	<b>12</b>
<b>Figure I.3:</b> Perméabilité aux chlorures des bétons contenant de la pouzzolane naturelle	<b>13</b>
<b>Figure I.4 :</b> Représentation de la composition du béton .....	<b>16</b>
<b>Figure I.5 :</b> Processus de fabrication du ciment Portland .....	<b>18</b>
<b>Figure I.6 :</b> Image d'une section polie d'un clinker réalisée au Microscope Electronique à Balayage en électrons rétrodiffusés .....	<b>19</b>
<b>Figure I.7 :</b> Formation des quatre phases principales du clinker .....	<b>20</b>
<b>Figure I.8 :</b> Principe de fabrication du ciment Portland .....	<b>21</b>
<b>Figure I.9:</b> développement et hydratation d'une pâte de ciment .....	<b>23</b>
<b>Figure I.10</b> Comparaison de la résistance à la compression des phases du ciment en cours d'hydratation .....	<b>24</b>
<b>Figure I.11 :</b> Cinétique d'hydratation du C3S .....	<b>25</b>
<b>Figure I.12</b> Cristaux de la bélite sous microscope électronique à balayage .....	<b>26</b>
<b>Figure I.13 :</b> Cinétique d'hydratation du C3A .....	<b>27</b>
<b>Figure I.14:</b> Morphologies des hydrates (MEB) .....	<b>28</b>
<b>Figure I.15.</b> Monosulfoaluminate (2µm) et Aiguilles d'ettringite (3µm) .....	<b>29</b>
<b>Figure I.16:</b> Représentation schématique de la courbe calorimétrique de l'hydratation du ciment d'après Bensted .....	<b>30</b>
<b>Figure I.17 :</b> Simplification du mécanisme d'hydratation des grains de ciment .....	<b>31</b>
<b>Figure I.18:</b> Morphologie des <b>C-S-H</b> : <b>(a)</b> Image en MEB des <b>C-S-H</b> , poussant la surface des grains d'alite <b>(b)</b> :image des <b>C-S-H</b> en microscopie à force atomique .....	<b>32</b>
<b>Figure I.19:</b> Représentation schématique de la structure du C-S-H et relation avec la morphologie...	<b>33</b>
<b>Figure I.20 (a)</b> Structure cristalline de la portlandite ; <b>(b)</b> Image en microscopie électronique à balayage de cristaux de portlandite, la morphologie est un reflet de la structure hexagonale .....	<b>34</b>
<b>Figure I.21 (a)</b> Structure cristalline de l'ettringite ; <b>(b)</b> : image en microscopie électronique à balayage de cristaux d'ettringite .....	<b>35</b>
<b>Figure I.22 :</b> Influence de la température sur la prise des ciments .....	<b>35</b>
<b>Figure I.23:</b> Photos des différents types de granulats .....	<b>37</b>
<b>Figure I.24 :</b> Utilisation et estimation de la disponibilité des <b>MCS</b> et des fins .....	<b>40</b>
<b>Figure I.25</b> Evolution de la substitution du clinker par les entreprises <b>CSI WBCSD</b> .....	<b>41</b>

## LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

<b>Figure I.26</b> Origines des matériaux pouzzolaniques .....	<b>43</b>
<b>Figure I.27</b> : Effet de la pouzzolane sur l'expansion des mortiers immergés dans une solution à 1% de sulfate de magnésium .....	<b>44</b>
<b>Figure I.28</b> Relation entre la perméabilité, la résistance à la compression et le niveau de porosité du béton .....	<b>57</b>
<b>Figure I.29</b> Différentes formes de pores dans la pâte de ciment durcie classées par taille .....	<b>58</b>
<b>Figure I.30</b> Influence du degré d'interconnectivité sur la perméabilité de la pâte .....	<b>59</b>
<b>Chapitre II</b>	
<b>Figure II.1</b> Répartition des sols salins du biskra .....	<b>67</b>
<b>Figure II.2:</b> Situation géographique de la Wilaya de Biskra .....	<b>70</b>
<b>Figure II.3</b> : Localisation des régions selon le degré d'agressivité de leur milieu souterrain .....	<b>75</b>
<b>Figure II.4</b> : Progression de la carbonatation de bétons en fonction du temps d'exposition .....	<b>77</b>
<b>Figure II.5</b> : Principe de la formation de la carbonatation (Coupe théorique d'un mur en béton) ....	<b>79</b>
<b>Figure II.6:</b> Schéma des réactions chimiques entre les hydrates de la pâte de ciment et les ions sulfate de la solution de sulfate de sodium .....	<b>83</b>
<b>Figure II.7</b> Schéma du processus de l'attaque sulfatique externe, dans le cas du sulfate de sodium..	<b>85</b>
<b>Figure II.8:</b> Cristallisation du gypse pendant l'attaque des sulfates .....	<b>88</b>
<b>Figure II.9</b> : Aperçu d'aiguilles d'ettringite secondaire .....	<b>89</b>
<b>Figure II.10</b> : Formation d'aiguilles d'ettringite secondaire au sein d'un pore .....	<b>89</b>
<b>Chapitre III</b>	
<b>Figure III.1</b> : DRX du ciment CEM II/A 42,5 .....	<b>94</b>
<b>Figure III.2</b> : DRX du ciment CEM I (CRS) .....	<b>94</b>
<b>Figure III.3:</b> Courbes granulométriques des granulats .....	<b>103</b>
<b>Figure III.4</b> : Utilisation de la courbe granulaire de référence .....	<b>106</b>
<b>Figure III.5</b> : Schématisation du dispositif pour l'essai de résistance à la flexion .....	<b>110</b>
<b>Figure III.6</b> Types de rayons réémis, absorbés et transmis lors d'un bombardement d'électrons sur un échantillon de matière .....	<b>114</b>
<b>Figure III.7</b> Préparation des échantillons Laboratoire de GC de l'Université de Biskra /2018) .....	<b>117</b>
<b>Chapitre IV</b>	
<b>Figure IV.1</b> : Résultats de la surface spécifique de Blaine .....	<b>122</b>
<b>Figure IV.2</b> : Evolution de l'affaissement des bétons .....	<b>125</b>
<b>Figure IV.3</b> : Evolution de l'affaissement en fonction de la surface spécifique .....	<b>126</b>
<b>Figure IV.4</b> : Evolution du temps de prise en fonction du type des bétons laitier .....	<b>127</b>
<b>Figure IV.5</b> : Variation de la masse volumique .....	<b>129</b>

## LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

<b>Figure IV.6 A/</b> Dispositif expérimental pour l'essai d'absorption capillaire .....	<b>131</b>
<b>Figure IV.6 B/</b> Schéma du dispositif de la mesure de l'absorption d'eau par capillarité .....	<b>131</b>
<b>Figure IV.7</b> Variation du coefficient d'absorption d'eau pour différentes types des bétons étudiés à l'âge de 28 jours .....	<b>131</b>
<b>Figure IV.8</b> Variation du coefficient d'absorption d'eau pour différentes types des bétons étudiés à l'âge de 360 jours .....	<b>132</b>
<b>Figure: IV.9</b> Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour les différents type de ciment placé dans le sol agressif .....	<b>135</b>
<b>Figure: IV.10</b> Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour les différents type de ciment immergé dans l'eau potable .....	<b>135</b>
<b>Figure : IV.11</b> Variations des résistances à la flexion en fonction de l'âge pour les différents type de ciment placé dans l'eau potable .....	<b>138</b>
<b>Figure : IV.12</b> Variations des résistances à la flexion en fonction de l'âge pour les différents type de ciment immergé dans le sol agressif .....	<b>139</b>
<b>Figure : IV.13:</b> Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton $\epsilon_{1el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>142</b>
<b>Figure : IV.14:</b> Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton $\epsilon_{1el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>143</b>
<b>Figure IV.15:</b> Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton $\epsilon_{1el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>143</b>
<b>Figure : IV.16:</b> Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton $\epsilon_{1Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes <b>CEM II/A-P1, CEM II/B-P2, CEM II/A-L, CEM-IV et CEM I CRS</b> .....	<b>144</b>
<b>Figure : IV.17:</b> Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton $\epsilon_{1Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes <b>CEM II/A-P1, CEM II/B-P2, CEM II/A-L, CEM-IV et CEM I CRS</b> .....	<b>145</b>
<b>Figure : IV.18:</b> Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton $\epsilon_{1Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>145</b>
<b>Figure : IV.19:</b> Déformation élasto-instantanées transversales du béton $\epsilon_{2el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>146</b>
<b>Figure : IV.20:</b> Déformation élasto-instantanées transversales du béton $\epsilon_{2el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>147</b>
<b>Figure : IV.21:</b> Déformation élasto-instantanées transversales du béton $\epsilon_{2el}$ en fonction des	<b>147</b>

contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	
<b>Figure : IV.22:</b> Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton $\epsilon_{2Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>148</b>
<b>Figure : IV.23:</b> Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton $\epsilon_{2Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>149</b>
<b>Figure : IV.24:</b> Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton $\epsilon_{2Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>149</b>
<b>Figure : IV.25:</b> Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton $\epsilon_{1el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>150</b>
<b>Figure : IV.26:</b> Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton $\epsilon_{1el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>151</b>
<b>Figure : IV.27:</b> Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton $\epsilon_{1el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>151</b>
<b>Figure : IV.28:</b> Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton $\epsilon_{1Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes <b>CEM II/A-P1, CEM II/B-P2, CEM II/A-L, CEM-IV et CEM I CRS</b> .....	<b>152</b>
<b>Figure : IV.29:</b> Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton $\epsilon_{1Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS</b> .....	<b>153</b>
<b>Figure : IV.30:</b> Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton $\epsilon_{1Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes <b>CEM II/A-P1, CEM II/B-P2, CEM II/A-L, CEM-IV et CEM I CRS</b> .....	<b>153</b>
<b>Figure : IV.31:</b> Déformation élasto-instantanées transversales du béton $\epsilon_{2el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes <b>CEM II / A-P1,</b>	<b>154</b>

CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	
<b>Figure : IV.32:</b> Déformation élasto-instantanées transversales du béton $\epsilon_{2el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	155
<b>Figure : IV.33:</b> Déformation élasto-instantanées transversales du béton $\epsilon_{2el}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	155
<b>Figure : IV.34:</b> Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton $\epsilon_{2Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	156
<b>Figure : IV.35:</b> Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton $\epsilon_{2Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	157
<b>Figure : IV.36:</b> Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton $\epsilon_{2Tel}$ en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	157
<b>Figure : IV.37:</b> Module de déformabilité $E$ du béton en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	158
<b>Figure : IV.38:</b> Module d'élasticité $E$ à 28 jours du béton prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	159
<b>Figure : IV.39:</b> Module de déformabilité $E$ du béton en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	159
<b>Figure : IV.40:</b> Module d'élasticité $E$ à 180 jours du béton CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	160
<b>Figure : IV.41:</b> Module de déformabilité $E$ du béton en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	160
<b>Figure : IV.42:</b> Module d'élasticité $E$ à 360 jours du béton CEM II / A-P1, CEM II / B-P2,	161

CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	
<b>Figure : IV.43:</b> Module de déformabilité <b>E</b> du béton en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 28 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	<b>161</b>
<b>Figure : IV.44:</b> Module d'élasticité <b>E</b> à 28 jours du béton prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	<b>162</b>
<b>Figure : IV.45:</b> Module de déformabilité <b>E</b> du béton en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	<b>162</b>
<b>Figure : IV.46:</b> Module d'élasticité <b>E</b> à 180 jours du béton CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	<b>163</b>
<b>Figure : IV.47:</b> Module de déformabilité <b>E</b> du béton en fonction des contraintes relatives $\eta$ à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	<b>163</b>
<b>Figure : IV.48:</b> Module d'élasticité <b>E</b> à 360 jours du béton CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS .....	<b>164</b>
<b>Figure : IV.49:</b> Evolution des modules élastiques des bétons en fonction du temps Résistance prismatiques ( <b>R<sub>pr</sub></b> ) et cubiques ( <b>R<sub>c</sub></b> ) .....	<b>164</b>
<b>Figure : IV.50:</b> Résistance mécanique à la compression cubiques ( <b>R<sub>c</sub></b> ) et prismatiques ( <b>R<sub>pr</sub></b> ) des bétons CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS ...	<b>165</b>
<b>Figure IV.51_</b> Variation du coefficient de perméabilité du béton en fonction du temps et du type de ciment immergé dans l'eau potable .....	<b>168</b>
<b>Figure IV.52</b> Variation du coefficient de perméabilité du béton en fonction du temps et du type de ciment placé dans le sol agressif .....	<b>169</b>
<b>Figure IV.53:</b> Observation au MEB de la microstructure interne des éprouvettes des bétons conservées à de milieux (a) l'eau potable (b) sol agressif .....	<b>175</b>
<b>Figure IV.54:</b> Observation au MEB de la microstructure interne des éprouvettes de béton conservées à de milieux (a) l'eau potable (b) sol agressif .....	<b>177</b>
<b>Figure IV.55:</b> courbes représentatives d'EDS de différents échantillons conservées à de milieux (a) l'eau potable (b) sol agressif .....	<b>181</b>
<b>Figure IV.56 :</b> Pourcentage de l'oxygène dans les deux milieux (1) conservée dans l'eau potable (2) conservée dans le sol agressif .....	<b>182</b>
<b>Figure IV.57:</b> Aspect des éprouvettes à la sortie de sol agressif .....	<b>184</b>

### LISTE DES PHOTOS

#### Chapitre II

<b>Photo II.1:</b> La présence des calcaires dans le sol (commune de Lioua) .....	<b>67</b>
<b>Photo II.2:</b> Le sol est riche en carbonate de calcium (commune de Lioua) .....	<b>69</b>
<b>Photo II.3:</b> L'environnement de la zone d'étude (commune de Lioua) .....	<b>71</b>
<b>Photo II.4:</b> Carte de situation géographique de la commune de LIOUA .....	<b>72</b>
<b>Photo II.5:</b> Nous notons la détérioration de la surface des échantillons de béton placés dans le sol (commune de Lioua) .....	<b>78</b>

#### Chapitre III

<b>Photo III.1 :</b> Concassage et broyage de clinker laboratoire de cimenterie de AIN LEKBIRA (SETIF) 08/2017 .....	<b>96</b>
<b>Photo III.2 :</b> L'appareil de marque Cubix XRF utilisé pour la détermination des taux des oxydes du matériau, Laboratoire de-Ain Lekbira (09/2017) (SETIF) .....	<b>101</b>
<b>Photo III.3:</b> Localisations du bassin (Sable d'Oued de Lioua, Biskra) .....	<b>102</b>
<b>Photo III.4 :</b> Conservation des éprouvettes dans sol agressif .....	<b>104</b>
<b>Photo III.5 :</b> Eprouvettes de conservation (a) Bassin d'eau, (b) L'échantillon placé dans la tranchée .	<b>108</b>
<b>Photo III.6 :</b> Essai de perméabilité. (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra /2018) .....	<b>113</b>
<b>Photo III.7 :</b> Microscope électronique à balayage de l'université de BISKRA .....	<b>116</b>
<b>Photo III.8:</b> Imprégnation de la résine, polissage et métallisation des échantillons pour observation au MEB .....	<b>117</b>

#### Chapitre IV

<b>Photo IV.1 :</b> Détérioration de la surface des échantillons de béton placés dans le sol (commune de Lioua) .....	<b>137</b>
<b>Photo IV.2 :</b> Appareillage d'essai de perméabilité .....	<b>167</b>
<b>Photo IV.3:</b> La perméabilité du béton placé dans le sol (commune de Lioua) .....	<b>171</b>
<b>Photo IV.4 :</b> Microscope électronique à balayage de l'université de Biskra .....	<b>172</b>

**LISTE DES TABLEAUX**

**Chapitre I**

<b>Tableau I.1.</b> Classification des ajouts selon leur réactivité .....	<b>42</b>
<b>Tableau I.2</b> Composition chimique de quatre pouzzolanes .....	<b>46</b>
<b>Tableau I.3</b> Analyse chimique comparative des teneurs en oxydes de pouzzolanes de Béni-Saf .....	<b>47</b>

**Chapitre II**

<b>Tableau II.1 :</b> Le classement des Wilayas touchées par la salinité des sols .....	<b>65</b>
---	-----------

**Chapitre III**

<b>Tableau III.1 :</b> Composition chimique des différents types de ciments .....	<b>93</b>
<b>Tableau III.2 :</b> Caractéristiques des ciments .....	<b>95</b>
<b>Tableau III.3 :</b> La composition chimique et minéralogique du clinker .....	<b>96</b>
<b>Tableau III.4:</b> Composition chimique et caractéristique physique de la pouzzolane naturelle en (%)	<b>97</b>
<b>Tableau III.5 :</b> Composition chimique des graviers (%) .....	<b>99</b>
<b>Tableau III.6 :</b> Masses volumiques apparentes et absolues des graviers .....	<b>100</b>
<b>Tableau III.7 :</b> Propriétés physiques du sable d'oued .....	<b>100</b>
<b>Tableau III.8 :</b> Composition chimique du sable d'oued .....	<b>101</b>
<b>Tableau III.9 :</b> Les résultats des analyses CaCo <sub>3</sub> .....	<b>104</b>

**Chapitre IV**

<b>Tableau IV.1:</b> Résultats des masses volumiques absolues .....	<b>121</b>
<b>Tableau IV.2 :</b> Résultats de la masse volumique apparente .....	<b>121</b>
<b>Tableau IV.3 :</b> Résultats de la surface spécifique de Blaine .....	<b>122</b>
<b>Tableau IV.5:</b> Résultats de l'affaissement des bétons étudiés .....	<b>125</b>
<b>Tableau IV.6:</b> Appréciation de la consistance en fonction de l'affaissement au cône .....	<b>125</b>
<b>Tableau IV.7 :</b> Temps de début et de fin de prise pour différents types des ciments étudiés .....	<b>127</b>
<b>Tableau IV.8:</b> Masse volumique apparente des bétons à l'état frais.....	<b>129</b>
<b>Tableau IV.9:</b> Résistances mécaniques à la compression des bétons .....	<b>134</b>
<b>Tableau IV.10:</b> Résistances mécaniques à la traction par flexion des bétons .....	<b>138</b>
<b>Tableau IV.11:</b> Résistances mécaniques à la perméabilité des bétons .....	<b>168</b>

### LISTE DES ABREVIATIONS

<b>CEM I (CRS)</b>	<b>Ciment Portland.</b>
<b>CEM IV / A</b>	<b>Ciment Portland composé pouzzolanique.</b>
<b>CEM II / A-P1</b>	<b>Ciment Portland composé avec 20% Pouzzolane</b>
<b>CEM II / B-P2</b>	<b>Ciment Portland composé avec 30% Pouzzolane</b>
<b>MEB</b>	<b>Microscope électronique à balayage</b>
<b>CSI WBCSD</b>	<b>World Business Council for Sustainable Development-Cément Sustainability Initiative</b>
<b>ASTM</b>	<b>American Society for Testing and Materials</b>
<b>EN</b>	<b>Norme Européenne définitive</b>
<b>ENV</b>	<b>Prénorme européenne</b>
<b>NF</b>	<b>Norme Française</b>
<b>NFP</b>	<b>Norme Française applicable au bâtiment et génie civil</b>
<b>GN</b>	<b>Gravier naturel</b>
<b>SN</b>	<b>Sable naturel</b>
<b>FS</b>	<b>Fumée de silice</b>
<b>ADEME</b>	<b>Agence de l'environnement et de la maîtrise de l'énergie</b>
<b>BTP</b>	<b>Bâtiment et travaux publics</b>
<b>BT</b>	<b>Béton témoin</b>
<b>S</b>	<b>Laitier</b>
<b>Z</b>	<b>Pouzzolane</b>
<b>D</b>	<b>Fumée de silice</b>
<b>L</b>	<b>Filler calcaire</b>

## Notation cimentaire

Eléments	Formules chimiques
Chaux	CaO
Silice	SiO <sub>2</sub>
Magnésium	MgO
Alumine	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
SilicatetricalciqueC3S(Alite)	3CaO.SiO <sub>2</sub>
SilicatebicalciqueC2S (Belite)	2CaO.SiO <sub>2</sub>
AluminatetricalciqueC3A	3CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
FerroaluminatecalciqueC4AF(Célite)	4CaO .Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
Portlandite (CH)	Ca(OH) <sub>2</sub>
Silicatesdecalciumhydratés(CSH)	CaO.SiO <sub>2</sub> .1(H <sub>2</sub> O)
Ettringite	Ca <sub>6</sub> Al <sub>2</sub> (SO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub> (OH) <sub>12</sub> .26H <sub>2</sub> O
Gypse	CaSO <sub>4</sub> .2H <sub>2</sub> O
Brucite	Mg(OH) <sub>2</sub>
Calcite	CaCO <sub>3</sub>

LISTE DES SYMBOLES

Notations		Unités
$E_{ij}$	Module de déformation longitudinale instantanée	(MPa)
$E_{vj}$	Module de déformation différée	(MPa)
$E_g$	Module élastique du granulat	(MPa)
$E_m$	Module élastique de la matrice	(MPa)
$g$	Concentration en granulat	(kg/m <sup>3</sup> )
$g^*$	Compacité maximale	
$D_r$	Diamètre final de l'étalement	(cm)
$D_i$	Diamètre initial de l'étalement	(cm)
$m_i$	Masse de béton avant compactage	(kg)
$m_f$	Masse de béton après compactage	(kg)
$f_{c28}$	Résistance à la compression	(MPa)
$f_{t28}$	Résistance à la traction	(MPa)
$R_f$	Résistance en flexion	(MPa)
$P$	Charge de rupture	(N)
$l$	Distance entre appuis	(cm)
$b$	largeur de la section transversale	(cm)
$h$	hauteur de la section transversale	(cm)
$E$	Module de Young	(MPa)
$\sigma$	contrainte	(MPa)
$\varepsilon$	Déformation	(mm/mm)
$P$	Charge de destruction	(daN)
$F$	Aire de la section de l'éprouvette	(cm <sup>2</sup> )
$\sigma_1$	Accroissement de la contrainte de zéro conventionnel au niveau de 30% de la charge de destruction	(MPa)
$P_1$	Charge de destruction correspondante	(daN)
$\varepsilon_{1el}$	Accroissement des déformations relatives élasto-instantanées longitudinales pour une charge $P_1$	(mm/mm)
$\varepsilon_{2el}$	Accroissement des déformations relatives élasto-instantanées transversales pour une charge $P_1$	(mm/mm)
$\Delta l_1$ et $\Delta l_2$	Accroissement absolu des déformations longitudinales et transversales des éprouvettes correspondant à l'accroissement des contraintes	(mm)

## LISTE DES ABREVIATIONS

---

<b>l1 et l2</b>	Les bases fixes pour les mesures de déformation longitudinales et transversales des éprouvettes	<b>(mm)</b>
<b>M</b>	Masse du récipient après rasage de la surface	<b>(g)</b>
<b>M0</b>	Masse du récipient à vide	<b>(g)</b>
<b>V</b>	Volume du récipient	<b>(cm<sup>3</sup>)</b>
<b>ρ</b>	Masse volumique réelle de l'échantillon	<b>(g/l)</b>
<b>M<sub>s</sub></b>	Masse de l'échantillon soumis à l'essai	<b>(g)</b>
<b>D</b>	Diamètre du cylindre	<b>(cm)</b>
<b>h</b>	Hauteur de l'échantillon	<b>(cm)</b>
<b>M<sub>vr</sub></b>	Masse volumique réelle du matériau utilisé	<b>(kg/m<sup>3</sup>)</b>
<b>d Apparente</b>	Densité apparente	
<b>d Absolue</b>	Densité Absolue	
<b>T</b>	Température mesurée	<b>(°C)</b>
<b>M</b>	Masse du récipient après rasage de la surface	<b>(g)</b>

---

# SOMMAIRE

---

Table des matières

ملخص .....	i
RÉSUMÉ .....	ii
ABSTRACT .....	iii
DÉDICACES .....	iv
REMERCIEMENTS .....	v
SOMMAIRE .....	vi
LISTE DES FIGURES .....	xiii
LISTE DES TABLEAUX .....	xxii
INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	1
Problématique .....	4
Objectifs de l'étude .....	5
Plan de travail .....	6

**PARTIE A : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUES**

**Chapitre I  
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

<b>I.1 INTRODUCTION .....</b>	<b>08</b>
<b>I.2 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES TRAVAUX DE RECHERCHE POUZZOLANIQUE .....</b>	<b>08</b>
<b>I.3 LE BETON HYDRAULIQUE .....</b>	<b>15</b>
<b>I.4 LES COMPOSANTS .....</b>	<b>16</b>
<b>I.4.1 Le ciment portland .....</b>	<b>16</b>
I.4.1.1 Fabrication de ciment .....	17
I.4.1.2 Matières premières pour la fabrication du ciment portland .....	18
I.4.1.3 Classification des ciments en fonction de leur composition .....	19
I.4.1.4 Les constituants du ciment portland .....	19
I.4.1.4.1 <i>Silicate tricalcique (C3S)</i> .....	21
I.4.1.4.2 <i>Silicate bicalcique (C2S)</i> .....	21
I.4.1.4.3 <i>Aluminate tricalcique (C3A)</i> .....	22
I.4.1.4.4 <i>Aliminoferrite tétracalcique (C4AF)</i> .....	22
I.4.1.5 Hydratation du ciment Portland .....	22
I.4.1.5.1 <i>Introduction</i> .....	22
I.4.1.5.2 <i>Hydratation du silicate tricalcique C3S</i> .....	25
I.4.1.5.3 <i>Hydratation du silicate bicalcique C2S</i> .....	25
I.4.1.5.4 <i>Hydratation de l'aluminate tricalcique (C3A)</i> .....	26
I.4.1.5.5 <i>Hydratation du C4AF</i> .....	27
I.4.1.5.6 <i>Hydratation du silicate calcique</i> .....	29
I.4.1.5.7 <i>Evolution de l'hydratation</i> .....	29

a) Premier pic .....	30
b) Deuxième pic .....	30
c) Troisième pic .....	31
I.4.1.6 Les propriétés des produits d'hydratation .....	31
I.4.1.6.1 Les silicates de calcium hydraté C-S-H .....	31
I.4.1.6.2 Précipitation des hydrosilicates de calcium (C-S-H) .....	33
I.4.1.6.2.1 La portlandite Ca(OH) <sub>2</sub> .....	33
I.4.1.6.2.2 Ettringite .....	34
I.4.1.7 Propriétés du ciment au cours du durcissement .....	35
I.4.1.7.1 Le temps de prise .....	35
I.4.1.7.2 Consistance et fluidité .....	36
I.4.1.7.3 Stabilité .....	36
<b>I.4.2 les granulats .....</b>	<b>36</b>
I.4.2.1 Les différents types de granulats .....	36
I.4.2.1.1 Les granulats naturels .....	37
I.4.2.1.2 Les Granulats Alluvionnaires .....	38
I.4.2.1.3 Les Granulats de Carrières .....	38
I.4.2.1.4 Les granulats artificiels .....	38
I.4.2.1.4.1 Recyclé .....	38
<b>I.4.3 le sable .....</b>	<b>38</b>
<b>I.4.4 l'eau de gâchage .....</b>	<b>39</b>
<b>I.5 ADDITIONS MINERALES .....</b>	<b>39</b>
<b>I.5.1. définition des additions .....</b>	<b>39</b>
<b>I.5.2. Les ajouts minéraux dans les ciments .....</b>	<b>40</b>
<b>I.5.3 Classification des ajouts cimentaires .....</b>	<b>41</b>
<b>I.5.3.1 Pouzzolanes .....</b>	<b>42</b>
<b>I.5.3 Etude de variabilité de la pouzzolane naturelle de beni-saf.....</b>	<b>46</b>
I.5.3.1 Variabilité de couleur .....	46
I.5.3.2 Variabilité chimique .....	47
<b>I.5.4 Evaluation de l'activité pouzzolanique .....</b>	<b>47</b>
<b>I.5.5 Réaction pouzzolanique .....</b>	<b>48</b>
I.5.5.1 Mécanisme de la réaction pouzzolanique .....	49
<b>I.5.6 Action des additions minérales sur les matériaux cimentaires .....</b>	<b>50</b>
<b>I.6 PROPRIETES DES BETONS .....</b>	<b>50</b>
<b>I.6.1 Propriétés physiques .....</b>	<b>50</b>
I.6.1.1 Ouvrabilité .....	50
I.6.1.2 Le retrait .....	51
I.6.1.2.1 Retrait plastique .....	51

I.6.1.2.2 <i>Retrait endogène</i> .....	52
I.6.1.2.3 <i>Retrait de séchage</i> .....	52
I.6.1.2.4 <i>Retrait thermique</i> .....	53
I.6.1.2.5 <i>Retrait de carbonatation</i> .....	53
I.6.1.3 Déformabilité .....	53
I.6.1.3.1 <i>Définition de la rhéologie</i> .....	53
I.6.1.3.2 <i>Module d'élasticité</i> .....	53
I.6.1.3.2.1 <i>Le modèle bisphère</i> .....	54
I.6.1.3.2.2 <i>Modèle trisphère du module d'élasticité</i> .....	55
<b>I.6.2 Propriétés mécaniques</b> .....	<b>55</b>
I.6.2.1 Résistance mécanique .....	55
I.6.2.2 Résistance à la compression .....	56
I.6.2.3 Résistance à la traction .....	56
I.6.2.4 La résistance en traction par fendage .....	56
I.6.2.5 La résistance en traction directe .....	56
<b>I.7.3- FACTEURS DE LA DURABILITE</b> .....	<b>56</b>
I.7.3.1-Porosité .....	56
I.7.3.1.1 <i>Types des pores</i> .....	57
a) Dimensions des pores .....	57
b) Géométrie des pores .....	58
I.7.3.1.2 <i>Rôle des pores dans le transport de la matière</i> .....	59
I.7.3.2 Fissuration .....	59
<b>I.8 CONCLUSION</b> .....	<b>60</b>
<b>Chapitre II</b>	
<b>SALINISATION DES SOLS ET PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE</b>	
<b>II.1 INTRODUCTION</b> .....	<b>62</b>
<b>II.2 GENERALITES SUR LES SOLS DES ZONES ARIDES</b> .....	<b>62</b>
II.2.1 <b>Classifications des sols salés</b> .....	<b>63</b>
II.2.2 <b>Origine de la salinisation</b> .....	<b>64</b>
II.2.4 <b>Salinité en Algérie</b> .....	<b>64</b>
II.2.5 <b>Ressources en sols de BISKRA</b> .....	<b>66</b>
II.2.6 <b>Causes de la salinité des sols</b> .....	<b>68</b>
II.2.7 <b>L'origine du calcaire dans le sol</b> .....	<b>68</b>
<b>II.3 PRESENTATION LA ZONE D'ETUDE</b> .....	<b>69</b>
II.3.1 <b>Localisation géographique</b> .....	<b>69</b>
II.3.3 <b>L'environnement de la zone d'étude (Commune de Lioua)</b> .....	<b>70</b>
II.3.4 <b>La zone d'étude</b> .....	<b>71</b>
<b>II.4 GENERALITE SUR L'ATTAQUE SULFATIQUES</b> .....	<b>72</b>
II.4.1 <b>L'attaque sulfatiques</b> .....	<b>72</b>

<b>II.4.2 Aperçu historique</b> .....	<b>74</b>
<b>II.4.3 Mécanismes de dégradation chimiques</b> .....	<b>76</b>
II.4.3.1 Carbonatation du béton .....	<b>76</b>
II.4.3.1.1 Définition .....	<b>76</b>
II.4.3.1.2 Vitesse de carbonatation .....	<b>76</b>
II.4.3.1.3 Conséquence de la carbonatation .....	<b>77</b>
II.4.3.1.4 Facteurs influençant la carbonatation .....	<b>79</b>
<b>II.4.4 L'attaque sulfatiqués externe, ASE</b> .....	<b>80</b>
II.4.4.1 Introduction .....	<b>80</b>
II.4.4.2 Les différents aspects et approches de l'ASE .....	<b>81</b>
II.4.4.3 Aspect physique de l'ASE : Processus de transfert .....	<b>82</b>
II.4.4.4 Aspect chimique de l'ASE : Principales réactions chimiques .....	<b>83</b>
II.4.4.5 Attaque de l'hydroxyde de calcium (la portlandite CH) .....	<b>84</b>
II.4.4.6 Action du sulfate de magnésium .....	<b>85</b>
II.4.4.7 Caractéristiques des produits formes lors de l'attaque sulfatique externe (ASE)..	<b>87</b>
II.4.4.7.1 Gypse .....	<b>87</b>
II.4.4.7.2 Ettringite secondaire .....	<b>88</b>
<b>II.4.5 Résistance à l'attaque par les sulfates des bétons avec ajouts minéraux</b> .....	<b>90</b>
<b>II.4.6 Sources de sulfates</b> .....	<b>91</b>
<b>II.5 CONCLUSION</b> .....	<b>91</b>

## PARTIE B : ETUDE EXPERIMENTALE

### Chapitre III FORMULATION DES BETONS

<b>III.1. INTRODUCTION</b> .....	<b>93</b>
<b>III.2. MATERIAUX</b> .....	<b>93</b>
<b>III.2.1. Le ciment courant</b> .....	<b>93</b>
<b>III.2.2. Le ciment fabrique : CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub></b> .....	<b>95</b>
III.2.2.1 Le clinker .....	<b>95</b>
III.2.2.2 La pouzzolane naturelle .....	<b>96</b>
<b>III.2.2.2.1 Justification de choix d'addition pouzolanique</b> .....	<b>96</b>
<b>III.2.2.2.2 Définition</b> .....	<b>97</b>
<b>III.2.3 Essais de Prise</b> .....	<b>97</b>
<b>III.2.4 Essai de Consistance Normale</b> .....	<b>98</b>
<b>III.2.5 La finesse de mouture du ciment</b> .....	<b>98</b>
<b>III.2.6 La masse volumique apparente</b> .....	<b>98</b>
<b>III.2.7 La masse volumique absolue</b> .....	<b>98</b>
<b>III.2.8 Granulats</b> .....	<b>99</b>

III.2.8.1 Pierre Concassée .....	99
III.2.8.1.1 Compositions chimiques des graviers .....	99
III.2.8.1.2 Masses volumiques .....	99
III.2.8.1.3 Analyse granulométrique .....	100
<b>III.2.9 Sable .....</b>	<b>100</b>
III.2.9.1 Propriété physique .....	100
III.2.9.2 Composition chimique des sables .....	100
III.2.9.3 Zone géographique des gisements .....	101
III.2.9.4 Propreté du sable .....	102
III.2.9.4.1 Equivalent de sable .....	102
<b>III.2.10 Eau de gâchage .....</b>	<b>103</b>
<b>III.2.11 Analyse physico-chimiques des sols effectués au laboratoire.....</b>	<b>103</b>
<b>III.3 FORMULATION .....</b>	<b>104</b>
<b>III.3.1 Introduction .....</b>	<b>104</b>
<b>III.3.2 Formulation de béton .....</b>	<b>105</b>
<b>III.3.3 Utilisation de la courbe granulaire de référence .....</b>	<b>106</b>
<b>III.4 ESSAIS ET PROCEDURES DES BETONS ELABORES .....</b>	<b>107</b>
<b>III.4.1 Composition des bétons .....</b>	<b>107</b>
<b>III.4.2 Confection et cure des éprouvettes .....</b>	<b>108</b>
<b>III.4.3 Malaxage et remplissage du béton .....</b>	<b>108</b>
<b>III.5 PROGRAMME DES ESSAIS .....</b>	<b>109</b>
<b>III.5.1 Maniabilité .....</b>	<b>109</b>
<b>III.6 RESISTANCES MECANIQUES .....</b>	<b>109</b>
<b>III.6.1 Essai de la résistance à la compression .....</b>	<b>109</b>
<b>III.6.2 Essais de résistance à la flexion .....</b>	<b>109</b>
<b>III.6.3 Essai de déformabilité et module d'élasticité .....</b>	<b>110</b>
<b>III.6.4 Perméabilité .....</b>	<b>111</b>
III.6.4.1 Introduction .....	111
III.6.5 Essai de la perméabilité .....	112
<b>III.7 ETUDE MICROSCOPIQUE .....</b>	<b>113</b>
<b>III.7.1 Introduction .....</b>	<b>113</b>
<b>III.7.2 Analyse au microscope à balayage (MEB) .....</b>	<b>113</b>
III.7.2.1 Principe de l'analyse .....	113
III.7.2.2 Observation en mode électrons secondaires .....	115
III.7.2.3 Observation en mode électrons rétrodiffusés .....	115
III.7.2.4 Microanalyse électronique (EDS) .....	116
<b>III.7.3 Préparation des échantillons .....</b>	<b>116</b>
<b>III.8 CONCLUSION .....</b>	<b>118</b>

<b>Chapitre IV</b>	
<b>Résultats Expérimentaux et Interprétations</b>	
<b>IV.1 INTRODUCTION .....</b>	<b>120</b>
<b>IV.2 CARACTERISATION DES MATERIAUX .....</b>	<b>120</b>
<b>IV.2.1 Masse volumique absolu .....</b>	<b>121</b>
<b>IV.2.2 Masse volumique apparente .....</b>	<b>121</b>
<b>IV.2.3 Surface spécifique de Blaine .....</b>	<b>121</b>
<b>IV.3 ESSAIS REALISES SUR LES BETONS .....</b>	<b>123</b>
<b>IV.3.1 A l'état frais .....</b>	<b>123</b>
IV.3.1.1 Effet des additions minérales sur les bétons à l'état frais .....	123
<b>IV.3.2 Propriétés physiques .....</b>	<b>124</b>
IV.3.2.1 Maniabilité .....	124
IV.3.2.1.1 Essai d'affaissement .....	124
IV.3.2.1.1.1 <i>Mesure de l'affaissement au cône d'Abram's</i> .....	124
IV.3.2.1.1.2 <i>Consistance normale et temps de prise</i> .....	126
IV.3.2.1.1.2.1 Effet de la pouzzolane sur le temps de prise .....	128
IV.3.2.2 Mesure de la masse volumique apparente des bétons à l'état frais .....	128
<b>IV.4 ETUDE DU BETON A L'ETAT DURCI .....</b>	<b>130</b>
<b>IV.4.1 Etude de la durabilité .....</b>	<b>130</b>
IV. 4.1.1 Absorption capillaire .....	130
IV. 4.1.1.1 <i>Analyse des résultants de l'absorption capillaire</i> .....	132
<b>IV. 4.2 Résistance mécanique .....</b>	<b>133</b>
IV.4.2.1 Résistance à la compression .....	134
IV.4.2.2 Résistance à la flexion .....	138
IV.4.2.3 Déformabilité .....	141
IV.4.2.3.1 <i>Déformations élasto-instantanées longitudinales <math>\epsilon_{1el}</math> des bétons en fonction des contraintes relatives <math>\eta</math></i> .....	142
IV.4.2.3.2 <i>Déformations élasto-instantanées totales longitudinales <math>\epsilon_{ITel}</math> des bétons en fonction des contraintes relatives <math>\eta</math></i> .....	144
IV.4.2.3.3 <i>Déformations élasto-instantanées transversales <math>\epsilon_{2el}</math> des bétons en fonction des contraintes relatives <math>\eta</math></i> .....	146
IV.4.2.3.4 <i>Déformations élasto-instantanées totales transversales <math>\epsilon_{ITel}</math> des bétons en fonction des contraintes relatives <math>\eta</math></i> .....	148
IV.4.2.3.5 <i>Déformations élasto-instantanées longitudinales <math>\epsilon_{1el}</math> des bétons en fonction des contraintes relatives <math>\eta</math></i> .....	150
IV.4.2.3.6 <i>Déformations élasto-instantanées totales longitudinales <math>\epsilon_{ITel}</math> des bétons en fonction des contraintes relatives <math>\eta</math></i> .....	152

IV.4.2.3.7 Déformations élasto-instantanées transversales $\epsilon_{2el}$ des bétons en fonction des contraintes relatives $\eta$ .....	154
IV.4.2.3.8 Déformations élasto-instantanées totales transversales des bétons $\epsilon_{1Tel}$ des bétons en fonction des contraintes relatives $\eta$ .....	156
IV.4.2.3.9 Module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives $\eta$ pour les bétons.....	158
IV.4.2.3.10 Module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives $\eta$ pour les bétons .....	161
IV.4.2.3.11 Modules élastiques des bétons en fonction du temps .....	164
IV.4.2.3.12 Résistance mécaniques à la compression cubiques ( $R_c$ ) et prismatiques ( $R_{pr}$ ) des bétons .....	165
IV.5.2.4 Essai de perméabilité .....	167
<b>IV.5 ETUDE DU MEB SUR LES BETONS</b> .....	<b>171</b>
<b>IV.5.1 Analyse des observations par Microscope Electronique à Balayage (MEB).</b> .....	<b>172</b>
<b>IV.5.2 Analyses de spectroscopie d'énergie dispersive (EDS)</b> .....	<b>179</b>
<b>IV.6 EXAMEN VISUEL</b> .....	<b>183</b>
<b>IV.7 CONCLUSION</b> .....	<b>185</b>
Conclusion Générale et perspectives .....	186
References bibliographiques .....	192
Annexe .....	205



**INTRODUCTION GENERALE**



### 1) INTRODUCTION GENERALE

Aujourd'hui, la durabilité des structures en béton est un des facteurs importants dans les domaines du génie civil et du génie industriel. C'est une préoccupation de plus en plus mise en avant par les gestionnaires d'ouvrages. Ces derniers exigent des durées de vie de plus en plus longues avec un minimum d'entretien. Par exemple, les ponts, les tunnels, les réseaux d'assainissement ou le patrimoine bâti doivent avoir une longue durée dans le temps. Or la durabilité des ouvrages en béton est étroitement liée à celle du béton lui-même. Ce dernier est un matériau hétérogène et poreux en équilibre chimique réagissant avec son environnement (marin, gel - dégel, pluie ...).

L'environnement des ouvrages en béton, en particulier dans les milieux agressifs, ainsi que la nature des constituants du ciment jouent un rôle prépondérant sur les propriétés mécaniques des ciments. Pour cela, les laboratoires de recherche sur les matériaux travaillent sur le développement de nouveaux composites cimentaires, dans le but d'améliorer les propriétés mécaniques et physiques des ciments et de réduire la consommation d'énergie, qui se traduit par la diminution du taux de gaz carbonique dégagé par les fours industriels

Une grande partie des problèmes de durabilités rencontrés dans les régions chaudes (région de Biskra) résulte de la présence des chlorures et des sulfates (dans le sol ou dans les agrégats...) avec l'aggravation additionnelle de l'effet du climat chaud et aride. Ce manque de durabilité a directement une influence sur la structure de la construction et peut conduire à la détérioration totale d'un grand nombre des constructions.

Toutefois l'attaque chimique des bétons s'effectue principalement sur la portlandite  $\text{Ca(OH)}_2$ , contenue dans la pâte de ciment, mais l'attaque des silicates d'aluminates de chaux hydratés n'est pas négligeable, si les produits de réaction sont solubles, la matrice devient de plus en plus ouverte. C'est pourquoi, dans ces cas, des bétons élaborés avec des ciments composés ou contenant des additions consommatrices de chaux (laitier, cendres volantes, fumées de silice, pouzzolane ...), sont souvent préconisés. La teneur potentielle en hydroxyde de calcium  $\text{Ca(OH)}_2$  est considérée comme un indicateur majeur de durabilité [J, Baron et al, 1992] .

La teneur en additions minérale le cas de pouzzolane naturelle et le calcaire en tant que constituants des ciments ou en tant qu'additions dans les bétons sont généralement favorables à la résistance chimique du béton, d'une part, parce qu'ils réduisent la basicité globale du matériau en consommant la chaux libérée par l'hydratation des silicates C3S et C2S, d'autre part, par leur effet positif sur la microstructure du béton [B, Albert, 2002] .

L'attaque sulfatique externe est définie par la pénétration d'ions sulfates en solution dans un matériau cimentaire. La modification des équilibres chimiques entraîne la dissolution des phases hydratées de la pâte de ciment et la précipitation de nouvelles phases dont la nature dépend des ions en solution [Neville, 2004]. La précipitation de minéraux dans la pâte de ciment durcie peut causer des pressions de cristallisation allant jusqu'à la fissuration du matériau [Müllauer et al, 2013]. L'ettringite est considérée comme le produit principal de l'attaque sulfatique externe et aussi considérée comme la phase cristalline dont la précipitation entraînera des dégâts irréversibles dans le matériau. La précipitation de nouvelles phases s'accompagne de la lixiviation des C-S-H et de la portlandite [Planel et al., 2013], fournissant des ions calcium pour la formation du gypse et de l'ettringite secondaire.

La contribution des additions minérales à l'activité liante du ciment résulte essentiellement de deux effets : physique et chimique. D'une part les additions minérales sont susceptibles de modifier le processus d'hydratation du ciment ainsi que la structuration des produits hydratés et, d'autre part, certaines additions minérales à caractère pouzzolanique ou hydraulique latent peuvent réagir en milieu cimentaire et former de nouveaux produits hydratés. Ces deux effets agissent simultanément et de manière complémentaire sur les performances finales des matériaux durcis.

L'Algérie est un pays en voie de développement et ses besoins en infrastructure sont importants. De grands projets de logements et d'infrastructures sont lancés. Ces projets exigent la disponibilité, la qualité et la durabilité des matériaux cimentaires. L'industrie cimentaire est d'importance primordiale pour ce pays. Il existe quatorze cimenteries avec une capacité de production annuelle d'environ 16 millions de tonnes. L'utilisation des ajouts est très efficace pour augmenter la production du ciment. Actuellement, les travaux de recherche servent à améliorer la résistance mécanique et la durabilité du ciment Portland par l'incorporation des ajouts cimentaires.

L'attaque chimique constitue un sujet d'importance croissante, en raison de la propagation des dommages des structures en béton dans les zones urbaines et industrielles. Bien que le ciment Portland ordinaire est le plus couramment utilisé dans la construction d'infrastructures, sa résistance aux attaques chimiques, tels que les sulfates est un sujet préoccupant de plus en plus à travers tout le monde. Aux plans nationaux et internationaux, de nombreux chercheurs se sont intéressés à cette problématique en vue de comprendre le comportement des bétons soumis aux différentes agressions précitées.

### 2) La problématique (contexte, l'originalité)

Le présent travail de recherche s'inscrit dans le domaine de la recherche sur la technologie des bétons on vue de l'amélioration de certains paramètres influents sur le comportement des bétons à base des ciments contenant des ajouts cimentaires minérales inertes ou actifs.

La nécessité d'obtenir un béton durable à base de divers types des ciments doit conduire à envisager un bon choix de constituants du béton assurant un matériau une résistance mécanique suffisante. Ces conditions indispensables devront être précédées d'études, des ciments, des adjuvants et des granulats utilisés pour la confection des bétons. Par conséquent, la substitution du ciment Portland par des ajouts cimentaires minérales inertes ou actifs pour la confection des bétons, sera adaptée aux conditions de la mise en œuvre du matériau béton.

Cette recherche est constituée autour de la caractérisation des bétons dans les milieux agressifs, qui contrôle son comportement et surtout sa durabilité. Ces caractérisations peuvent être regroupées en deux grandes familles :

Influence des propriétés des matériaux entrant dans la composition du béton :

- Type de ciment

Influence des propriétés physico-chimiques et des paramètres de formulation du béton :

- Résistance à la compression, traction, perméabilité et déformabilité.

La valorisation des ajouts cimentaire minérales inertes ou actifs afin d'assurer un bon avenir des ciments et des bétons aux ajouts cimentaires minérales inertes ou actifs, ainsi on vue de l'amélioration de certaines paramètre tel les propriétés physico-mécaniques, la durabilité en premier lieu et visant l'aspect économique en deuxième lieu.

L'influence de taux d'incorporation de la pouzzolane sur les propriétés physico-mécaniques de la pate du ciment à l'état frais et durci.

L'influence de taux d'incorporation de la pouzzolane sur les performances mécaniques du béton (résistance à la compression, résistance à la traction par flexion, module d'élasticité dynamique et statique)

L'influence de taux d'incorporation de la pouzzolane sur la durabilité du béton (retrait de séchage, porosité, perméabilité à l'air, résistance aux sulfates et acide, résistivité électrique et carbonatation)

L'influence de taux d'incorporation de la pouzzolane sur la microstructure du béton et l'évolution des produits d'hydratation de la pate de ciment durci dans le temps.

### **3) OBJECTIFS DE L'ETUDE :**

L'objectif de ce travail le comportement des bétons placé dans le sol très agressif (in situ) et dans des conditions normales et d'évaluer l'influence de type de béton.

Cette étude a été préparée un ciment avec la pouzzolane naturelle de Béni-saf (Algérie) en remplaçant un certain pourcentage de clinker par deux pourcentages de l'ajout [20%, 30%] du poids de ciment. Afin d'étudier les caractéristiques physico-mécaniques, l'étude des propriétés rhéologiques du béton frais et durci, aussi de la durabilité. L'étude doit se faire au laboratoire et en situ.

### 4) Plan du travail

Ce travail de recherche comprend deux parties (quatre chapitre), une conclusion générale et des perspectives :

**La première partie (A)** : contenant deux chapitres (I, II) est consacrée à une recherche bibliographique.

**Le premier chapitre** est consacré à une synthèse bibliographique. Il présente une revue sur l'état de recherche relative aux ajouts cimentaires minéraux inertes ou actifs en particulier à la pouzzolane, les caractéristiques de la pouzzolane, l'effet de la pouzzolane sur l'hydratation de ciment, l'effet de la pouzzolane sur les propriétés physiques et mécaniques des bétons, l'effet de la pouzzolane sur la durabilité de béton.

**Le deuxième chapitre** présente une synthèse sur les sols salis et sols calcaires, les notions de base relatives à l'ASE telles que la théorie de l'expansion et les facteurs influençant les mécanismes de dégradations. Les études liées à l'attaque sulfatique externe.

**La deuxième partie (B)** : contenant deux chapitres (III, IV) il est consacrée à l'étude expérimentale.

**Le troisième chapitre** évoque l'objectif visé dans cette étude, et présente le programme expérimental, incluant les essais effectués pour chacune des phases du projet, les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi les procédures de confection des mélanges.

**Le quatrième chapitre** est consacré à l'analyse des résultats de chacune des phases du programme expérimental. L'étude des caractéristique physico-mécaniques de bétons (frais et durcis) utilisé, la déformabilité, la déformation élasto-instantanées (totales) transversales et longitudinales et le module d'élasticité du béton. Aussi l'étude de la durabilité des bétons à base des ajouts cimentaires minérales, l'absorption et la déformabilité à l'eau.

Enfin, une conclusion générale présente une synthèse des principaux résultats obtenus sur les effets de la substitution du ciment Portland par de la pouzzolane sur les propriétés physico-mécanique du béton à l'état frais et durci. Et enfin des recommandations et des perspectives.

**PARTIE A : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUES**

---

**CHAPITRE I**

**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

---

## I.1 INTRODUCTION :

Les matériaux cimentaires sont les matériaux les plus utilisés dans monde. Ce sont essentiellement eux qui façonnent notre environnement (voies de circulation, ouvrages d'art et d'assainissement, bâtiments de toute nature, édifices historiques), et rien n'échappe à leur omniprésence. Ce premier chapitre bibliographique dresse un état de connaissances sur les ciments Portland en étudiant leurs différents types, la nomenclature de leurs minéraux, leurs fabrications, leurs constituants et le processus de leur hydratation.

L'ajout pouzzolanique utilisé pour renforcer les matériaux cimentaires, leurs caractéristiques et leurs applications, en particulier la pouzzolane et leurs influences sur le comportement des bétons.

## I.2 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES TRAVAUX DE RECHERCHE DE LA POUZZOLANE:

Les travaux de construction effectués dans des milieux agressifs posent des problèmes de durabilité dus aux attaques chimiques [Benabed et al., 2005] ; [Damene et al., 2005] dont l'un de ces agents peut être l'acide [Bertron, 2004] ; [Achoura et al., 2004].

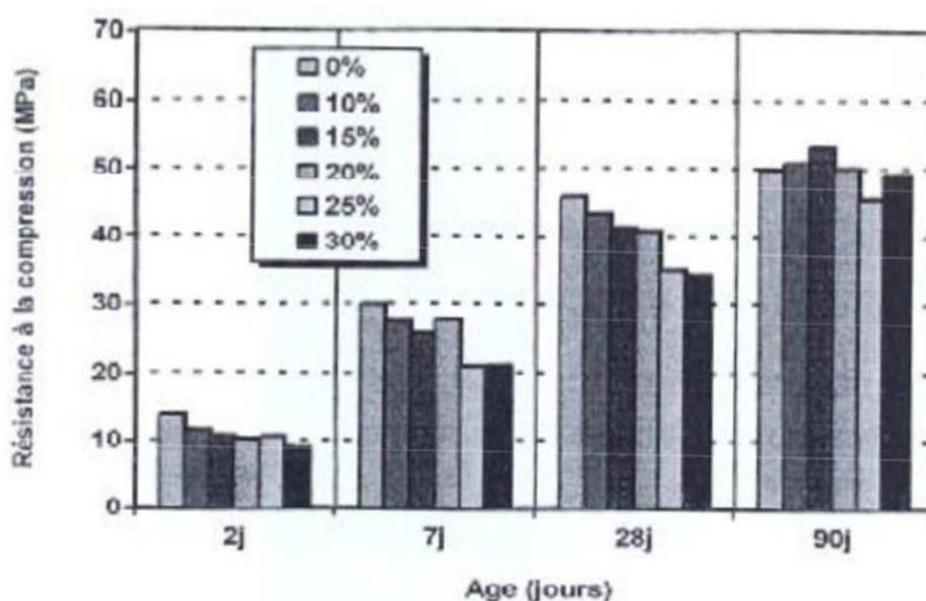
Sur les plans nationaux et internationaux, de nombreux chercheurs se sont intéressés à cette problématique en vue de comprendre le comportement des bétons soumis aux différentes agressions précitées. Le milieu marin et particulièrement les chlorures présents dans l'eau de mer ou les embruns salins sont considérés comme une menace potentielle pour les constructions en béton armé sur le littoral. Cependant, la majeure partie des travaux de recherche se sont focalisés sur la partie des ouvrages complètement immergée, considérée comme saturée en eau de mer.

Au regard des travaux publiés à l'échelle nationale, sur l'incorporation de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf aux ciments locaux, les résultats de leurs comportements vis-à-vis des indicateurs de durabilité restent insuffisants. En effet, *Chaid et col.* [Chaid et al., 2004] ont étudié l'ajout de pouzzolane ultrafine dans le but d'obtenir des bétons à hautes performances. Il a obtenu à 28 jours des résistances à la compression des bétons, supérieures à 50 MPa en ajustant correctement la composition du béton à l'aide de super plastifiant.

*Balhachemi* [Belhachemi, 2005] a analysé l'influence de la surface spécifique Blaine sur les résistances d'un ciment pouzzolanique, en étudiant les pâtes cimentaires et les mortiers. Il a montré que l'augmentation de la finesse accélère le début et la fin de prise qui est caractérisée

par une augmentation relative de la viscosité accompagnée d'une élévation de la chaleur d'hydratation. De plus, l'augmentation de la finesse engendre une augmentation de la résistance à la compression à 2, 7 et 28 jours jusqu'à une valeur optimale de la finesse qui est de l'ordre de  $4800 \text{ cm}^2/\text{g}$  pour laquelle la résistance commence à diminuer en raison de la destruction de silicates bicalciques et tricalciques.

*Aichouba et al.* [Aichouba et al., 2005] ont affirmé en étudiant l'effet de la pouzzolane naturelle sur les propriétés d'un ciment à base de calcaire, que la substitution du ciment par la pouzzolane de 10 à 30% engendre l'augmentation de la consistance normale, la diminution du temps de prise, la diminution des résistances mécaniques à jeune âge et une conservation de ces résistances à long terme **Figure I.1**



**Figure I.1** Développement de la résistance à la compression de la pâte à base de ciment à la pouzzolane naturelle en fonction de l'âge [Aichouba et col., 2005]

*Ghrici et col.* [Ghrici et al., 2007], ont préconisé pour les travaux réalisés sur les mortiers et bétons dont le ciment est substitué à 10, 20 et 30% par de la pouzzolane naturelle que les résistances sont meilleures au-delà de 28 jours avec un taux de substitution d'environ 10%. Cependant, le remplacement partiel du ciment à 30% de pouzzolane naturelle présente une meilleure perméabilité aux ions chlorures pour un rapport  $E/L$  de 0,4. Aussi, une amélioration de la résistance aux tests de l'acide chlorhydrique ( $HCl$ ) a été observée pour les pouzzolanes naturelles.

De nombreux travaux de recherches, portant sur l'effet des ajouts cimentaires utilisés en Algérie, ont été élaborés par [Hamadache M., 2018] qui a testé l'activité pouzzolanique de la perlite et de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf selon la norme NF EN196-5. La perlite et la pouzzolane naturelle satisfont à l'essai de pouzzolanité, le point tracé se trouve au-dessous de la courbe de concentration de saturation d'ions calcium.

**Chihaoui** [Chihaoui R., 2018] a testé l'activité pouzzolanique de la perlite par l'essai Chapelle. Le résultat obtenu concernant la consommation de la chaux ( $Ca(OH)_2$ ) par la perlite est de 705 mg de  $Ca(OH)_2$  fixés par un gramme de perlite. En comparant le degré de consommation de la chaux par la perlite à ceux rapportés par **Senhadji** [Senhadji Y., 2013], on trouve que ce résultat est supérieur à celui de la pouzzolane naturelle avec (580 mg/g), comparable à celui du méta kaolin avec (700 mg/g) et inférieur à celui de la fumée de silice avec (980 mg/g).

**Houhou et Mazghiche** [Houhou M. N., Mezghiche B., 2002.] ont montré, en étudiant l'influence de l'ajout pouzzolanique sur le comportement mécanique de la pâte de ciment, que la plus grande partie de l'évolution de la résistance mécanique, et par conséquent de l'effet pouzzolanique qui y est associé, se produisait à partir du septième jour

[M.Benkaddour et al., 2009]. Ce travail expérimental a porté sur l'utilisation des matériaux locaux de la région ouest, où ils ont étudié l'effet de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf (gisement de Bouhmidj) et la pouzzolane artificielle à base de la vase calcinée de barrage Ferrgoug (Mascara) sur les résistances mécaniques et les performances de durabilité vis-à-vis des milieux acides des mortiers confectionnés. L'étude a montré une amélioration des propriétés mécaniques et de la résistance aux agressions chimiques par rapport au mortier sans ajout.

[N.Kaid et al, 2010]. L'objectif de cette recherche répond au souci de valorisation des ressources naturelles abondantes et économiques, que constituent les pouzzolanes naturelles de Beni-Saf en Algérie, et dont l'utilisation n'est encore que partielle dans la fabrication des ciments et bétons.

[N. Kaid et al, 2009]. Ils ont présenté les résultats d'une étude expérimentale portant sur l'évolution de l'effet de la pouzzolane naturelle de la région de Béni-Saf sur l'évolution des résistances à la compression des bétons vis-à-vis d'une eau de mer méditerranéenne et d'une solution des sulfates de sodium. La particularité de cette étude est d'utiliser une pouzzolane en remplacement d'un ciment CEM II/A.

Les résultats des résistances à la compression montrent que le comportement des bétons pouzzolaniques à l'action de l'eau de mer et les sulfates reste comparable à celui des bétons témoins. Ces résultats permettent ainsi de montrer que l'utilisation de la pouzzolane de Béni-Saf, utilisée en remplacement d'un ciment composé, permet de conserver les propriétés mécaniques des bétons et conduit à l'obtention d'un nouveau matériau économique et Ecologique.

[R.Mohamed Krachaïl et al., 2009]. L'objet de cette étude est d'utiliser cette pouzzolane comme substitution d'une partie de ciment dans un béton auto plaçant et ils ont étudié l'influence de la pouzzolane naturelle de béni-saf sur les performances mécaniques des bétons auto plaçant. Pour cela, ils ont confectionné six bétons à base de différentes teneurs en pouzzolane (10, 15, 20,25, 30, 35 %), dont ils ont mesuré les résistances à la compression et à la flexion à différentes échéances et un béton témoin de référence pour le besoin de la comparaison.

[M Z Bessenouci, et al, 2011].Ce travail est une étude des pouzzolanes naturelles en tant que composants de base dans les matériaux de construction.

Dans cette étude, sont exposés des résultats expérimentaux de mesures de la conductivité thermique apparente du béton de pouzzolane à l'aide d'une approche, qui considère que le béton est composé de deux phases solides, une matrice liante (la pâte du ciment hydratée), et l'ensemble des granulats. Ont appliqué une deuxième approche théorique, comparative, où le béton est constitué d'une phase solide et d'une phase fluide (l'air).

Une approche théorique est menée de la conductivité thermique apparente des matériaux de construction, en occurrence le béton à base de pouzzolane.une modélisation thermique, apparente à celle utilisée habituellement pour les matériaux poreux, à été adoptée aux bétons de pouzzolane.

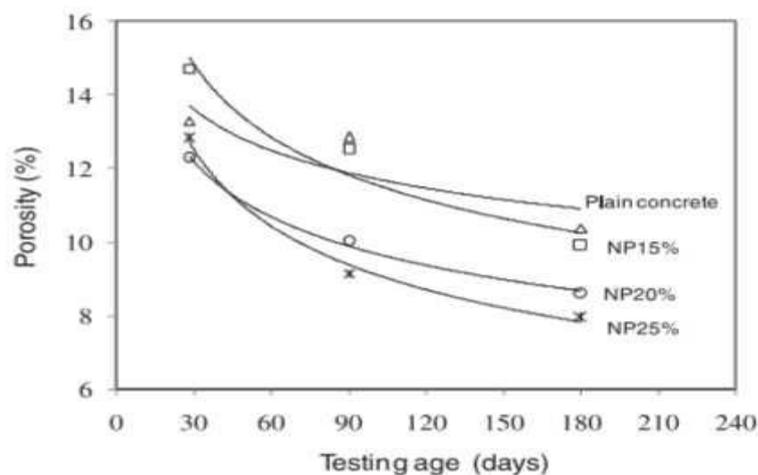
En outre, **Rodrigusz-Camacho** [Rodrigusz-Camacho et al 2002] ont analysé l'importance de l'utilisation de pouzzolanes naturelles sur la résistance aux attaques des sulfates. Il a été constaté que certains ciments (types I et V) ont une meilleure résistance aux sulfates que les autres ciments. D'autre part, de meilleure résistance ont été enregistrées pour les pouzzolanes contenant de l'alumine à moins de 16% et cela pour tous les types de ciment.

D'autres recherches [Bensted et Munn, 2004] ; [El-Hachem et al, 2012].Montrent que le type de ciment et les additions minérales influencent la dégradation des matériaux cimentaires, les

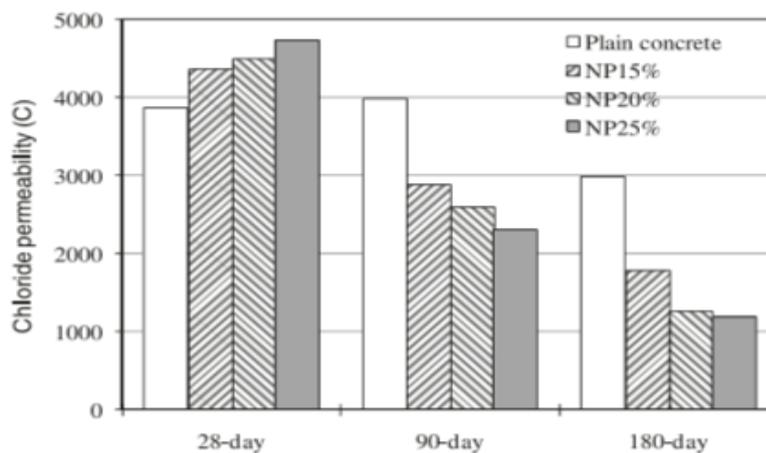
performances de durabilité des mortiers à base des additions minérales réactives tels que la pouzzolane et le laitier granulé exposés à une solution sulfatique étaient meilleures que celles des mortiers à base de ciment sans pouzzolane ou laitier.

La plupart des chercheurs reconnaissent que la pouzzolane naturelle réduit de façon significative la perméabilité d'une pâte de ciment. L'effet le plus connu est le raffinement de la structure poreuse qui augmente la performance en termes de durabilité [Khan et Alhozaimy, 2011]. L'incorporation de la pouzzolane naturelle (15, 20 et 25%) dans le béton a des effets négligeables sur les propriétés du béton frais, notamment la prise initiale, le temps de prise, et la perte d'affaissement. La porosité et la perméabilité aux chlorures du béton de pouzzolane naturelle a montré une meilleure performance par rapport à un béton ordinaire au-delà de 90 jours **Figure I.2.**

Cela est dû au raffinement de la distribution de la taille des pores attribuable à la réactivité pouzzolanique montrant un changement de la phase cristalline en phase amorphe. Aussi, la cure à chaud (40°C) a développé en plus des résistances, une amélioration de la perméabilité aux chlorures pour tous les substituts de pouzzolane naturelle étudiée ; ce qui la rend bénéfique pour les régions chaudes.



**Figure I.2:** Porosité des bétons contenant de la pouzzolane naturelle [Khan et Alhozaimy, 2011]



**Figure I.3:** Perméabilité aux chlorures des bétons contenant de la pouzzolane naturelle [Khan et Alhozaimy, 2011]

La composition des bétons est un facteur important qui parle de performance contre les environnements chimiquement agressifs. Le béton non protégé et le béton protégé avec une teneur en ciment plus élevée et un rapport eau-ciment plus faible se sont mieux comportés que les autres [José B. et al., 2008]. D'autres auteurs ont remarqué que réduire le rapport de l'eau à la matière cimentaire totale en ce qui concerne la perméabilité réduite du béton durci était le moyen le plus efficace d'accroître la résistance aux attaques de sulfate [David Stark., 1989]

Le chercheur [L. Laoufi, et al 2013] a remarqué que les résultats d'une série d'expériences ont montré que par l'augmentation de la finesse du 25% d'ajout de  $3650 \text{ cm}^2/\text{g}$  à  $5000 \text{ cm}^2/\text{g}$  les résistances à tous les âges étaient améliorées de 24%. L'ajout pouzzolanique peut changer la structure des pores, faire diminuer le nombre de gros pores et augmenter le nombre de petits pores. Ce changement est en fonction de la finesse de la pouzzolane, plus les particules sont fines, plus leur rôle est efficace. Les pâtes de ciment pouzzolanique montrent une meilleure résistance aux solutions concentrées de chlorure que celle du le ciment Portland. Ce comportement est attribué à la faible quantité ou à l'absence de  $CH$  dans les ciments pouzzolaniques hydratés. Le même auteur [L. Laoufi et al. 2016] en constate que Les pouzzolanes naturelles influences positivement sur la durabilité des mortiers vis-à-vis de l'attaque des sulfates. Il est généralement admis que les pouzzolanes ont besoin de moins d'énergie pour leur broyage que le clinker et que l'utilisation de matériaux pouzzolaniques dans le ciment ou dans le béton entraîne de nombreuses propriétés bénéfiques, comme la faible chaleur d'hydratation, l'élévation de la résistance à la compression.

On peut conclure au vu de cette synthèse bibliographique des travaux réalisés sur le plan national et international, que toute substitution du ciment par la pouzzolane naturelle est susceptible de modifier la composition des phases hydratées et la microstructure de la pâte. Il a été confirmé que les ciments pouzzolaniques présente une plus grande résistance face aux nombreuses attaques chimiques rendant ainsi les matériaux cimentaires plus durables. Parmi ces attaques, on s'intéresse dans ce travail à la diffusion des carbonates de calcium dans les sols et leurs conséquences sur les bétons pouzzolaniques. Afin de bien comprendre le comportement du béton face à cet environnement agressif.

En Algérie, la majeure partie des ciments existant sont constitués d'ajouts tels que le calcaire et le laitier pour des raisons écologiques et économiques ; mais les mécanismes de dégradation aux attaques sulfatiques de ces ciments restent très peu connus. Cependant dans les régions de sud les ciments résistant aux sulfates sont très utilisés. La question qui se pose : Les ciments aux ajouts minéraux résistent-ils aux (ESA) ?

A la fin de cette étude expérimentale nous avons remarqué que le béton ordinaire donne un meilleur résultat à la résistance mécanique (flexion, compression, déformabilité et perméabilité) que le béton pouzzolanique pendant 28 jours (court terme), mais dans les 180 jours et les 360 jours (long terme), nous avons remarqué que le béton avec un ajout pouzzolanique donne un meilleur résultat par rapport au béton ordinaire. Ceci est dû à l'utilisation des ajouts permettant de déclencher la réaction pouzzolanique consistant à la consommation de la portlandite et à la formation d'une seconde génération d'hydrates calciques (C-S-H), ce qui engendre, d'une part, la diminution du pH de la solution interstitielle de béton et d'autre part, le raffinement des pores et des capillaires donc une réduction de la perméabilité.

D'après les observations au MEB qui mettent en évidence les dégradations de la surface par passage de certains éléments vers la dissolution et les cristallisations éventuelles de nouvelles phases, en remarquant que le pourcentage d'oxygène est perdu par une grande différence entre le béton dans le sol agressif et le béton conservé en eau potable.

Ainsi l'utilisation d'ajouts de minéraux dans les industries du ciment et du béton présente des avantages techniques, économiques et écologiques. De points de vue fonctionnels et techniques, les ajouts cimentaires améliorent généralement la résistance mécanique, l'imperméabilité et la résistance aux attaques chimiques. Enfin, parce qu'ils permettent d'obtenir des ciments composées à faible chaleur d'hydratation, les ajouts minéraux améliorent la résistance à la fissuration d'origine thermique (réduction du retrait).

Du point de vue économique, le ciment Portland est le composant le plus onéreux au cours de la production du béton, puisqu'il est un matériau à forte intensité énergétique. La plupart des ajouts susceptibles de remplacer le ciment dans le mortier ou le béton sont des sous-produits, et à ce titre, ils nécessitent relativement moins d'énergie, et sont moins coûteux que le ciment Portland (le coût est souvent égal au coût du transport et de la manipulation) ce qui a pour conséquence de réduire le prix de revient du matériau béton.

Du point de vue écologique et environnemental, la production d'une tonne de ciment Portland libère dans l'atmosphère une quantité quasi équivalente de gaz carbonique ( $CO_2$ ). En effet, le taux de substitution de clinker est du même ordre que la diminution de rejet de ( $CO_2$ ) (la production d'un ciment à 10% d'ajouts permet une réduction de 10% de ( $CO_2$ ) par rapport à un ciment sans ajouts). L'utilisation des ajouts cimentaires permet ainsi de préserver les ressources naturelles non renouvelables nécessaires à la production du clinker (argile, calcaire et combustibles fossiles).

Enfin à l'issue de cette étude, la possibilité d'utiliser un matériau naturel (pouzzolane naturel) pour développer de nouveaux liants hydrauliques, ceci afin de trouver des solutions innovantes et écologiques pour répondre localement aux besoins du marché algérien. Afin de renforcer ce matériau en tant que composant secondaire dans l'industrie du ciment composé en Algérie, nous avons cherché à profiter de la contribution spécifique de ce matériau à l'amélioration des propriétés du béton en milieux agressifs, qui est un ajout naturel utilisé dans la fabrication du ciment avec un taux de remplacement d'environ 30%, qui présente un grand avantage économique et des propriétés mécaniques et chimiques contrairement à certains types de ciment actuellement sur le marché.

### I.3 LE BETON HYDRAULIQUE:

Le béton est actuellement l'un des matériaux de construction les plus utilisés à travers le monde (7 milliards de  $m^3$  sont consommés chaque année dans le monde soit  $1 m^3$  /personne). Il répond au mieux aux différentes contraintes et exigences imposées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil : stabilité mécanique, étanchéité, tenue au feu, isolation acoustique et thermique, durabilité, aspect de surface, et bien entendu respect de l'environnement [Sadhouri, F et al, 2009].

Le béton est un matériau composite hétérogène poreux, composé de minéraux (**Figure I.4**), tels que (en volume) : le ciment (7 à 14%), granulats « les sables, les gravillons » (entre 60 et 78 %), eau (14 à 22 %), Air (1 à 6 %) et éventuellement des additions minérales, et des

adjuvants (< à 5%) pour lui donner sa plasticité à l'état frais et lui permettre d'acquérir à l'état durci les caractéristiques physico-chimiques recherchées [Kerbouche, A, 2008].

En outre, il représente l'un des systèmes les plus complexes parmi les matériaux manufacturés du point de vue comportement, et cela, malgré la simplicité de sa fabrication et de sa mise en place, ainsi que son faible coût de revient.

D'autre part, le comportement du béton est lié à la variété des constituants et à leur nature : ciment, granulats, adjuvants, additions, ainsi qu'aux différents rapports entre les constituants (Eau/Ciment). De ce fait, la maîtrise de ces paramètres est requise, et ce, à partir de leur fabrication dans le but de comprendre et interpréter au mieux les résultats expérimentaux.

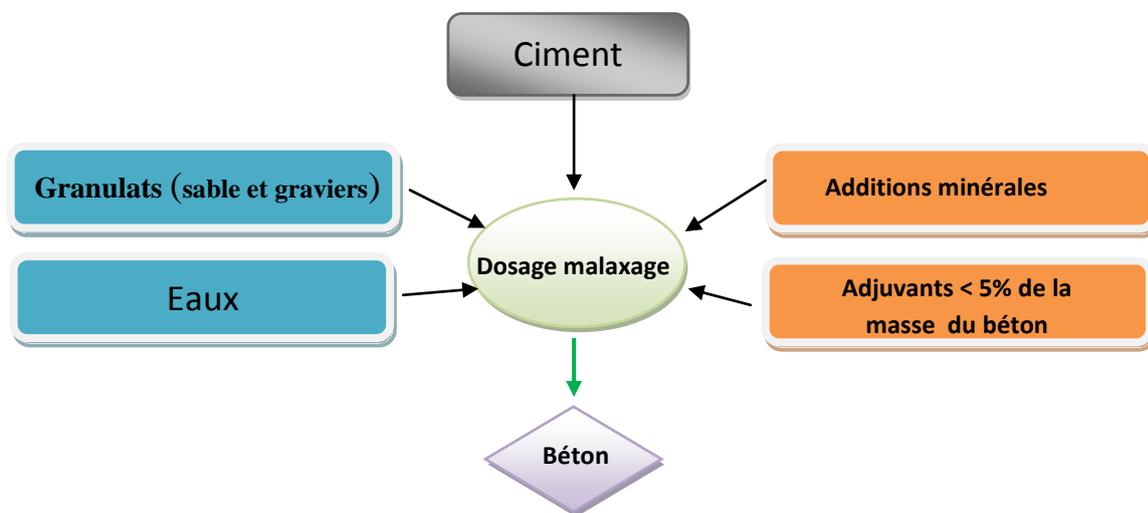


Figure I.4 : Représentation de la composition du béton

## I.4 LES COMPOSANTS :

### I.4.1 Le ciment Portland :

Cette partie porte sur les constituants du ciment Portland, leurs caractéristiques chimiques ainsi que leurs évolutions au cours de l'hydratation.

Grâce à la simplicité de sa technologie, le ciment Portland est, de nos jours, le matériau le plus utilisé dans le domaine de la construction [Aitcin P.C., 1995]. On peut théoriquement fabriquer du ciment

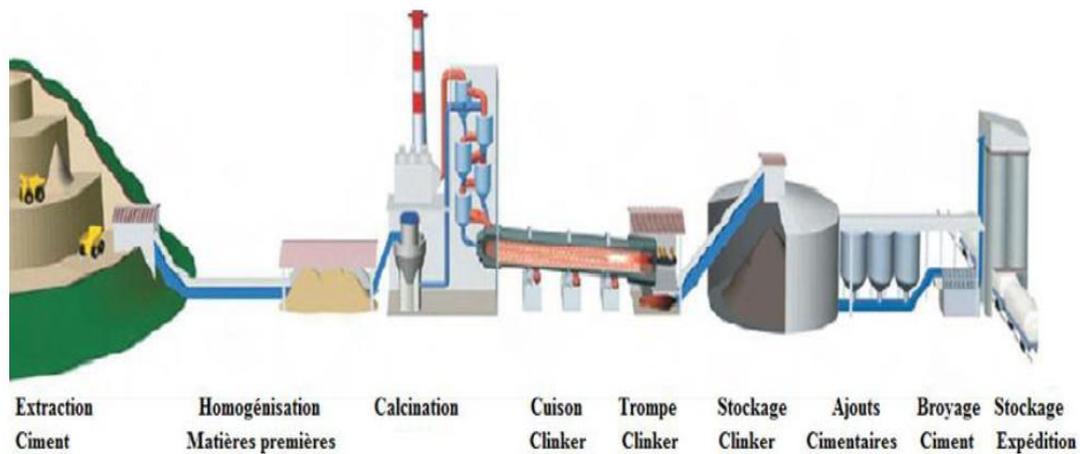
Portland à partir de matériaux renfermant de la chaux, de la silice, de l'alumine et du fer. Quel que soit son lieu de fabrication, le ciment Portland possède toujours, à quelques exceptions près, la même composition.

Cependant, cette simplicité apparente cache une série de réactions chimiques très complexe que l'on ne sait pas toujours expliquer de façon précise. On peut donc dire que les produits à base de ciment Portland sont le fruit d'une technologie simple et d'une science complexe.

#### I.4.1.1 Fabrication de ciment :

La base du ciment Portland, le clinker, est fabriquée à partir de la transformation de roches calcaires (contenant de la calcite  $CaCO_3$ , représentant 80% de la masse initiale) et d'argiles (ou marnes) (contenant de la silice et des alumines  $SiO_2$  et  $Al_2O_3$ , pour environ 20% de la masse initiale) provenant de carrières. Selon l'origine des matières premières, ce mélange peut être corrigé par apport de bauxite, oxyde de fer ou autres matériaux fournissant le complément d'alumine et de silice requis pour atteindre la composition souhaitée. Après extraction, les calcaires et argiles sont ensuite concassés, homogénéisés puis portés à haute température dans des fours (1450°C) jusqu'à fusion. Vers 900°C, la calcite se décompose en oxyde de calcium en dégageant du dioxyde de carbone, c'est la calcination. La composition est alors de 65 à 70% de chaux ( $CaO$ ), 18 à 24% de silice ( $SiO_2$ ), 4 à 8% d'alumine ( $Al_2O_3$ ) et 1 à 6% d'oxyde ferrique ( $Fe_2O_3$ ). Autour de la température de fusion a lieu la clinkérisation pendant laquelle l'oxyde de calcium réagit avec la silice, l'alumine et l'oxyde ferrique pour former des silico-aluminates de calcium. [Khalid Cherkaoui 2010].

Le produit formé après refroidissement (trempe) à l'air ambiant est le clinker. Après un broyage fin, des particules dont la taille est de seulement quelques micromètres sont obtenues. La finesse résultante, aussi appelée surface spécifique, est autour de 3000 cm<sup>2</sup>/g. Elle conditionne la réactivité du ciment. Enfin, du gypse est ajoutée à hauteur de 3 à 5% pour éviter une prise trop rapide qui conduirait à une fissuration précoce. Enfin, avant d'être mis en sac et distribué, le ciment peut se voir mélangé à des additions telles que les fillers calcaires, la fumée de silice, les laitiers de haut-fourneau ou des cendres volantes. Au final, le ciment ainsi composé est classé dans une des cinq grandes familles (CEM I à CEM V selon la norme européenne EN 197-1 :2000) [Andra, 2001]. Dans tout les cimenteries, on trouvera les éléments suivants : (figure I.5)



**Figure I.5 :** Processus de fabrication du ciment Portland [Fiche technique., 2010].

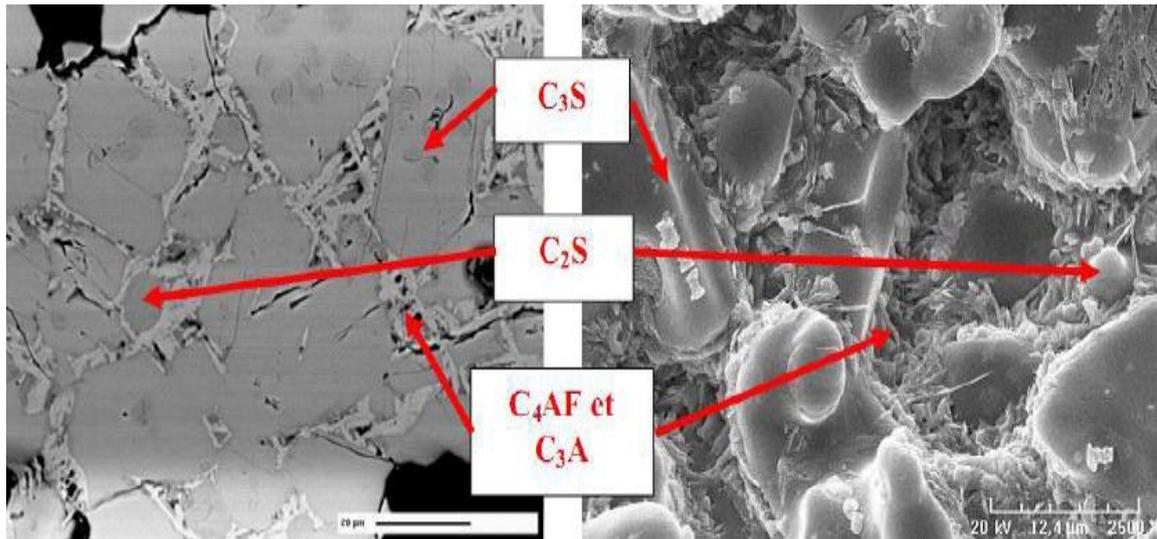
#### I.4.1.2 Matières premières pour la fabrication du ciment Portland :

La matière destinée à la production d'un clinker Portland doit contenir 75 à 78%  $\text{CaCO}_3$  et de 22 à 25% de matières argileuses. En général pour faire du ciment Portland, on peut utiliser toute matière qui, après cuisson, donne la composition chimique convenable, contenant les oxydes essentiels :  $\text{CaO}$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  et  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ . Néanmoins pour des raisons économiques, l'utilisation de certaines matières est strictement limitée. Les matières calcaires utilisables sont : le calcaire, la pierre à ciment, la marne et les coquillages marins.

Les calcaires riches en carbonate de magnésium ne conviennent pas en général parce que, dans le ciment Portland, une teneur en magnésie supérieure à 5% est considérée comme nuisible. La craie contient souvent des galets de silex qu'il faut éliminer. Quant à la marne, elle peut contenir une quantité excessive de sable siliceux. Il faut noter aussi que le calcaire pur est dur, son broyage nécessite une forte consommation d'énergie.

Les matières argileuses utilisées sont : l'argile, le schiste, l'ardoise, le laitier du haut fourneau, les cendres volantes, la pierre à ciment. L'argile, le schiste et l'ardoise ont presque la même composition chimique mais correspondent à des âges géologiques et à des degrés de consolidation différents.

Les matières extraites des gisements sont concassées, broyées finement puis mélangées intimement les unes avec les autres. Le produit final appelé «farine crue» ou «cru» sera composé essentiellement de  $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  et  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ .



**Figure I.6** : Image d'une section polie d'un clinker réalisée au Microscope Electronique à Balayage en électrons rétrodiffusés [Amouri, C, 2009].

#### I.4.1.3 Classification des ciments en fonction de leur composition :

Les ciments constitués de clinker et d'ajouts cimentaires sont classés en fonction de leur composition, selon les normes Européenne ENV 197-1 et Algérienne NA 442, qui les divisent en cinq classes et notés « CEM » suivi d'un chiffre romain de 1 à 5 :

- ❖ CEM I: Ciment Portland,
- ❖ CEM II: Ciment Portland composé,
- ❖ CEM III: Ciment de haut fourneau,
- ❖ CEM IV: Ciment pouzzolanique,
- ❖ CEM V: Ciment composé.

Pour les ciments **II**, **III**, **IV** et **V**, une lettre **A**, **B** ou **C** est ajoutée pour indiquer la proportion des constituants. Tous les ciments peuvent contenir entre 0 et 5 % de constituants secondaires, filler ou bien un ou plusieurs constituants principaux, sauf lorsque ceux-ci sont déjà présents dans le ciment en tant que constituants principaux.

#### I.4.1.4 Les constituants du ciment Portland :

Le ciment Portland est un mélange de clinker et de sulfate de calcium [Lea 1970, Gosh 1983]. Le clinker est obtenu à la suite de réactions chimiques qui se produisent à haute température (environ 1450° c) et qui transforment la matière première constituée essentiellement de calcaire ( 80%), d'argile (20%) et de fer en silicates et en aluminates de

calcium. Les silicates et les aluminates de calcium proviennent de la combinaison de la chaux ( $CaO$ ) avec la silice ( $SiO_2$ ), l'alumine ( $Al_2O_3$ ) et l'oxyde de fer ( $Fe_2O_3$ ). Le calcaire ( $CaCO_3$ ) apporte essentiellement le  $CaO$  et l'argile comble le manque en oxydes  $SiO_2$ ,  $Al_2O_3$  tandis que le fer  $Fe_2O_3$  manquant est apporté par le fer. Les différentes phases de la réaction de transformation de la matière première en clinker sont présentées à la (figure I.7) [Humboldt, Wedag 1986].

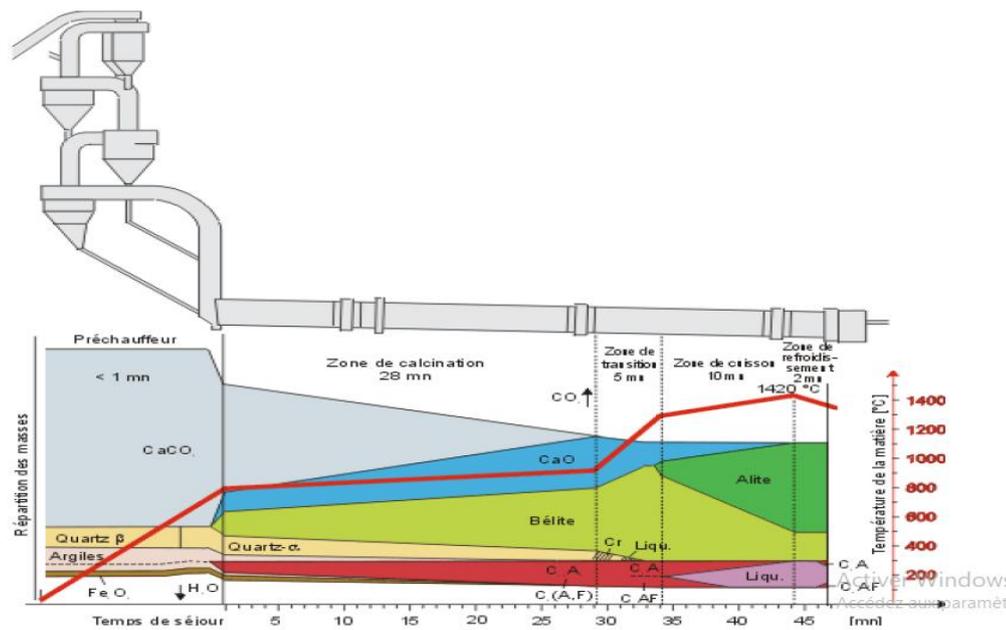
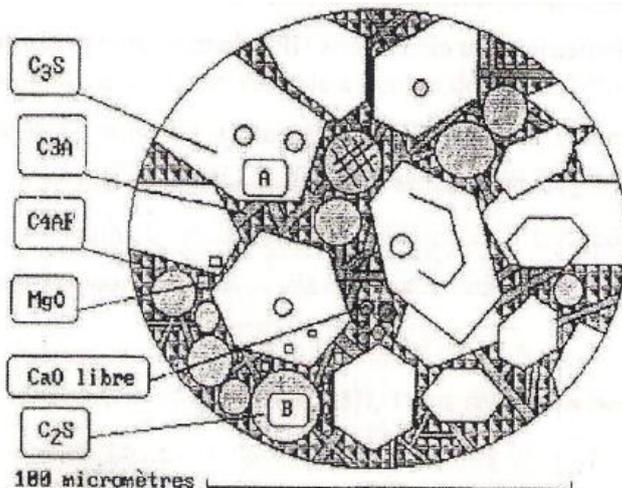


Figure I.7 : Formation des quatre phases principales du clinker [Nigri G., 2005].

Puisque les matières premières utilisées pour fabriquer le clinker ne sont généralement pas pures et ne subissent aucun traitement visant à améliorer leur qualité, elles contiennent invariablement des impuretés (autres que les quatre oxydes de base) telles que du périclase, les alcalis, des sulfates, des chlorures alcalins et de la chaux vive dont l'influence se manifeste sur le fonctionnement de l'usine ou sur la qualité du ciment et de béton que l'on produit avec ce ciment.

On peut dire que le clinker est un produit minéral constitué de quatre phases principales ( $C_3S$ ,  $C_2S$ ,  $C_3A$  et  $C_4AF$ ) et quelques composés mineurs (Figure I.8).



**Figure I.8** : Principe de fabrication du ciment Portland  
[Vernet 1986]

#### I.4.1.4.1 Silicate tricalcique ( $C_3S$ ) :

Cette phase constitue le composé principal du ciment (50 à 70%). Les cimentiers la désignent par le mot alite qui est une forme impure de  $C_3S$ . En effet, le  $C_3S$  contient soit en substitution des ions  $Ca$  ou  $Si$ , soit en insertion dans le réseau cristallin des traces de  $Mg$ ,  $Al$  et  $Fe$ . Ces impuretés améliorent généralement la réactivité du ciment. La teneur en impureté du  $C_3S$  dépend, entre autres, de la nature des matières premières, de la température de cuisson et de mode de refroidissement du clinker. Il est bon souligner que l'alite confère essentiellement sa résistance au ciment, en particulier à court terme.

#### I.4.1.4.2 Silicate bicalcique ( $C_2S$ ) :

Le  $C_2S$  constitue entre 15 et 30% du ciment Portland. Les cimentiers le désignent par bélite qui est une forme impure de  $C_2S$ . Dans le  $C_2S$ , on retrouve, en plus du potassium, les mêmes ions étrangers que le  $C_3S$ . Mais ils y sont en plus grande quantité. La bélite fournit au ciment sa résistance à long terme.

Il existe au moins quatre variétés polymorphiques de  $C_2S$  ( $\alpha$ ,  $\alpha'$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ) et leur domaine de stabilité est différent selon le chauffage et le refroidissement. La forme  $\beta$  est celle que l'on rencontre le plus souvent dans les clinkers industriels. Lors d'un refroidissement lent, la forme  $\beta$  peut se transformer en  $\gamma$  qui n'a aucune propriété hydraulique. Contrairement au  $C_3S$ , les propriétés hydrauliques du  $C_2S$  varient considérablement selon la variété polymorphique.

#### I.4.1.4.3 *Aluminate tricalcique (C<sub>3</sub>A)*:

Le *C<sub>3</sub>A*, qui représente de 5 à 10% de la composition du ciment Portland, est la phase du clinker dont la vitesse de réaction initiale est la plus importante. Dans les clinkers, la présence d'alcalis (surtout le sodium) modifie la symétrie cristalline du *C<sub>3</sub>A*. Ainsi, selon la quantité totale d'alcalis dissous dans le réseau cristallin, le *C<sub>3</sub>A* peut être cubique, orthorhombique ou monoclinique. Généralement dans le ciment, le *C<sub>3</sub>A* est toutefois un mélange des formes cubique et orthorhombique, mais rarement monoclinique. Le *C<sub>3</sub>A* orthorhombique stabilisé par la présence de sodium est moins réactif que le *C<sub>3</sub>A* cubique.

#### I.4.1.4.4 *Aluminoferrite tétracalcique (C<sub>4</sub>AF)* :

Le *C<sub>4</sub>AF* représente entre 5 et 10% de la composition du ciment Portland. Les formes *C<sub>6</sub>A<sub>2</sub>F* et *C<sub>4</sub>AF* sont les plus couramment rencontrées dans le ciment. La réactivité de l'aluminoferrite tétracalcique dans l'eau est modérée et elle augmente avec le teneur en alumine.

Les phases *C<sub>3</sub>A* et *C<sub>4</sub>AF* sont liquides à la température de formation du clinker, et elles constituent au cours du refroidissement, une phase interstitielle qui cristallise entre les cristaux de *C<sub>3</sub>S* et *C<sub>2</sub>S*.

#### I.4.1.5 Hydratation du ciment Portland :

##### I.4.1.5.1 Introduction :

Lorsque l'on ajoute de l'eau à du ciment, on obtient une fluide qui se transforme assez rapidement en une masse durcie. Cette transformation est obtenue grâce à l'hydratation du ciment. Ainsi, l'hydratation est un ensemble de réactions chimiques qui interviennent dès le début de gâchage et qui se poursuivent dans le temps, pendant plusieurs mois.

Les deux premières théories de l'hydratation du ciment datent de la fin du siècle dernier [Regound M., 1982].

Durant la période de malaxage, les différents ions libérés par les différentes phases passent en solution. La dissolution est plutôt rapide et exothermique et les deux hydrates qui réagissent rapidement germinent. La surface des particules de ciment se couvre d'une couche d'hydrates peu perméables formée de silicate de chaux hydraté (*C-S-H*), formé à partir des ions ( $Ca^{+2}$ ,  $SO_4^{-2}$ ,  $OH^-$ ) qui proviennent de la phase silicaté du clinker, et d'ettringite (trisulfoaluminate de calcium hydraté), formé par une combinaison des ions

( $Ca^{+2}$ ,  $AlO_2^-$ ,  $SO_4^{-2}$ ,  $OH^-$ ), qui proviennent de la phase interstitielle et des différentes formes de sulfates de calcium que l'on retrouve dans les ciments.

L'accroissement rapide du *PH* et de la teneur élevée en ions ( $Ca^{+2}$ ) dans l'eau de gâchage et la formation de la couche protectrice autour des grains anhydres ralentissent le processus de dissolution du clinker et le flux thermique diminue considérablement, mais ne s'arrête jamais. C'est pourquoi il apparaît une nouvelle période appelée période d'induction ou période dormante dont la quelle une plus faible quantité de (*C-S-H*) et d'étringite sont formés, mais il n'ya pas de Portlandite [Goto T., 2006]. Dans la période de prise initiale, la réaction d'hydratation est soudain activée quand la portlandite commence à précipiter.

Le flux thermique augmente lentement au début parce que la précipitation de *CH* est endothermique et consomme une certaine quantité de chaleur, mais devient plus rapide ultérieurement. La phase silicates et les aluminates commencent à développer certaines liaisons inter particulières qui conduisent à un vieillissement de la pâte [Pierre Claude A., 2001].

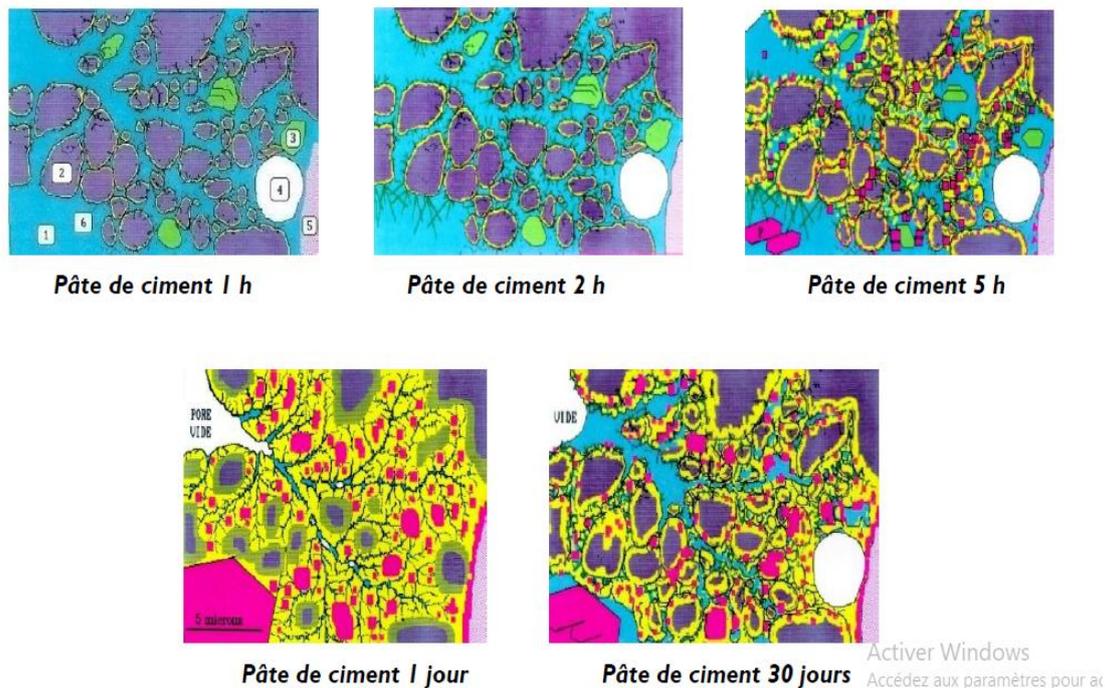


Figure I.9: développement et hydratation d'une pâte de ciment [Defosse C., 2004]

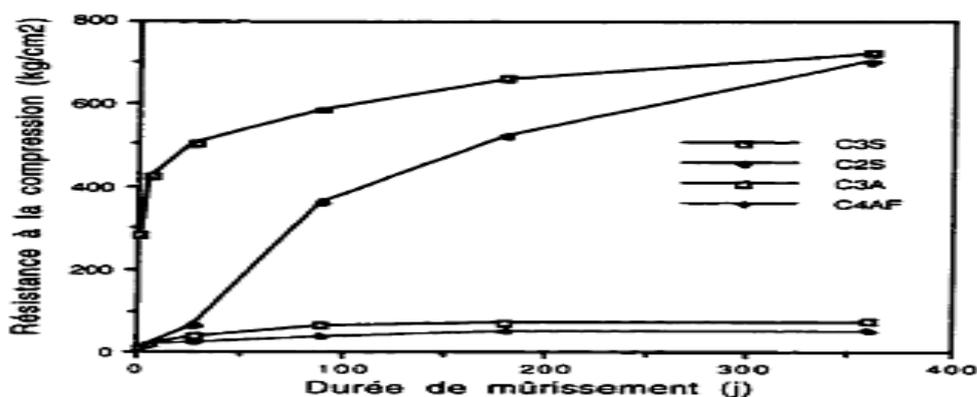
Elles ont été proposées par Le [Chatelier 1883] et [Michaelis 1893]. D'après la théorie cristalloïdale de Le Chatelier ou théorie de la dissolution-cristallisation, le ciment mis en

présence d'eau donne naissance à une solution sursaturée. Les composés anhydres se dissolvent puis les hydrates formés, peu solubles, précipitent sous forme de microcristaux, ce qui permet une nouvelle dissolution d'éléments anhydres. Les réactions se poursuivent jusqu'à la mise en solution de la totalité du liant. Le durcissement est alors dû à la multiplication et à l'adhérence des cristaux formés.

**Michaelis**, quant à lui, suggère une théorie dite topo-chimique. Selon lui, il se produit d'abord un phénomène de dissolution provoquant un gonflement des grains et l'apparition d'une solution très concentrée en chaux. Cette solution agit sur les silicates pour donner un gel de silice et de chaux qui augmente peu à peu de volume en absorbant continuellement l'eau et la chaux. Le gel durcit, devient imperméable et l'hydratation se poursuit à l'intérieur des grains de ciment protégés par cette enveloppe.

On voit que les deux théories s'accordent sur la dissolution des aluminates et sur le rôle prépondérant du silicate tricalcique. Elles diffèrent essentiellement sur l'appréciation du rôle joué par la silice.

Comme le clinker est un mélange de différents constituants anhydres, il est nécessaire, dans un premier temps, de considérer séparément les processus d'hydratation de chacun des composants du clinker. L'accent sera mis sur les processus d'hydratation du  $C_3S$  et du  $C_3A$  qui sont les phases les plus réactives, donc les plus susceptibles d'influencer la rhéologie des pâtes de ciment et du béton. La **figure I.10** présente schématiquement des constituants anhydres du clinker du ciment Portland et leurs produits d'hydratation, l'aire des cases donne le volume approximatif des phases [Double D.D., 1983].

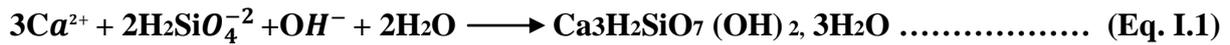


**Figure I.10** Comparaison de la résistance à la compression des phases du ciment en cours d'hydratation [R. H. Bogue 1952]

**I.4.1.5.2 Hydratation du silicate tricalcique C<sub>3</sub>S :**

Au contact de l'eau, le silicate tricalcique se dissout superficiellement en libérant des ions silicates  $H_2SiO_4^{-1}$ , des ions hydroxydes  $OH^{-}$  et des ions calcium  $Ca^{2+}$  dans la solution [Pliskin 1993]. Selon [Regourd 1982], l'hydratation du  $C_3S$  conduit à la formation de trois produits distincts :

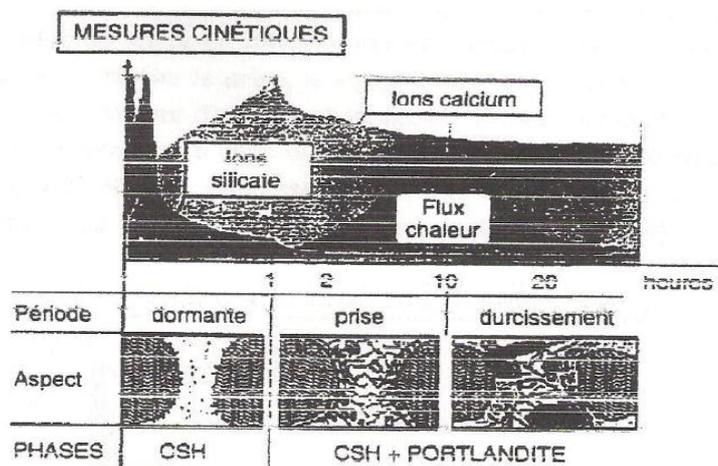
- Le silicate de calcium hydraté (C-S-H) suivant la réaction :



C'est la phase principale de la pâte de ciment hydraté. Elle forme avec l'eau un gel peu ou pas cristallin. Sa composition chimique est variable et le rapport  $CaO/SiO_2$  peut s'écarter de la composition stoechiométrique en fonction de la composition de la solution mère qui beigne l'hydrate [Maggion 1989].

- L'hydrate de chaux : la portlandite  $Ca(OH)_2$
- Un silicate calcique hydraté : la tobermorite

Le processus d'hydratation du  $C_3S$  passe par quatre phases successives qui sont illustrées à la figure I.11 [Pliskin 1993].



**Figure I.11 :** Cinétique d'hydratation du  $C_3S$  [Pliskin 1993]

**I.4.1.5.3 Hydratation du silicate bicalcique C<sub>2</sub>S :**

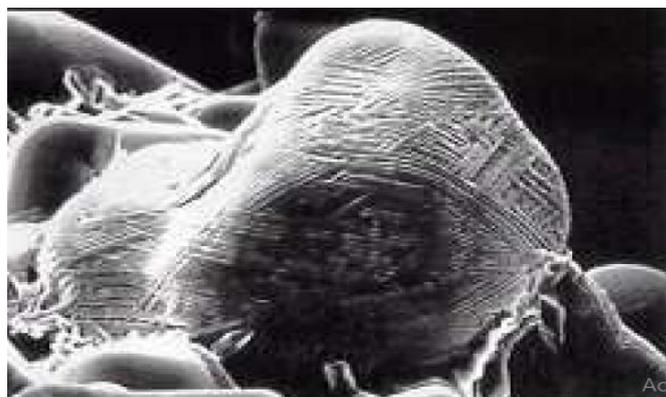
L'hydratation du silicate bicalcique a montré des résultats semblables à ceux de l'hydratation du silicate tricalcique  $C_3S$ . Elle a donné des  $C-S-H$  semblables avec une certaine

différence dans la microstructure, et une hydratation plus lente et une teneur en portlandite plus faible [Govin, A. 2004] et [Amouri, C. 2009]. La réaction est donnée par:



Selon les recherches, l’hydratation de  $C_2S$  produirait plus de 82% de gel de  $CSH$  et seulement 18% de  $CH$ . Il s’est avéré qu’une quantité plus élevée de  $C_2S$  dans le ciment donnerait plus de résistance à jeune âge. Cependant, une quantité de  $C_3S$  est nécessaire, étant donné que sa vitesse de réaction est plus élevée [Kerbouche, A. 2008].

[Nicoleau, L., et al, 2013] ont expliqué que la dissolution cinétique des silicates tricalciques et des silicates bicalciques est un processus dynamique où les pores varient selon la composition de la solution et des surfaces en contact avec de l'eau.



**Figure I.12** Cristaux de la bélite sous microscope électronique à balayage [Nicoleau, L., et al, 2013]

#### I.4.1.5.4 Hydratation de l’aluminat tricalcique ( $C_3A$ )

Les études portant sur l’hydratation du  $C_3A$  montrent clairement l’influence de cette réaction sur le comportement rhéologique initial du ciment. Contrairement aux phases silicatées, le sulfate de calcium joue un rôle crucial sur l’hydratation du  $C_3A$  et les hydrates formés sont différents (morphologie, structure, composition) selon que le processus d’hydratation a lieu en absence ou en présence de « *gypse* ».

En absence de « *gypse* », une réaction accélérée se produit et conduit à la formation d’aluminates hydratés hexagonaux suivant la réaction :



Ces hydrates hexagonaux ne sont pas stables et se transforment au cours du temps sous l'action de la chaleur d'hydratation du  $C_3A$  en hydrate cubique  $C_3AH_6$ , plus stable, suivant la réaction :



Ces réactions sont la cause principale de la prise rapide des ciments Portland lorsque la quantité de « gypse » présente dans le ciment est insuffisante. Pour prévenir ce phénomène et contrôler la prise, le « gypse » est broyé avec le clinker pour donner le ciment Portland. Au lieu d'une réaction accélérée, il se produit une réaction lente à cinétique variable, similaire à celle du  $C_3S$ , mais avec une durée plus longue. [Pliskin L, 1993] distingue les phases suivantes durant le déroulement de l'hydratation de l'aluminat tricalcique en présence de sulfate de calcium.

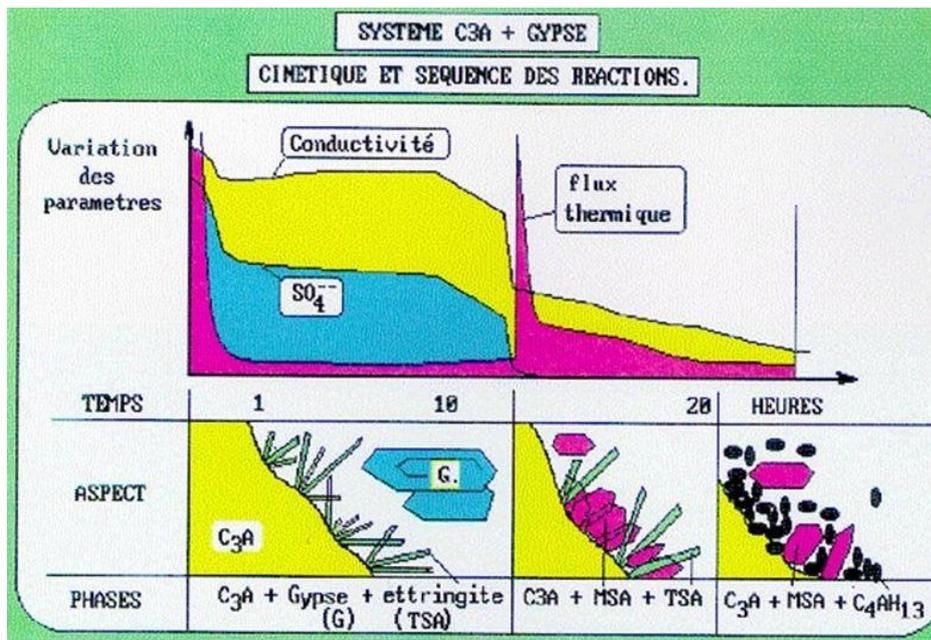
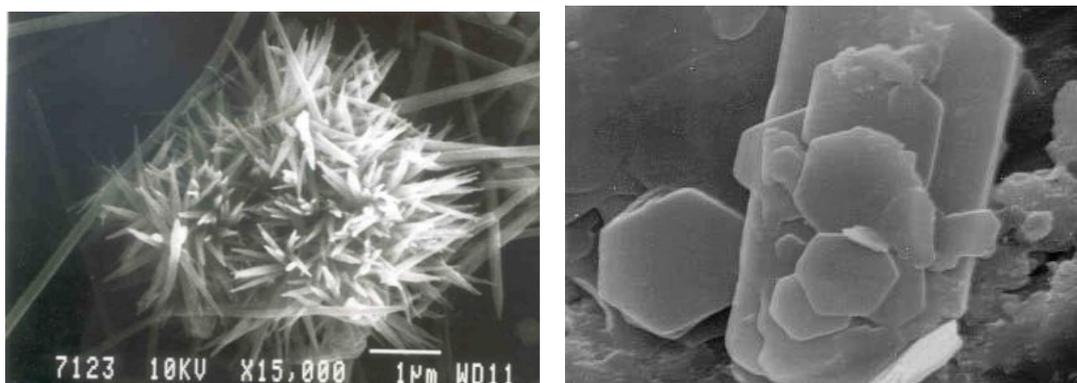
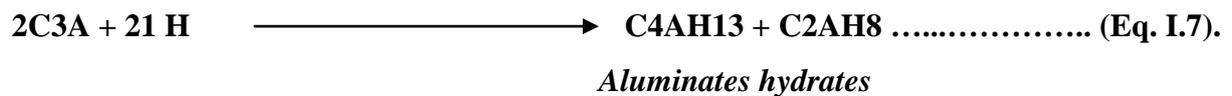
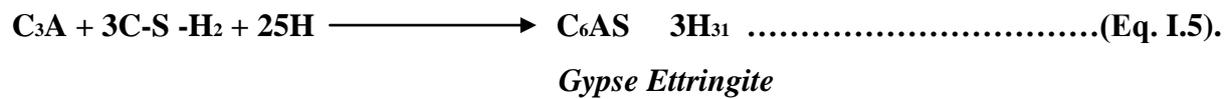


Figure I.13 : Cinétique d'hydratation du  $C_3A$  [Pliskin 1993]

I.4.1.5.5 Hydratation du  $C_4AF$ :

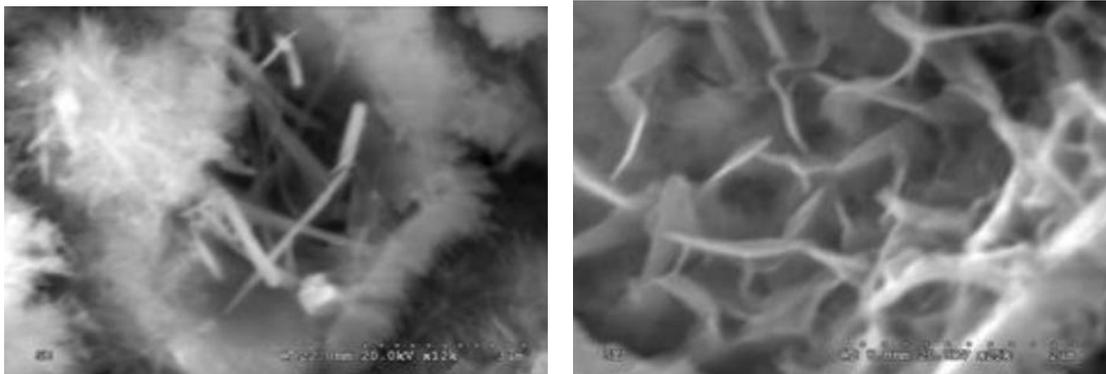
Les hydrates issus du  $C_4AF$  se déduisent de ceux du  $C_3A$  par substitution de l'alumine ( $Al_2O_3$ ) par l'alumino-ferrite ( $Al_2O_3.Fe_2O_3$ ) dans les formules chimiques. C'est pourquoi, dans cette partie, seule l'hydratation du  $C_3A$  est présentée. Le  $C_3A$  est très réactif lorsqu'il rentre en contact avec l'eau. Par contre, en présence de gypse, son hydratation est régulée et conduit à la

formation de trisulfoaluminate de calcium hydraté ou ettringite (**Figure I.14**). L'ettringite n'est un produit hydraté stable que lorsque le gypse est en quantité suffisante. Or, dans la majorité des cas, le  $C_3A$  est en excès par rapport au gypse. C'est pourquoi, quand le gypse est consommé et que le  $C_3A$  n'est pas complètement hydraté, l'ettringite se transforme en monosulfoaluminate tétracalcique (**Figure I.15**) [Goto T, 2006]. De plus, si après la formation du monosulfoaluminate tétracalcique il reste du  $C_3A$ , il se forme des composés de moins en moins riches en sulfate du type  $C_3A.xC$  ( $C_3A.xCS(1-x) CH.H_{19}$ ). Ces différentes réactions sont résumées par les équations bilan (5), (6) et (7).



*Morphologies aciculaires d'ettringite Cristaux de C4AH13 (SEM 10000 X*

**Figure I.14:** Morphologies des hydrates (MEB) [Goto T., 2006]



**Figure I.15.** Monosulfoaluminate (2µm) et Aiguilles d’ettringite (3µm) [Goto T., (2006)]

**I.4.1.5.6 Hydratation du silicate calcique**

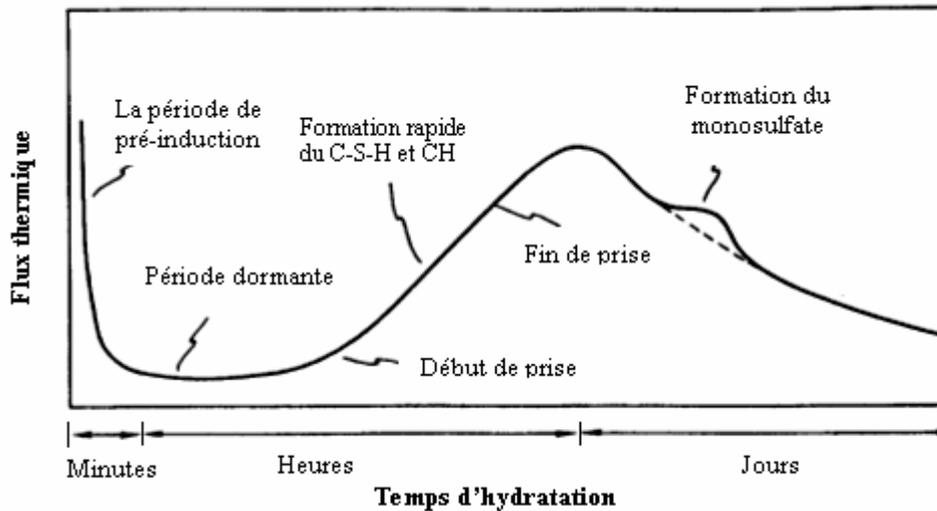
L’hydratation du silicate tricalcique procède selon une succession de trois réactions qui deviennent rapidement simultanées : la dissolution du silicate anhydre, la précipitation de l’hydrosilicate (*C-S-H*) et la précipitation de l’hydroxyde de calcium sous forme de portlandite.

L’hydratation du silicate bicalcique est approximativement la même que celle de *C<sub>3</sub>S*, mais le silicate bicalcique s’hydrate plus lentement suivant l’équation ci-dessous.



**I.4.1.5.7 Evolution de l’hydratation :**

Le dégagement de chaleur qui accompagne les réactions d’hydratation peut être mesuré par calorimétrie. La chaleur dégagée donne une indication sur l’avancement du processus d’hydratation. La courbe du flux de chaleur d’hydratation présente généralement trois pics qui correspondent à trois maxima comme l’indique la **figure I.16**.



**Figure I.16:** Représentation schématique de la courbe calorimétrique de l'hydratation du ciment d'après Bensted [Vernet, C. 1992].

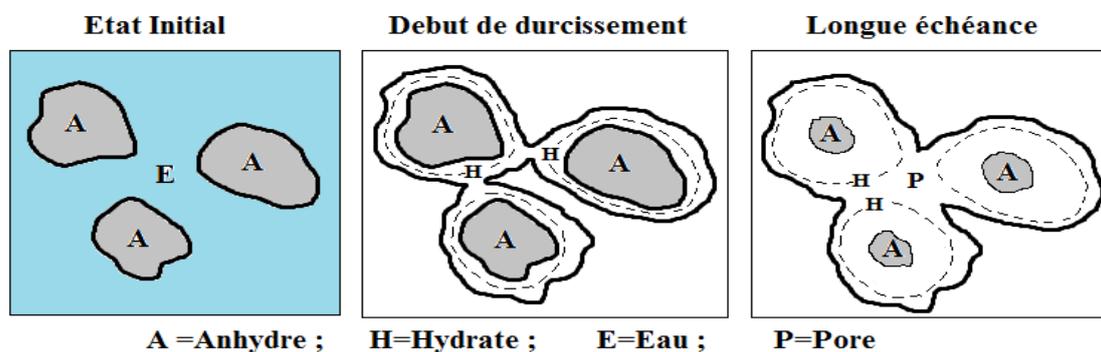
- a) **Premier pic** : Il s'agit de plus haut, mais il est de courte durée. Au cours de cette période ( $\approx 10$  min), le  $C_3S$  et le  $C_3A$  réagissent immédiatement avec l'eau, formant des  $C-S-H$  et de l'ettringite. Ce pic est suivi d'une « période dormante » au cours de laquelle le dégagement de chaleur est relativement faible (sans jamais être nul). Durant cette période des ions  $Ca^{2+}$  et  $OH^-$  sont libérés. Ceci augmente alors le  $pH$  de la solution, ralentissant la dissolution des constituants. Le dégagement de chaleur est alors faible. Les transformations physiques dans cette période sont détectées par l'augmentation du raidissement de la pâte [Vernet, C. 1992]. Les phénomènes physico-chimiques régissant cette phase (période dormante) sont, d'un point de vue pratique, très importants car ils ont un effet sur l'ouvrabilité du béton. Par exemple, pour un rapport  $E/C = 0.5$ , on devra couler le béton dans la structure au plus tard au milieu de la « période dormante ».
  
- b) **Deuxième pic** : La « période dormante » prend fin avec l'accélération du dégagement de chaleur. Le second pic atteint son maximum (pour un ciment ordinaire à 20°C) entre 9 heures et 10 heures. Cette phase d'accélération débute lorsque la concentration en ions  $Ca^{2+}$  et  $OH^-$  de la solution devient critique. Cette sursaturation induit la précipitation de la portlandite. Il s'ensuit alors les mécanismes de dissolution, de nucléation et de précipitation des différentes phases, permettant la formation des hydrates ( $C-S-H$ ) et des phases cristallines (ettringite, portlandite). Cette grande activité chimique dégage beaucoup de chaleur, augmentant la température du matériau. Les

hydrates formés commencent à s'enchevêtrer et permettent alors la formation d'un solide d'un solide rigide.

- c) **Troisième pic** : C'est la période pendant laquelle se poursuit l'hydratation du ciment. Cette phase peut durer pendant des mois, au cours desquels les résistances mécaniques continuent à augmenter.

Les mécanismes qui réagissent en cours d'hydratation du ciment au-delà de la première journée ne sont pas encore bien clarifiés vu qu'ils varient beaucoup en fonction du type de ciment [Scrivener et al, 2011].

De ce fait, pour comprendre au mieux les changements chimiques et physiques qui se déroulent lors de l'hydratation du ciment et faire un lien avec sa prise et le développement des résistances, il faut s'intéresser aux composants du clinker. Ce dernier, se compose d'un mélange de différents constituants anhydres. Donc, il est essentiel d'étudier séparément les réactions des silicates et des aluminates. La **figure I.17** présente une simplification du mécanisme d'hydratation des grains de ciment.



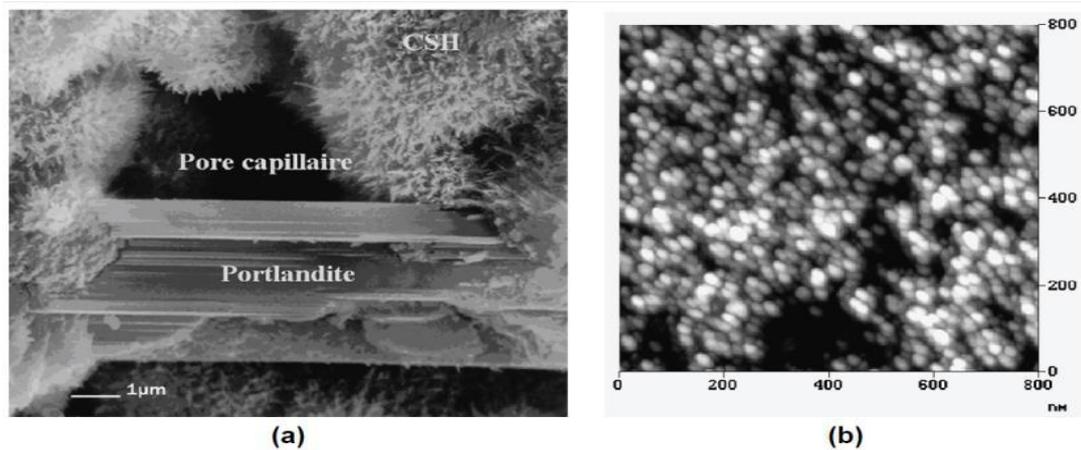
**Figure I.17** : Simplification du mécanisme d'hydratation des grains de ciment

#### I.4.1.6 Les propriétés des produits d'hydratation :

##### *I.4.1.6.1 Les silicates de calcium hydraté C-S-H*

Les silicates de calcium hydratés constituent la partie majeure de la phase liante du ciment. Le terme **C-S-H** désigne une famille de composés du système ternaire **CaO-SiO<sub>2</sub>-H<sub>2</sub>O**. Ce sont des composés nanocristallins constitués de particules nanométriques agrégés les unes aux autres. Ainsi les **C-S-H** sont des composés mal cristallisés du fait de leur germination rapide. En raison de leur forte teneur en eau et de leur faible degré de cristallisation (composés

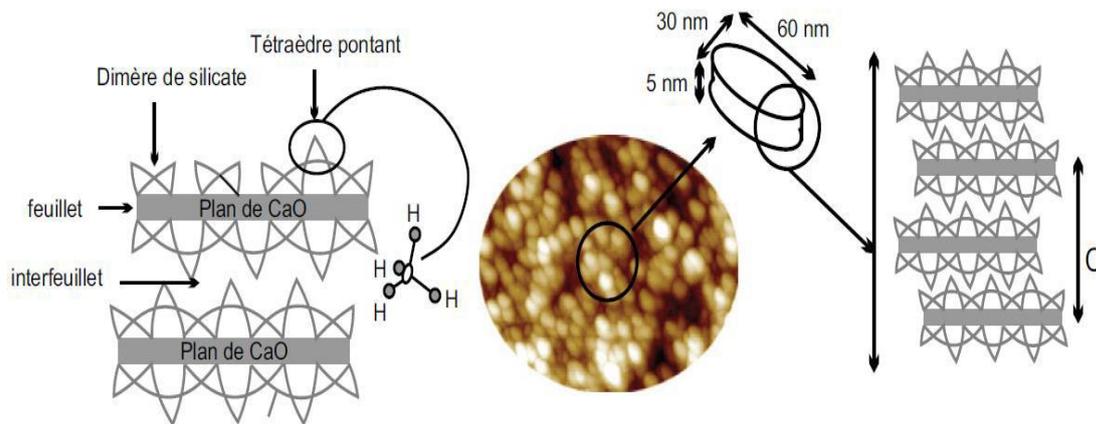
amorphes), ils sont souvent appelés « gel de *C-S-H* » (**Figure I.18**). Leur structure en feuillet est responsable de la prise et de la résistance mécanique de la pâte de ciment.



**Figure I.18:** Morphologie des *C-S-H* : (a) Image en MEB des *C-S-H*, poussant à la surface des grains d'alite (b) : image des *C-S-H* en microscopie à force atomique [Regourd m. et al., 1975]. La différence de morphologie entre les deux images est due au fait que le vide du microscope électronique à balayage déshydrate le *C-S-H* et modifie la microstructure

Les dimensions typiques de ces particules sont de l'ordre de 60 X 30 X 5 nm<sup>3</sup> [Donlad e, et al 2001]. Les *C-S-H*, se caractérisent par une surface spécifique très élevée (de l'ordre de 250 m<sup>2</sup>/g). D'un point de vue stabilité, les *C-S-H* sont très peu solubles dans une solution saturée par rapport à la portlandite (quelques μ mol/l, soit de l'ordre de 1mg/l). Cette stabilité peut se voir perturbée dans le cas où la concentration en hydroxyde de calcium en solution diminue et si le *pH* descend en dessous de 10 (cas de l'eau de mer). Les *C-S-H* se dissolvent donc, dans ce cas (car leur solubilité va augmenter), au profit de la silice qui devient moins soluble. Il est aussi possible dans une solution très diluée qu'une croissance plus importante et plus rapide des *C-S-H* se produise, avant même d'atteindre la super saturation critique de la précipitation de Portlandite [D. Damidot et al 1990].

Les *C-S-H* présentent une structure lamellaire ; chaque feuillet est constitué d'un double plan d'ions calcium liés de part et d'autre par les oxygènes de tétraèdres de silicates [D. Damidot et al 1990]. Les silicates se présentent sous forme de lignes parallèles de dimères (**Figure I.19**). Une partie de ces dimères peuvent être pontés par un troisième tétraèdre, formant ainsi des pentamères. L'inter-feuillet contient des molécules d'eau et plus ou moins d'ions calcium. La concentration en hydroxyde de calcium de la solution interstitielle influe sur le nombre de tétraèdres pontants et de calcium en inter-feuillet.



**Figure I.19:** Représentation schématique de la structure du C-S-H et relation avec la morphologie. C’est ce qui explique l’origine de la variation du rapport Ca/Si des C-S-H. Dans la littérature on distingue trois phases distinctes de C-S-H (Figure I.20) [Nonat, A, 2004, et Haas, A, 2015].

- ✚ C-S-H- $\alpha$  :  $0.66 < Ca/Si < 1$
- ✚ C-S-H- $\beta$  :  $1 < Ca/Si < 1.5$
- ✚ C-S-H- $\gamma$  :  $1.5 < Ca/Si < 2$

Dans un ciment ordinaire, type CEM I, on trouvera plutôt les **C-S-H** avec un plus haut rapport **Ca/Si**. A contrario, dans un ciment au laitier de type CEM III/A par exemple, ce rapport sera plus faible.

**I.4.1.6.2 Précipitation des hydrosilicates de calcium (C-S-H) :**

Au fur et à mesure que la dissolution du silicate tricalcique se poursuit, la solution interstitielle de la pâte de ciment s’enrichit en ions calcium, hydroxyde et silicate. Lorsque celle-ci atteint la sursaturation maximale par rapport aux hydrosilicates de calcium, il y a alors formation de germes de **C-S-H** selon la réaction :

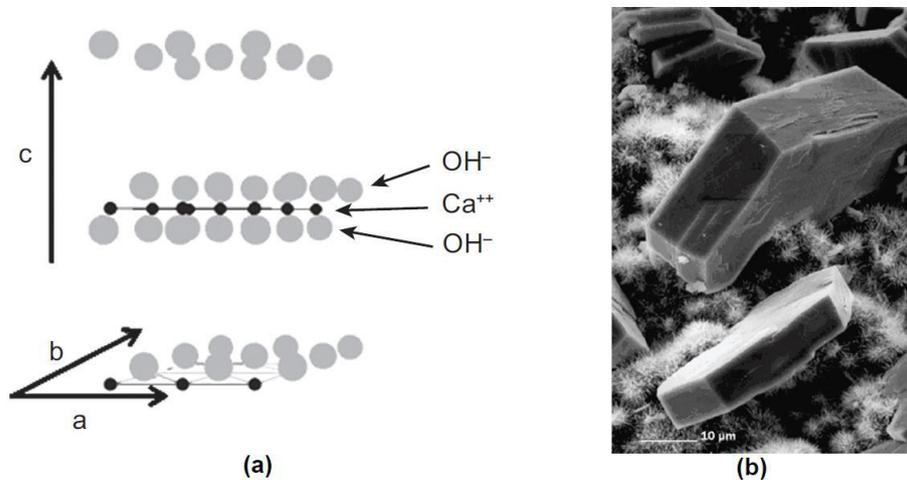


**I.3.1.6.2.1 La portlandite  $Ca(OH)_2$  :**

La portlandite est la phase la plus soluble de la pâte de ciment hydratée. Sa solubilité dans l’eau est de l’ordre de 22 mmol/l à 25°C, soit environ 1,6 g/l. Cette solubilité correspond à un **pH** de 12,6. C’est d’abord cette phase qui maintient un **pH** basique dans la solution interstitielle.

Le deuxième caractère de cette phase est sa cristallisation. Elle est l’une des phases les mieux cristallisées. Elle se trouve sous forme de cristaux hexagonaux **Figure I.20** plus ou moins

développés dans la pâte de ciment, les pores et l'interface pâte/granulat. Elle est constituée de plans d'ions calcium en environnement octaédrique assurée par 3 ions  $\text{OH}^-$  de part et d'autre du plan, ce qui constitue un feuillet d'hydroxyde.

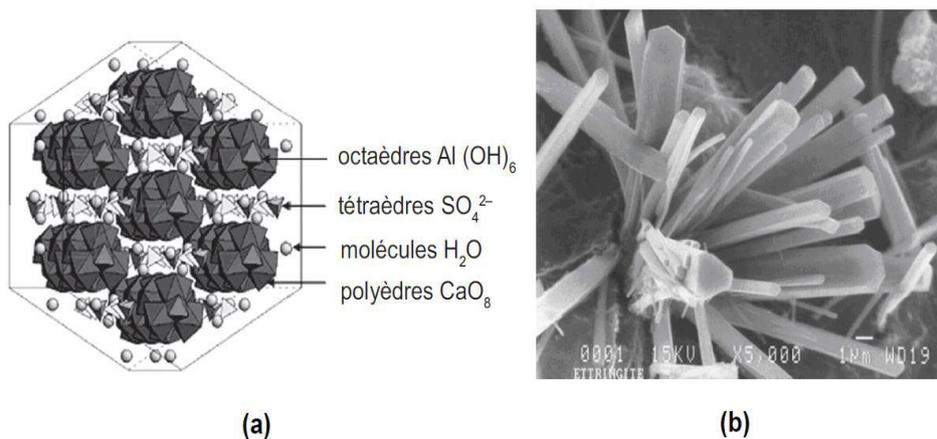


**Figure I.20** (a) Structure cristalline de la portlandite ; (b) Image en microscopie électronique à balayage de cristaux de portlandite, la morphologie est un reflet de la structure hexagonale [A. Nonat, 2008].

#### I.4.1.6.2 Ettringite :

$\text{C}_3\text{A}$ ,  $3\text{CaSO}_4$ ,  $32\text{H}_2\text{O}$  : L'ettringite cristallise sous forme d'aiguilles à base hexagonale, souvent rayonnantes autour des grains de ciment anhydres (**Figure I.21**). Dans une pâte de ciment âgée, ces aiguilles se retrouvent parsemées dans les fibres de *C-S-H*. La structure de l'ettringite est très différente des *AFm*. Elle est constituée de colonnes de cations liés par les oxygènes, des hydroxydes et des molécules d'eau. Les ions sulfate ont pour rôle d'assurer l'électro neutralité. Ils ne participent pas à la coordination des cations.

Ils sont donc accueillis par les colonnes cationiques. Ceci explique pourquoi ils peuvent être remplacés par d'autres anions, tels que l'ion carbonate et ce tout comme l'aluminium peut également être substitué par du Fer.



**Figure I.21** (a) Structure cristalline de l'ettringite ; (b) : image en microscopie électronique à balayage de cristaux d'ettringite [ D. Damidot 1990]

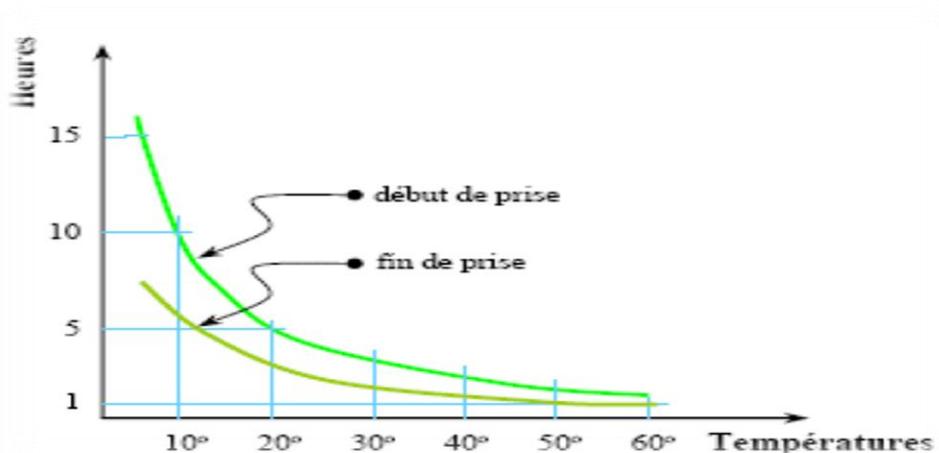
**I.4.1.7 Propriétés du ciment au cours du durcissement :**

La prise et le durcissement du ciment ou du béton engendrent une évolution continue de différentes propriétés :

**I.4.1.7.1 Le temps de prise [Norme NF P 18-362] :**

Le contrôle du temps de prise est indispensable pour des bétons de qualité. Une prise qui se fait trop tôt risque de créer une obturation des gaines. Tandis, qu'une prise qui se fait trop tard risque de créer une exsudation [V Phoummavong, 2002].

La croissance de cette caractéristique (temps de prise) est fortement influée par le cadre environnemental (température, humidité, etc. ...). La **figure I.22** montre l'influence de la température sur la prise des ciments.



**Figure I.22** : Influence de la température sur la prise des ciments [V Phoummavong, 2002]

**I.4.1.7.2 Consistance et fluidité [Norme NF P 18-358] :**

La consistance de la pâte de ciment est plus ou moins liée à sa fluidité. Ces deux caractéristiques évoluent en fonction du temps. Généralement les pâtes de ciment entrant dans la composition des mortiers ou des bétons ont des consistances maîtrisées. Un coulis trop épais mettra plus de temps pour se mettre en place. Un coulis trop fluide risque de ségréguer (ressuage important) [V Phoummavong, 2002].

La fluidité et la consistance dite "*consistance normalisée*" peuvent être déterminées consécutivement par:

- Le cône de Marsh
- Appareil de « Vicat »

**I.4.1.7.3 Stabilité [Norme NF P 18-359] :**

La stabilité d'un coulis de ciment est connue après la mesure de la quantité d'eau qui apparaît à la surface du coulis, qui a été mis à l'abri de toute évaporation. La quantité d'eau exsudée à la surface du coulis ne devra pas être supérieure à 2 % du volume de coulis. Cette eau devra, être complètement réabsorbée dans les 24 h [V. Phoummavong, 2002].

Il faut noter que l'état du produit fini ne dépend pas seulement des propriétés du ciment, mais aussi des autres composants du solide et de leurs rapports (granulats, adjuvants, additions minérales, eau).

De ce fait, afin de contrôler ces propriétés mécaniques, il faut s'intéresser aux réactions, aux qualités et aux quantités des composants (sable, ciment, granulats, addition) à incorporer dans le mélange.

**I.4.2 LES GRANULATS :**

La plupart des définitions relatives aux granulats sont empruntées du texte de la norme XP P 18-540 [Norme Française XP P 18-540, 1997]. Un granulats est un ensemble de grains compris entre 0 et 125 mm, destiné notamment à la confection des mortiers, des bétons, des couches de fondation et de base, de liaison et de roulement des chaussées, des assises et ballasts de voies ferrées, des remblais [A. Charef 2007 ].

**I.4.2.1/ Les différents types de granulats :**

Les granulats utilisés pour le béton sont d'origine naturelle, artificielle ou recyclée :

- «Naturels», lorsqu'ils sont issus de roches meubles ou massives et qu'ils subissent aucun traitement autre que mécanique (réduction de dimensions).
- «Artificiels», lorsqu'ils proviennent de la transformation à la fois thermique et mécanique de roches ou de minerais ;
- «Recyclés», lorsqu'ils proviennent de la démolition d'ouvrages ou lorsqu'ils sont réutilisés [R. Maillot 2001].

**I.4.2.1.1/ Les granulats naturels :**

Les granulats naturels, proviennent de deux sources : les carrières de roches massives et les gisements alluvionnaires. Géologiquement, les granulats naturels proviennent de trois natures de roches :

- ✓ éruptives : granites, basaltes porphyres,
- ✓ sédimentaires : calcaires, grès, quartzites,
- ✓ métamorphiques : gneiss, amphibolites.

Les compositions minéralogiques font apparaître trois familles : les roches calcaires, les roches siliceuses et les silico-calcaires [R. Maillot 2001].



**Figure I.23:** Photos des différents types de granulats

#### ***1.4.2.1.2 Les Granulats Alluvionnaires:***

Dits roulés, dont la forme a été acquise par érosion. Se sont surtout des dépôts alluvionnaires trouvés dans un lit de rivière (et en mer éventuellement). Ces granulats sont lavés pour éliminer les particules argileuses, et criblés pour obtenir différentes classes de granulats [J. Baron, et 1982].

#### ***1.4.2.1.3 Les Granulats de Carrières:***

Les granulats sont obtenus par abatage et concassage, suivi des opérations de criblage ou tamisage pour sélectionner des grains à une dimension précise. Les granulats concassés présentent des caractéristiques qui dépendent d'un grand nombre de paramètres : origine de la roche, régularité du banc, degré de concassage... [V. Phoummavong., 2002]. Ce type de granulats prouve une très bonne liaison avec la pâte de ciment à cause de leur texture de surface et leur rugosité. D'autre part ils nécessitent plus d'eau pour une maniabilité donnée et ceci est due à leurs angularités et donc à leurs surfaces spécifiques étendues [A. M. Neville 2000].

#### ***1.4.2.1.4 / les granulats artificiels :***

D'origine minérale résultant d'un procédé industriel comprenant par exemple des transformations thermiques : sous-produits industriels, granulats réfractaires.

##### ***1.4.2.1.4.1 Recyclé :***

Obtenu par traitement d'une matière inorganique utilisée précédemment dans la construction, tels que des bétons de démolition de bâtiments ou des structures de chaussées.

### **I.4.3 Le Sable :**

Le sable est le constituant du squelette granulaire qui a le plus d'impact sur les bétons et du mortier. Il joue un rôle primordial en réduisant les variations volumiques, les chaleurs dégagées et le prix de revient des bétons. Il doit être propre et ne pas contenir d'éléments nocifs.

Il convient de se méfier de la présence de sables granitiques, de micas en paillettes, d'argiles, de sulfates...et dans le cas de sable concassé: des poussières, des plaquettes, des aiguilles. En vue de son utilisation dans la confection du mortier, le sable doit être soumis à des essais de

laboratoire, à savoir l'analyse granulométrique, l'essai de l'équivalent de sable. [M. Regourd 1982]

#### I.4.4 L'eau de gâchage :

L'eau est l'un des quatre composants de base du béton avec le sable, les granulats et le ciment, il ne faut donc surtout pas le négliger lors de la composition de votre béton et faire bien attention à son dosage. En effet, nous allons voir que l'eau a de nombreux effets sur la résistance, la durabilité, la qualité et la maniabilité de votre béton à différents stades. Nous allons donc vous expliquer ce qu'il faut et ne faut pas faire avec l'eau pour éviter d'éventuels dommages futurs.

### I.5 ADDITIONS MINERALES :

#### I.5.1. définition des additions :

Une addition minérale est définie par la norme européenne [EN 206-1](#) comme étant :

Un Matériau minéral finement divisé utilisé dans le béton afin d'améliorer certaines propriétés ou pour lui conférer des propriétés particulières.

La norme européenne [EN 206-1](#) considère deux types d'additions :

Le type I : additions quasiment inertes ;

Le type II : additions à caractère pouzzolanique ou hydraulique latent.

L'aptitude générale à l'emploi comme additions du type I est établie pour:

- Les fillers conformes à la prénorme [prEN 12620 :2000](#) ;
- Les pigments conformes à la norme [EN 12878](#).

L'aptitude générale à l'emploi comme additions du type II est établie pour :

- Les cendres volantes conformes à la norme [EN 450](#) ;
- Les fumées de silice conformes à la prénorme [prEN 13263 :1998](#).

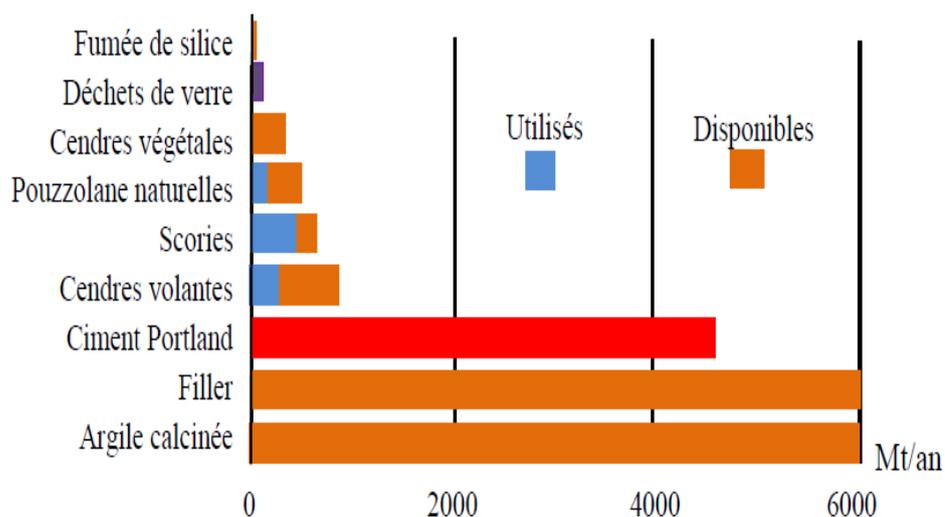
L'aptitude générale à l'emploi pour des bétons utilisés en France est établie pour les additions normalisées suivantes :

- Les cendres volantes pour béton conformes à la norme [NF EN 450-1](#) ;
- Les fumées de silice conformes à la norme [NF P 18-502](#) ;
- Les laitiers vitrifiés moulus de hauts fourneaux de classe B conformes à la norme [NF P 18-506](#) ;
- Les additions calcaires conformes à la norme [NF P 18-508](#) ;
- Les additions siliceuses de catégorie A, conformes à la norme [NF P 18-509](#).

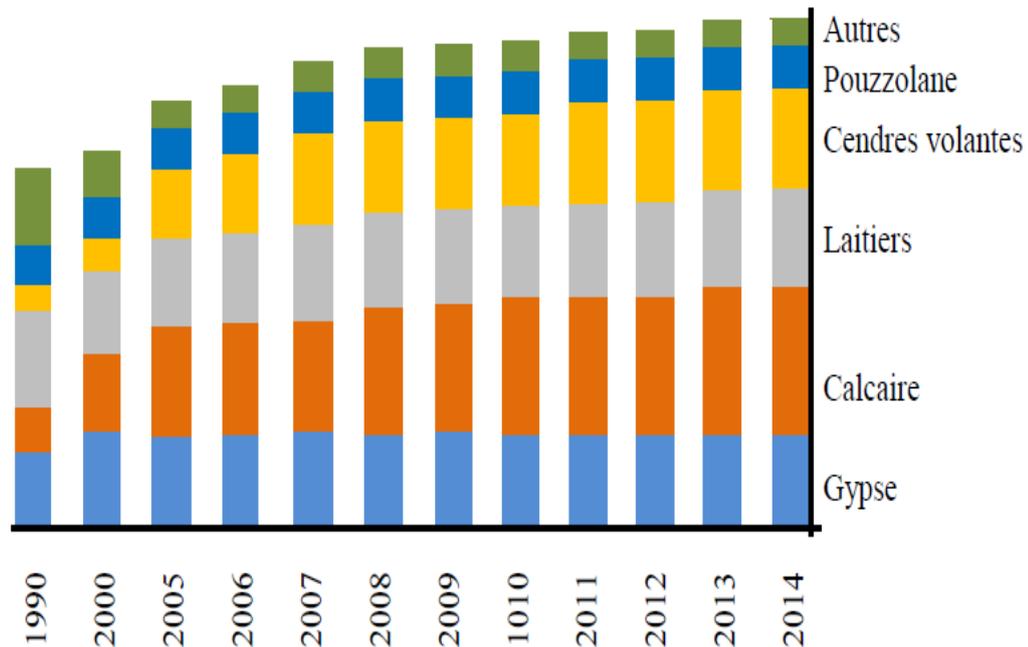
**I.5.2. Les ajouts minéraux dans les ciments :**

Une stratégie très efficace pour réduire les émissions de  $CO_2$  constatées lors de la fabrication du ciment est de remplacer une partie de clinker de ciment Portland par d’autres matériaux connus comme ajouts minéraux ou matériaux cimentaires supplémentaire (*MCS*). Ce sont des matériaux présentant une granulométrie très fine, souvent incorporées au ciment au moment du broyage du clinker ainsi qu’aux mortiers et bétons. L’utilisation des ajouts minéraux est aussi justifier par les résultats des certaines chercheurs qui en indique que les particules de clinker de dimension supérieur à 60  $\mu m$  ne subissaient pas d’hydratation complète même au cours du durcissement à long terme [Komar, 1976].c’est la raison pour laquelle les particules de clinker d’une telle dimension peuvent être remplacées par celles de matériaux inerte.

Trois matériaux à savoir, le calcaire, le laitier granulé de haut fourneau (*GBFS*) et les cendres volantes (*CV*) constituent actuellement l’écasante majorité des additions minérales utilisées avec le ciment [Dave et al., 2016] et [Scrivener et al., 2018]. Les figures I.24 et I.25 montrent la disponibilité estimée de différents matériaux cimentaires supplémentaires (*MCS*) possible par rapport à la quantité de ciment produite ainsi que l’évolution de la substitution du clinker par les entreprises du **CSI WBCSD (World Business Council for Sustainable Development- Ciment Sustainability Initiative : Conseil mondial des entreprise pour le développement durable – initiative de durabilité de ciment)**. [Scrivener et al., 2018].



**Figure I.24 :** Utilisation et estimation de la disponibilité des **MCS** et des fins [Scrivener et al., 2018].



**Figure I.25** Evolution de la substitution du clinker par les entreprises **CSI WBCSD** [Scrivener et al., 2018].

Du point de vue réactivité, nous distinguons d’une part, les ajouts réactifs tels que les pouzzolanes naturelles ou artificielles (laitier granulé de haut fourneau) [Saraya, 2014], les cendres volantes [Rashad, 2014], les fumées de silice les argiles calcinés [Kucukyildirm et Uzal, 2014] ainsi que tout matériau amorphe ou imparfaitement cristallin contenant de la silice, de l’alumine et/ou de la chaux [Scrivener et al., 2018] et d’autre part, les ajouts inertes constitués particulièrement par les fillers ou fines calcaire qui n’ont pas de réactivité propre mais que leur fine granulométrie permet de remplir dans les conditions de traitement normales les espaces vides restants entre les particules plus grossières. Ceci leur confère le pouvoir d’améliorer les propriétés physiques du ciment Portland telles que son ouvrabilité et perméabilité [Kaminskas et al., 2015].

### I.5.3 Classification des ajouts cimentaires

La production du ciment demande une grande quantité d’énergie (environ 3400 kJ par kg de ciment) majoritairement issue de la combustion de combustibles fossiles. Il est donc intéressant de remplacer une partie du clinker par des ajouts moins coûteux et moins consommateurs d’énergie [Ezziane K., et al., 2002]. Ces additions sont définies par la norme européenne [Norme AFNOR. NF EN 197-1, 2011] comme des matériaux minéraux finement

divisés utilisés dans le ciment afin d’améliorer certaines propriétés ou lui conférer des propriétés particulières. Les ajouts peuvent être naturels ou artificiels, inertes ou actifs. Les ajouts peuvent réagir en tant que matériau hydraulique, hydraulique latent ou pouzzolanique, ou encore sous forme de fillers. Ils se divisent selon leur réactivité comme le montre le **Tableau I.1** ci-dessous.

**Tableau I.1.** Classification des ajouts selon leur réactivité [Norme SIA 215, 1978].

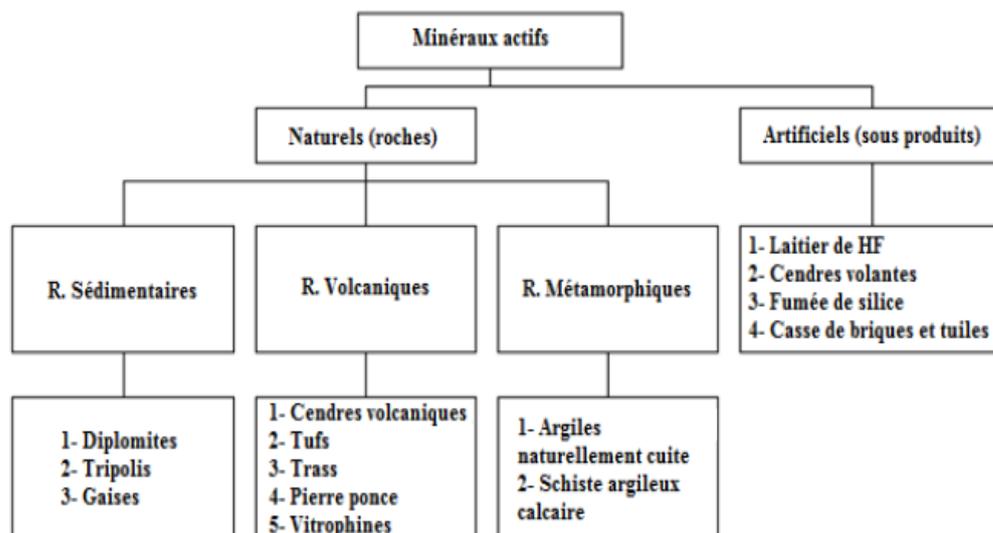
Type	Réactivité	Matériau
Hydraulique	Fortement réactif	Ciments spéciaux-chaux hydraulique
Hydraulique Latent		Laitier granulé-cendres volantes riches en calcium (calciques)
Pouzzolanique	Fortement réactif	Fumée de silice
	Moyennement Réactif	Cendres volantes pauvres en calcium, pouzzolanes naturelles (verre volcanique, tufs volcaniques, terres à diatomées)
	Faiblement réactif	Scories cristallines
Inerte	Non réactif	Fillers (farine calcaire,...) fibres, pigments colorants, matières expansives, dispersants synthétiques

Les additifs les plus utilisés sont : les pouzzolanes naturelles ou artificielles (**P** ou **Q**), les laitiers de haut fourneau (**S**), les cendres volantes (**V**, **W**), les fumées de silice (**F.S**), les schistes calcinés (**T**), les calcaires (**L**) et les fumées de silices (**D**). Les pays industrialisés tels que les États-Unis, la Russie, la France, l'Allemagne, le Japon et l'Angleterre, sont les plus grands producteurs de cendres volantes, de fumée de silice et de laitier de haut fourneau. La Chine et l'Inde produisent également des quantités importantes de cendres de balles de riz [Double D.D, 1983].

**I.5.3.1 Pouzzolanes :**

Le terme « pouzzolane », désigne à l’origine un matériau naturel constitué de projections volcaniques, son nom provient de la ville Italienne « Pouzzole » où se trouve ce type de roches. Lorsque des matériaux furent découverts à travers le monde (Allemagne, Espagne, France...), le terme « pouzzolane » se généralisa et s’applique à un grand nombre de matériaux d’origines diverses, Actuellement le terme pouzzolane est étendu au sens industriel et désigne tous matériau naturel ou artificiel riche en silice et alumine capable de réagir à

température ambiante avec la chaux en présence d'eau pour former des produits aux propriétés liantes. L'ensemble de ces matériaux a fait l'objet d'une classification présentée sur la **Figure I.26**, lors du 6ème Congrès International de la Chimie du Ciment en 1974 [Hewlett P. et al., 2004].



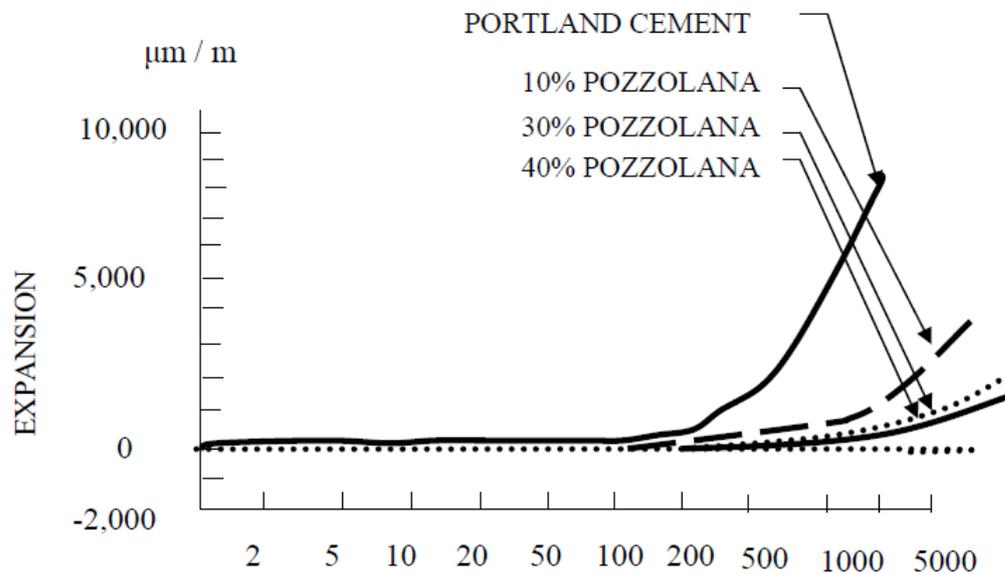
**Figure I.26** Origines des matériaux pouzzolaniques

Il est généralement admis que l'échantillon de pouzzolane est chimiquement convenable avec une teneur totale  $SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 \geq 70\%$  comme il a été recommandé par la norme ASTM C 618 (ACI 232, 1994). Elle peut être utilisée pour remplacer jusqu'à 40% de ciment Portland ordinaire, conformément aux exigences des normes NF EN 197-1 (NF EN 197-1, 2001) et ASTM C 595 (ASTM C 595, 2003).

Les phases riches en silice de la pouzzolane identifiée comme «active», sont capables de réagir avec la chaux, ainsi que les phases "inertes", insensibles ou peu sensibles à son action. Toutes les phases actives sont thermodynamiquement instables dans la mesure où la teneur en phase cristalline varie très sensiblement et la partie vitreuse a une composition variable [Massaza, 1993].

Ce matériau volcanique nécessite peu d'énergie de broyage, en apportant de nombreuses propriétés bénéfiques, comme la faible chaleur d'hydratation, la réduction de la porosité qui se traduit par un accroissement de la résistance finale, une faible perméabilité, une amélioration de la résistance aux sulfates et aux chlorures. Toutefois, ces propriétés sont étroitement contrôlées par les compositions minéralogique et chimique ainsi que leurs surfaces spécifiques.

La réaction pouzzolanique conduit à une réduction de la chaux libre dans la pâte de ciment et permet donc de réduire le risque d'attaque par les sulfates [M. El Hadj, 2002]. La *figure I.27* illustre bien la diminution de l'expansion des mortiers contenant 10%, 30% et 40% de la pouzzolane naturelle et conservés dans une solution contenant 1% de  $MgSO_4$  pendant 5 ans.



**Figure I.27 :** Effet de la pouzzolane sur l'expansion des mortiers immergés dans une solution à 1% de sulfate de magnésium [G. Cochet et al., 1993].

La méconnaissance, jusqu'à l'heure actuelle, de l'origine du durcissement du ciment permet de prendre comme référence les travaux de Le *Chatelier* et de *Michaëlis* [Michaelis W., 1893] et [Chatelier H., 1883]. La théorie de Le *Chatelier* suppose que les produits d'hydratation ont une solubilité inférieure à celle des composants initiaux et forment donc un précipité à partir d'une solution sursaturée. Ce précipité est formé de cristaux allongés possédant des propriétés adhésives et de cohésions élevées.

La théorie colloïdale proposée par *W. Michaëlis* [Chatelier H., 1883] postule que la forme cristalline de l'aluminate, le sulfoaluminate et l'hydroxyde de calcium est à l'origine de la résistance initiale.

Les silicates sont ensuite attaqués par l'eau saturée de chaux et forment une masse gélatineuse. Cette masse durcit graduellement par perte d'eau vers l'extérieur et par hydratation des grains de ciment non encore attaqués à l'intérieur du noyau.

En fait les deux théories ne sont pas inconciliables. La chimie des colloïdes a montré récemment que les propriétés de ces corps ne sont pas dues uniquement à l'irrégularité des cristaux qui les composent mais principalement à leur grande surface [Lea F.M., 1974].

Le ciment Portland mélangé à une grande quantité d'eau produit en quelques heures une solution sursaturée en  $Ca(OH)_2$  contenant du silicate de calcium hydraté sous une forme métastable [Bogue R.H., et al 1934]. Cet hydrate précipite rapidement conformément à la théorie de Le Chatelier. Le durcissement qui suit est certainement dû au retrait de l'eau du matériau hydraté tel que a postulé *Michaëlis*.

Des travaux expérimentaux ultérieurs [Bogue R.H., et al 1934] et [Lea F.M., 1974] ont montré que les silicates de calcium hydratés se retrouvent en fait sous forme de microcristaux enchevêtrés dont le comportement peut être assimilé à un gel. La résistance de ce gel est due probablement à deux types de liaisons. La première étant une attraction physique entre les surfaces solides assimilables à des forces de Van Der Waals. Le second type est de nature chimique mais seule une faible fraction des particules de gel y participe. L'importance relative de ces deux types de liaison n'est pas encore établie.

D'après l'étude géologique, l'Algérie possède une quantité appréciable de matériaux pouzzolaniques d'origine volcanique dont l'utilisation jusqu'à présent reste au niveau de certaines cimenteries seulement, malgré les nombreuses études faites par des universités algériennes, dont certaines sont cités ci-après. A l'ouest de l'Algérie les matériaux pouzzolaniques d'origine volcanique s'étendent de façon sporadique le long de 160 km entre la frontière Algéro-Marocaine et le Sahel d'Oran [Kaid N., et al, 2010]. L'industrie cimentaire est d'importance primordiale pour l'Algérie comme tous pays en voie de développement. Actuellement, l'industrie cimentière en Algérie ne produit qu'un seul type de ciment avec un faible pourcentage d'ajouts.

En Algérie, parmi les moyens efficaces pour augmenter la production et diminuer le prix du ciment, il y a celui d'utiliser des ajouts très peu coûteux et disponibles en grandes quantités. L'emploi des ajouts dans l'industrie cimentière en Algérie est encore dans sa phase préliminaire avec uniquement de faibles proportions utilisés. Nous pouvons citer, l'utilisation des ajouts actifs tels que le laitier de hauts fourneaux d'El-Hadjar par la cimenterie de Hamma Bouziane et la pouzzolane naturelle de Béni-Saf par les cimenteries de Zahana et Béni-Saf. D'autres cimenteries utilisent des ajouts inertes tels que le calcaire comme ECDE de Chlef. La nouvelle cimenterie de M'sila produit déjà un ciment CEM II avec la combinaison de la pouzzolane (7,5%) et le calcaire (7,5%).

**I.5.5 Etude de variabilité de la pouzzolane naturelle de béni-saf :**

L’Algérie est riche en pouzzolane naturelle que nous pouvons retrouver dans plusieurs régions du pays. Cette pouzzolane se présente sous différentes couleurs et une large gamme de compositions chimiques qui varient d’une région à l’autre. Une analyse de la variabilité des caractéristiques minéralogique et chimique de la pouzzolane de Béni-Saf, objet de notre étude, semble alors importante.

**I.5.5.1 Variabilité de couleur :**

Les pouzzolanes sont généralement de couleur rouge ou noire, avec tous les teintes intermédiaires, quelquefois grise que nous retrouvons aussi dans la pouzzolane du gisement de Bouhamidi à Béni-Saf. Toutefois, des études antérieures ont signalées que la couleur des pouzzolanes ne donne pratiquement que des informations sur le degré d’oxydation du fer présent dans les matériaux et n’affecte pas la partie silicatée. D’ailleurs, des analyses chimiques réalisées sur des pouzzolanes de différentes provenances (France, Italie, Madagascar, Réunion, Martinique, Guadeloupe, Zaïre et Ruanda) ont montré que la couleur dominante de celles-ci reste étroitement liée au rapport des pourcentages pondéraux des oxydes ferreux et féériques  $FeO/Fe_2O_3$

De ce fait, le préjugé selon lequel les pouzzolanes noires présenteraient une qualité plus médiocre que celles des pouzzolanes rouges est dénué de tout fondement. Cependant, dans son étude sur la variabilité des propriétés chimiques et minéralogiques de la pouzzolane de Béni-Saf avec la couleur (pouzzolanes marron, gris, noire et rouge), **Khelafi et al.** ont indiqué que les pouzzolanes noire et grise contenaient plus d’oxydes de silicium et d’aluminium, moins d’oxyde de calcium et plus de teneur en verre que les pouzzolanes rouge et marron [Khelafi et al., 2012] comme l’illustre les résultats donnés au **tableau I.2**

**Tableau I.2** Composition chimique de quatre pouzzolanes [Khelafi et al., 2012]

	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	MgO	CaCO <sub>3</sub>	Teneur en verre
<b>PZ marron</b>	14.69	39.01	13.10	9.17	0.02	1.03	2.52	4.16	16.30	24.32
<b>PZ grise</b>	12.18	43.51	15.59	9.59	0.01	2.03	2.47	3.90	11.42	31.33
<b>PZ noire</b>	11.45	43.30	14.68	9.84	0.02	1.64	2.40	4.42	12.25	31.85
<b>PZ rouge</b>	12.84	40.74	14.03	9.76	0.02	1.31	3.16	4.42	13.73	27.90

**I.5.5.2 Variabilité chimique**

Pour avoir une idée plus claire sur l’homogénéité du massif de pouzzolane naturelle de Béni-Saf, une analyse des résultats de la composition chimique en oxydes donnés par plusieurs auteurs ayant effectués des études sur ce matériau principalement la pouzzolane noire ou grise est réalisée. Ces valeurs sont par la suite comparées d’une part à celles des pouzzolanes de certains pays étrangers et d’autre part aux valeurs minimales et maximales et domaine élargi des compositions chimiques des pouzzolanes données par quelques chercheurs et normes *tableau I.3*.

**Tableau I.3** Analyse chimique comparative des teneurs en oxydes de pouzzolanes de Béni-Saf

Elément/étude	SiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>	P.F.
[Belas et al., 2003]	45.67	8.98	3.45	15.10	10.14	0.4	0.68	0.19	
[Chabi et al., 2004]	45.90	10.20	3.40	17.10	10.60	1.8	4.05	1.50	4.2
[Ayed et al., 2012]	56.25	9.83	1.81	16.98	8.57				
[Ferhat et al., 2012]	46.60	10.16	2.40	17.50	9.92	1.47	3.23	0.40	3.64
[Belas et al., 2012]	46.67	9.40	4.76	17.31	10.64	2.1	4.71	0.05	4.95
[Nguyen et al., 2013]	46.8	9.40	3.90	17.50	8.40	1.40	4.32	0.4	4.80
[Ghomari et al., 2015]	46.8	9.2	3.80	18.8	10.5	0.5	0.8	0.2	6.5
[Ghrici et al., 2007]	46.86	9.38	2.84	16.62	9.37	0.50	0.81	0.20	5.79
[Senhadji et al., 2012]	47.21	10.84	4.38	18.85	9.99	0.20	0.81	0.50	3.91
[Deboucha et al., 2015]	46.66	11.01	4.14	17.74	8.69	1.10	5.07	0.04	8.94
[Merida et al., 2015]	44.95	14.59	3.70	16.91	9.47	1.35	1.34	0.20	4.30
Moyenne X <sub>moy</sub>	47.31	10.28	3.51	17.31	9.66	1.08	2.58	0.37	5.36

**I.5.6 Evaluation de l’activité pouzzolanique:**

Depuis vient qui a proposé la première méthode d’évaluation de la réactivité pouzzolanique par un essai d’absorption de la chaux [Shi., 2001], de nombreuses méthodes ont été développées pour évaluer la réactivité pouzzolanique. Ces procédés peuvent être classés en deux catégories. Une première qui se base sur la détermination chimique de la quantité de chaux fixée par le matériau pouzzolanique après un certain temps (Test Chapelle, assai de Frattini) [Geryville., 2012], assai de chaux saturée [Garcia et al., 2008] et une seconde

méthode qui s'appuie sur les méthodes physiques notamment les mécaniques basés sur la détermination d'un indice d'activité de résistance (IAR).

A noter que certaines critiques ont été rapportées envers l'essai de test Chapelle. A cet effet, Neville [Neville A. M., 2000] a abdicqué que ce test ne fournit aucune idée sur les résistances mécanique à espérer. Bich et al, ont noté que les températures élevées utilisées dans cet essai peuvent modifier la nature des hydrates formés puisque la solubilité de la portlandite chute lorsque la température augmente [Bich et al, 2009].

**Geryville** a rapporté que dans la cas des méthodes physiques tell que l'analyse thermogravimétrique le problème majeur se situe dans la complexité de délimitation des températures de bordure des hydrates en particulier les C-S-H, C-A-S-H qui varient d'un auteur à l'autre excepté la portlandite pour laquelle les pertes de masses sont essentiellement recherchées dans la plage de températures variant de 400 et 600°C [Geryville, 2012].

Dans une étude antérieure, pour khorshidi et la. Avaient indiqué que pour les mortiers avec pouzzolanes utilisés pour la détermination de l'IAR, la teneur en eau ajustée pour donner la même consistance que le mortier témoin, conduisait à une différenciation du rapport E/L qui peut affecter la résistance et donc l'indice d'activité. Les auteurs ont ainsi indiqué qu'une combinaison de méthodes chimiques et physiques peut définir de manière exacte al performance pouzzolanique des pouzzolanes naturelles à appliquer dans les ciments binaires.

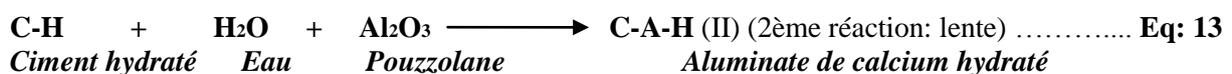
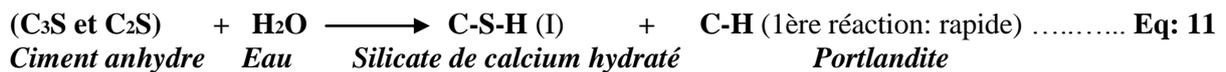
A noter également que les résultats d'étude de Donatello et al. Rapportés par **Geryville** ont montré une corrélation entre les essais d'indice d'activité de résistance et la test de **Frattini**, mais pas avec ceux de l'essai de choux saturée [Geryville, 2012]. Les auteures ont attribué ceci au rapport  $Ca(OH)_2 / pouzzolane$  qui est plus faible par comparaison aux deux autres méthodes. En effet, pour les essais de Frattini et d'IAR, le rapport est approximativement de 1:1, tandis que pour l'essai de chaux saturée le rapport est de 0,15:1.

### **I.5.5 Réaction pouzzolanique:**

La réaction pouzzolanique concerne principalement les fumées de silice, les cendres volantes siliceuses (Classe F), les pouzzolanes naturelles ou les schistes calcinés. La silice amorphe présente dans ces différentes additions réagit, en présence d'eau, avec ce que l'on appelle dans ces différentes additions réagit, en présence d'eau, avec ce que l'on appelle dans le monde de l'industrie cimentaire « portlandite » qui est produite par l'hydratation du ciment pour former les silicates de calcium hydratés **C-H-S**.

On appelle une réaction pouzzolanique l'interaction chimique entre l'hydroxyde de calcium ( $Ca(OH)_2$ ) issu de l'hydratation du ciment et la silice ( $SiO_2$ ) amorphe de la phase vitreuse de

la pouzzolane et/ou l'alumine ( $Al_2O_3$ ) qui provienne de la pouzzolane [D.Gerryville, 2011] , ce qui induit donc à une réduction de la teneur en  $Ca(OH)_2$  au bénéfice de la formation des hydrates de type *C-S-H*, *C-A-H* ou *C-A-S-H*; Cela augmente la résistance mécanique et la perméabilité du mélange permettant ainsi une meilleure répartition de ces derniers dans la matrice cimentaire et un affinage des pore.



**I.4.5.1 Mécanisme de la réaction pouzzolanique :**

Au cours de l'hydratation du ciment Portland, il se forme sur chacun des grains une couche de produits d'hydratation, principalement du *C-S-H*, qui devient de plus en plus épais, parallèlement, l'hydroxyde de calcium formé se sépare partiellement de la solution interstitielle sous forme de cristaux hexagonaux en paillettes. Ces derniers réagissent à leur tour avec la silice et/ou l'alumine de la pouzzolane pour former des silicates de calcium hydratés (*C-S-H*) et/ou d'aluminates de calcium hydratés (*C-A-H*) [H.Ismail et al, 2012].

L'étude du mécanisme de la réaction pouzzolanique est essentiellement basée sur le mécanisme d'hydratation de chaque composé du ciment individuellement en présence de la pouzzolane : *Ogawa* et ses collaborateurs [K.Ogawa et al., 1980] ont proposé un mécanisme pour la réaction  $C_3S$  –pouzzolane.

D'après ces auteurs, la réaction des grains de  $C_3S$  avec l'eau est accélérée par la présence de particules pouzzolaniques qui crée des sites de germination pour les produits de réaction. De plus, la dissolution de  $C_3S$  est favorisée par la réaction des ions calcium avec la pouzzolane.

Les travaux de Garcia Diaz ont permis de mettre en évidence l'existence de deux régimes cinétiques pour la réaction pouzzolanique du méta kaolin :

- un régime à court terme dont la vitesse d'avancement de la réaction (pourcentage de méta kaolin réagissant) est une fonction croissante de la surface externe initiale des particules de méta kaolin.

- un régime à long terme dont la vitesse d'avancement de la réaction est une fonction décroissante de l'indice d'agglomération (rapport de la surface intra granulaire sur la surface totale) [Eric Garcia-Diaz, 1995].

### **I.5.6 Action des additions minérales sur les matériaux cimentaires:**

Par leur finesse et par leur réactivité plus ou moins importante en présence du ciment, les additions minérales engendrent des modifications significatives sur les propriétés des matériaux cimentaires à l'état frais et durci. A l'état frais, la présence des additions minérales modifie la structure du squelette granulaire et les frictions entre les composants solides dans la phase liquide. Au cours de la prise et du durcissement, les particules des additions interagissent dans le processus d'hydratation du ciment en modifiant la structure des produits hydratés et pour certaines peuvent réagir chimiquement en milieu cimentaires pour former de nouveaux produits hydratés qui présentent un caractère liant supplémentaire [Boudchicha A. 2007].

Les mécanismes à l'origine de ces modifications paraissent particulièrement complexes, cependant plusieurs études récentes [Baron J., et al 1997] et [Cyr M., et al, 2000], s'accordent pour distinguer trois principaux effets des addition dans un matériau cimentaire.

- Un effet granulaire résultant des modifications apportées par l'addition sur la structure granulaire du matériau en présence d'eau et éventuellement d'adjuvant et qui agit sur les propriétés rhéologiques et la compacité des matériaux cimentaires à l'état frais.
- Un effet physico-chimique et microstructural engendré par les multiples interactions entre les particules de l'addition et le processus d'hydratation du ciment et qui agit sur l'évolution de l'hydratation du ciment au cours de la prise et du durcissement.
- un effet purement chimique propre à certaines additions en milieu cimentaire (essentiellement présent dans le cas des additions du type II selon la norme EN 206-1), qui agit au cours de l'hydratation du ciment et qui interagit fortement avec l'effet physicochimique et microstructural.

## **I.6 PROPRIETES DES BETONS**

### **I.6.1 Propriétés physiques :**

#### **I.6.1.1 Ouvrabilité :**

C'est l'aptitude d'un béton à une bonne adéquation à la méthode de sa mise en oeuvre dans un ouvrage donné compte tenu de ses caractéristiques. Elle est influencée par la granulométrie

et la forme des granulats, par le dosage en ciment et en eau, par l'emploi éventuel d'adjuvants. Les essais de mesure de consistance du béton les plus courants sont l'essai d'affaissement à l'êtré d'Abrams (norme NF P 18-451) et l'essai d'étalement à la table à secousses ; mais les essais Vébé et indice de serrage ne s'appliquent qu'à des bétons très fermes [Barkat, M. 2012].

Il existe de nombreux essais et tests divers permettant la mesure de certaines caractéristiques dont dépend l'ouvrabilité reposant sur des principes différents, les plus courants sont :

- l'essai Vébé (qui concerne les bétons fermes) [NF EN 12350-3]
- étalement à la table à chocs (flow-test) [NF EN 12350-5]

Enfin, un autre essai spécifique à la maniabilité peut être cité, il consiste à mesurer le temps d'écoulement nécessaire à un volume de béton soumis à des vibrations pour atteindre un repère donné [NF P 18-452].

### **I.6.1.2 Le retrait :**

C'est une diminution dimensionnelle du béton en absence de chargement, due à l'élimination d'une partie de l'eau de gâchage et aux réactions d'hydratation des grains de ciment. Le siège du retrait se situe dans la pâte du ciment, selon les circonstances, peuvent se développer dans un béton cinq types de retrait : le retrait plastique, le retrait de séchage, le retrait endogène, le retrait thermique et le retrait de carbonatation.

Ces retraits provoquent des contraintes internes qui se matérialisent par l'apparition de fissures micro et macroscopiques à la surface de béton ou dans l'ensemble de sa masse, ces fissures détériorent l'esthétique et endommagent l'élément, tels l'accélération de la corrosion du béton et des armatures en laissant pénétrer des agents agressifs. Par ailleurs, il existe plusieurs types de retrait qui se succèdent à partir de la fabrication du béton et jusqu'à son durcissement

#### ***I.6.1.2.1 Retrait plastique :***

C'est le premier retrait de dessiccation qui se développe à la surface d'un béton encore à l'état plastique, c -à-d l'eau de gâchage n'est pas encore liée aux constituants du ciment, elle n'est retenue que physiquement et mécaniquement donc elle peut s'évaporer comme elle peut être absorbée par un coffrage en bois trop sec ou par des granulats poreux non humidifiés. Il dépend de la vitesse de dessiccation qui dépend à son tour de la température de l'air et du béton, de l'humidité relative et de la vitesse du vent. Ce retrait est moins important pour le béton par rapport à la pâte de ciment et au mortier, car le squelette de granulats s'oppose aux

contraintes. L'amplitude du retrait plastique est 5 à 10 fois plus élevée que celle du retrait observé après prise, et il est irréversible, conduit à des fissures peu profondes limitées à la surface supérieure du béton. Ce type de retrait peut être limité par l'utilisation des coffrages étanches non absorbant ou en fournissant au béton à partir de ses surfaces libres de l'eau, ou en scellant ces surfaces pour empêcher toute évaporation [Ferrerres, D. B, 2010] .et [Vimane Phoummavong 2008].

#### ***1.6.1.2.2 Retrait endogène :***

Endogène parce qu'inhérent aux matériaux avec absence de tout échange d'eau avec l'extérieur. L'évolution de ce retrait est directement liée à la cinétique d'hydratation des grains de ciment. Le retrait endogène peut avoir deux origines :

1. Une origine chimique due à l'hydratation de la pâte de ciment qui s'accompagne d'une diminution de volume absolu, ceci vient du fait que le volume des hydrates formés est inférieur à la somme des volumes initiaux de l'eau et du ciment, c'est le phénomène de la contraction Le Chatelier [Ferrerres, D. B, 2010], et [De Larrard, F. 2000].

2. Une origine physique, la porosité très fine créée par l'hydratation du ciment draine de l'eau des capillaires les plus grossiers ce qui assèche, le réseau des pores capillaires. Par suite, même en absence d'un squelette rigide, la dessiccation des capillaires va provoquer un raccourcissement progressif du matériau, appelé retrait hydrique endogène (retrait d'auto-dessiccation ou retrait d'hydratation). Mais si le béton est mûri à l'eau, les gros capillaires drainent à leur tour l'eau de la source extérieure, par conséquent, il n'y a plus de phénomène de dessiccation, il se trouve même que le béton gonfle (Le Chatelier, 1904) [Vimane Phoummavong 2008].

#### ***1.6.1.2.3 Retrait de séchage :***

C'est un retrait de dessiccation qui se développe à partir de la surface de l'élément de béton durci exposé à l'air ambiant, son intensité dépend de la réserve d'eau disponible dans le matériau après les réactions d'hydratation, et donc directement du rapport E/C et de l'hygrométrie ambiante. Il existe trois principales théories qui expliquent les mécanismes du retrait de dessiccation : la dépression capillaire, la variation de la tension superficielle et la variation de la pression de disjonction [De Larrard, F. 2000].

#### ***I.6.1.2.4 Retrait thermique :***

Résulte de la baisse de la température du béton tout juste après sa prise, température occasionnée, soit par la chaleur d'hydratation du ciment qui est une réaction exothermique, soit par la variation thermique du milieu de conservation. Le retrait thermique dépend de plusieurs facteurs comme la composition, la finesse de mouture et la quantité du ciment, la forme et les dimensions de l'élément, de la température initiale du béton et la température ambiante... etc. [De Larrard, F. 2000].

#### ***I.6.1.2.5 Retrait de carbonatation :***

Est un exemple de couplage entre vieillissement et dessiccation, se développe principalement dans les premiers centimètres du béton, le gaz carbonique de l'atmosphère réagit avec la portlandite  $Ca(OH)_2$  ( le  $CO_2$  réagit presque avec tous les composants de l'hydrate sauf sulfate de calcium) pour former un carbonate de calcium, cette réaction libère l'eau :  $Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$

Le retrait est occasionné par l'évaporation de cette eau libérée. Le retrait de carbonatation se traduit par des fissures peu profondes et principalement limitées aux surfaces exposées du béton [Vimane Phoummavong 2008].

### **I.6.1.3 DEFORMABILITE**

#### ***I.6.1.3.1 Définition de la rhéologie***

La rhéologie représente l'étude de la déformation et de l'écoulement de la matière sous l'effet d'une contrainte appliquée. La déformation et l'écoulement sont en fait les conséquences de mouvements relatifs des particules d'un corps les unes par rapport aux autres. La rhéologie est capable d'intégrer l'étude de l'ensemble des substances, qu'elles soient liquides ou solides. Dans le cadre des matériaux fluides, on s'intéresse plus particulièrement à leur écoulement. [Barkat, M. 2012].

#### ***I.6.1.3 .2 Module d'élasticité :***

Par définition, ce paramètre traduit l'aptitude à la déformation sous contrainte d'un béton. Il correspond au rapport de la contrainte à la compression  $\sigma_c$  à la déformation longitudinale relative  $\varepsilon$ . Son expression est donnée par la relation suivante :

$\varepsilon$  est sans dimension. Son expression est donnée par :

où  $L$  est la longueur de la base de mesure,  $\Delta L$  le raccourcissement mesuré sur cette base. Certaines relations expérimentales relient le module élastique du béton à sa résistance à la compression  $f_c$ . Ces relations sont généralement des lois de puissance. Par exemple, celle proposée dans le règlement français du béton armé **BAEL** est donnée par la relation suivante :

$$E_{ij} = 1100 (f_{cj})^{1/3}$$

Le module d'élasticité se mesure généralement par un essai d'extensométrie en compression. Selon la norme **ISO 6784**, après surfacage soigné et disposition de l'extensomètre dans la zone centrale de l'éprouvette, on applique sous la presse trois cycles de « chargement-déchargement » jusqu'au tiers de la charge de rupture (déterminée auparavant par un essai de compression sur une éprouvette du même mélange). La mesure de la déformation s'effectue lors du troisième chargement. [De Larrard, F. 2000].

**I.6.1.3 .2.1 Le modèle bisphère :**

Le modèle bisphère fondé par « **Hashin** » avait comme principe de considérer que le mélange est un empilement de sphères composites qui remplissent complètement l'espace, et cela afin de calculer les propriétés d'élasticité du matériau. « **Hashin** » a pu déduire le module élastique, en faisant quelques suppositions généralement simples (**coefficient de Poisson= 0.2**) et en les remplaçant dans des bornes (borne de « Hashin-Shtrikman ») [De Larrard, F. 2000].

$$E = \frac{(1+g)E_g+(1-g)E_m}{(1-g)E_g+(1+g)E_m} E_m \dots\dots\dots (Eq. I .14)$$

- $E_g$  : Module élastique du granulat ;
- $E_m$  : Module élastique de la matrice ;
- $E$  : Module élastiques du composite ;
- $g$  : Concentration en granulat.

Cependant ce modèle est rarement utilisé vu que sa précision est limitée surtout pour les bétons. De ce fait, un autre modèle(le modèle trisphère), de [De Larrard, f. 2000] a vu le jour en proposant une étude plus élaborée qui repose sur un calcul d'homogénéisation.

**I.6.1.3.2 Modèle trisphère du module d'élasticité**

*De Larrard*, fait intervenir les propriétés d'élasticité des constituants (module du granulat, module de la pâte de ciment, etc.) et propose dans ses travaux un modèle plus élaboré qui repose sur un calcul d'homogénéisation (modèle trisphère) [De Larrard, f. 2000].

Le module du béton est déduit de celui des deux phases présentes dans le composite et de la structure granulaire du mélange, décrite par les compacités  $g$  et  $g^*$ . La relation s'écrit :

$$E = \left( 1 - 2g \frac{E_g^2 - E_m^2}{(g^* - g)E_g^2 + 2(2 - g^*)E_g E_m (g^* + g)E^2} \right) E_m \dots \dots \dots \text{(Eq. I.15)}$$

où  $E_g$  et  $E_m$  sont respectivement les modules du granulat et de la matrice.  $E_m$  est déduit de la résistance à la compression du composite, selon la relation suivante :

$$E_m = 226 f_c$$

Rappelons que  $g$  est la compacité réelle du squelette granulaire et  $g^*$  sa compacité maximale. Pour calculer  $E$ , il faut connaître au préalable le module  $E_g$  du granulat. Si celui-ci n'est pas mesuré directement sur la roche mère, on peut alors l'estimer avec une bonne précision en réalisant des bétons dont on mesure  $E$  et  $f_c$ . Les relations précédentes permettent alors de trouver  $E_g$ . C'est cette approche qui a été adoptée pour la suite. Elle a permis de comparer  $E_g$  à la résistance des roches mères. Par ailleurs, d'après la relation ci-dessus, on peut vérifier que c'est bien les granulats les plus rigides qui donne les bétons les plus rigides, si tous les paramètres de la formule restent équivalents par ailleurs ( $E_m$ ,  $g$ , et  $g^*$ ).

**I.6.2 Propriétés mécaniques:**

**I.6.2.1 Résistance mécanique:**

La résistance mécanique est l'une des caractéristiques essentielles du béton. Le béton est employé, en général, comme matériau porteur et le taux de travail d'un ouvrage en béton dépend de sa résistance mécanique qui évolue avec le durcissement du béton. La résistance mécanique d'un béton dépend de plusieurs paramètres à savoir:

- la nature et la qualité des constituants (ciment, granulats, eau, adjuvant)
- les conditions de mise en œuvre de ces constituants
- les conditions thermo hygrométriques ambiantes de conservation.

Elle est définie par la résistance à la compression et par la résistance à la traction.

### I.6.2.2 Résistance à la compression :

L'une des caractéristiques principales du béton durci est sa résistance mécanique en compression à un âge donné (**28 jours**). Elle est désignée par  $f_{c28}$  et se mesure par compression axiale d'une éprouvette à **28 jours** selon la norme [NF EN 12390-3].

De plus, la connaissance des propriétés mécaniques du béton est primordiale pour une bonne conception des ouvrages. Surtout que le béton est considéré comme étant un matériau fragile lorsqu'il est soumis à l'action d'une charge croissante. En outre, le béton ne laisse pas apparaître des déformations importantes avant sa rupture, et il se comporte mieux en compression qu'en traction. La résistance mécanique des bétons dépend de plusieurs paramètres [V. Phoummavong, 2008].

- le type et la classe du ciment ;
- la qualité des granulats utilisés pendant le bétonnage ;
- le dosage des matériaux utilisés ;
- la cadence et les conditions de réalisation.

### I.6.2.3 Résistance à la traction [NF P18-407]:

Elle est moins étudiée que la résistance à la compression car le béton est conçu essentiellement pour résister à la compression, et son comportement en traction est quasi fragile. Le comportement en traction du béton peut être identifié par l'essai de flexion sur quatre points, désignée par  $Ft_{28}$ .

### I.6.2.4 La résistance en traction par fendage [NF EN 12390-6] :

Appelé «Essai Brésilien», cet essai consiste à écraser un cylindre de béton suivant deux forces opposées.

### I.6.2.5 La résistance en traction directe :

Cet essai est considéré comme étant le plus délicat et le plus difficile à réaliser parmi les trois. En effet, sa mise œuvre nécessite une préparation des éprouvettes par sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, et cela, sans aucun effort de flexion.

## I.7.3. FACTEURS DE LA DURABILITE

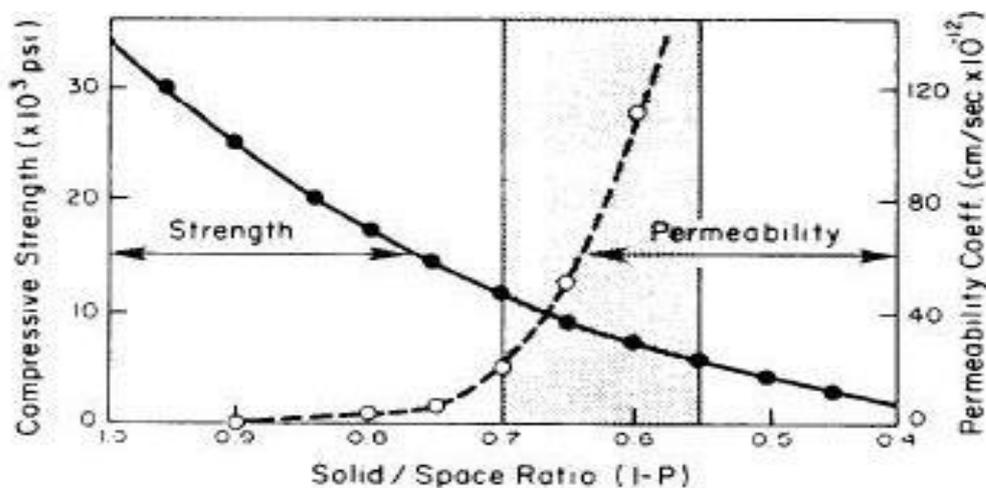
### I.7.3.1.Porosité

Le béton est un mélange composé d'un ensemble de constituants (ciment, granulats, eau, adjuvants), mais renfermant aussi des vides dus entre autres, à l'eau excédentaire.

Le béton durci courant présente une porosité de 10 à 12%. Cette porosité est due à la présence de pores inclus dans la texture même des hydrates et de capillaires qui se développent dans la structure des grains. Les capillaires qui sont dimensionnellement les plus importants, ne dépassent pas un diamètre de quelques microns. Les pores des hydrates sont 10 à 12 fois plus petits.

Le comportement du béton et son évaluation dans le temps ont montré, l'influence de la porosité sur la résistance (relation établie par Féret). Mais les corrélations entre durabilité et résistance mécanique, entre absorption d'eau et résistance au gel, ou perméabilité et carbonatation ont été mises en évidence plus récemment.

La durabilité du béton dépend essentiellement de la difficulté qu'ont les agents agressifs à pénétrer dans le réseau poreux du matériau. La porosité est un paramètre déterminant de la durabilité du béton ; plus la porosité diminue, plus les propriétés mécaniques augmentent et plus la perméabilité diminue (**Figure I.28**). [Foughali, 2010]



**Figure I.28** Relation entre la perméabilité, la résistance à la compression et le niveau de porosité du béton. [Metha, 1986]

### 1.7.3.1.1 Types des pores

La porosité du béton est constituée de plusieurs familles de vide, qu'on peut classer en fonction de leurs dimensions, leurs géométries et de leur rôle dans le transport de matière :

#### a) Dimensions des pores

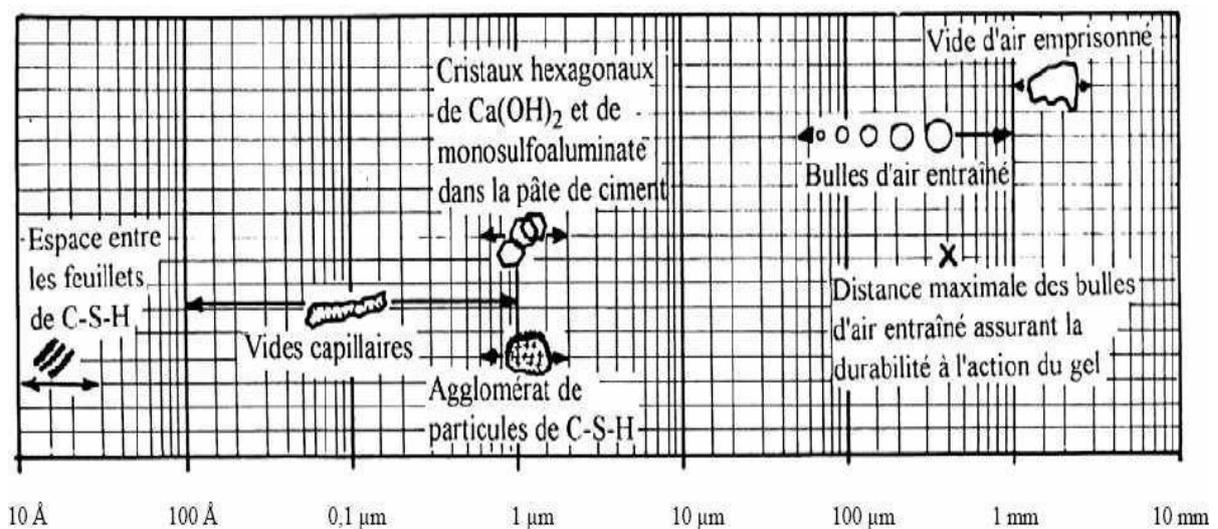
Les dimensions sont comprises entre quelques mm et quelques dizaines d'Ångström (Å). Les plus petits vides du béton sont donc 1 million de fois plus petits que les plus gros. Par ordre décroissant de diamètre on retrouve:

- ✓ les vides d'air ou pores (diamètre > 1mm), ces vides ne sont généralement pas remplis d'eau.
- ✓ les bulles d'air entraînées ( $10\ \mu < \text{diamètre} < 1\ \text{mm}$ )
- ✓ Les pores capillaires ( $0,01\ \mu\text{m} < \text{diamètre} < 5\ \mu\text{m}$ ), si le béton est constamment conservé à l'humidité, on peut considérer que les pores capillaires sont pratiquement remplis d'eau. Par contre, si le béton est soumis au séchage, les pores capillaires commencent à se vider graduellement en commençant par les plus gros.
- ✓ les pores de gel (diamètre < 40 Å), contiennent de l'eau qui est en partie adsorbée à la surface des feuillettes de C-S-H. Cette eau est relativement stable et il est difficile de l'extraire par séchage.

**b) Géométrie des pores**

La forme des pores a aussi un rôle très important dans le transport des matières et on distingue

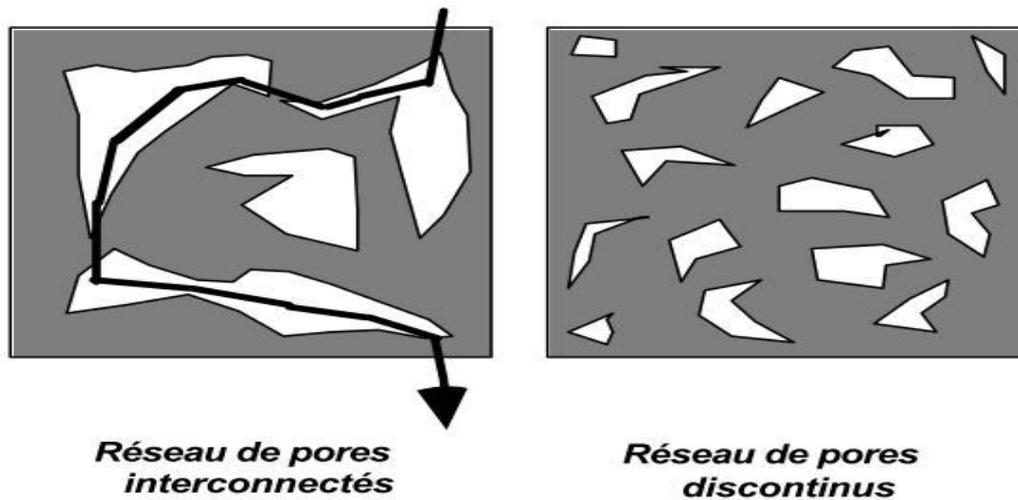
- ✓ des pores capillaires interconnectés, qui forment un espace continu dans le réseau poreux.
- ✓ des pores isolés qui ne communiquent pas avec l'environnement.
- ✓ de pores aveugles qui sont interconnectés d'un seul coté.



**Figure I.29** Différentes formes de pores dans la pâte de ciment durcie classées par taille [Mehta et Monteiro, 2005]

### I.6.3.1.2 Rôle des pores dans le transport de la matière :

Ce sont surtout les pores capillaires qui influencent le plus la perméabilité du béton. Les pores de gel n'ont pas une grande influence sur la perméabilité.



**Figure I.30** Influence du degré d'inter connectivité sur la perméabilité de la pâte [GCI, 2008]

Trois facteurs sont prépondérants dans la conception d'un béton de faible porosité :

- ✚ Un dosage en ciment adéquat.
- ✚ Une faible teneur en eau.
- ✚ Une granulométrie comportant des éléments fins, éventuellement actifs, en quantité suffisante pour remplir les espaces entre les plus gros granulats.

### I.7.3.2 Fissuration

La fissuration des ouvrages en béton et en béton armé correspond généralement à une altération des propriétés mécaniques, ou physiques du matériau. La connaissance exacte de ce type de désordre doit permettre en outre d'en comprendre la cause, et de définir le type de réparation à envisager. Les fissures peuvent survenir dans le béton non durci, le béton en phase de durcissement ou le béton durci. Dans le cas du béton durci, les fissures se forment lorsque les forces de traction dépassent la résistance à la traction du béton. Les causes de la fissuration sont diverses, elles peuvent être liées, soit à la qualité du matériau (ressuage, retrait), à la mise en œuvre (ajout d'eau, vibration, météo,...), au fonctionnement de la structure (mécanique, thermique), ou encore aux facteurs chimiques (carbonatation, attaque sulfatique,...) [Tahenni, 2006].

## I.8 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons fait une analyse bibliographique de cette recherche a été basée sur la fabrication du ciment portland ainsi qu'à ses différentes phases et à leur d'hydratation et durcissement du ciment se forment divers types de hydrosilicates de calcium et se dégage l'hydroxyde de calcium  $\text{Ca(OH)}_2$  qui provenant en particulier de hydratation de silicate tricalcique  $\text{C}_3\text{S}$  et de silicate bi calcique  $\text{C}_2\text{S}$  cette chaux contribue peu a la résistance de la pâte de ciment hydrate, elle peut même être responsable du problème de la durabilité puisqu'elle devient instable (lixiviation) et peut être assez facilement lessivée par l'eau.

Selon beaucoup de chercheur, la réaction pouzzolanique est liée à certaines exigences chimiques et physiques. En effet l'activité pouzzolanique est vérifiée par le taux de fixation de la chaux et le temps nécessaire qu'il faut. On distingue deux catégories d'essais qui caractérisent les propriétés des pouzzolanes, comme étant un matériau riche en silice et l'alumine capable de réagir avec la chaux et former des produits aux caractères liant.



## **CHPITRE II**

# **SALINISATION DES SOLS ET PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE**



---

## II.1 INTRODUCTION:

Le béton, depuis longtemps, a trouvé sa place d'application dans les différents types de construction à savoir : les constructions civiles, industrielles et hydrauliques.

Ces dernières sont, toujours, en contact avec les milieux agressifs tels que les eaux séléniteuses et le sol agressif dans le cas de Biskra.

Dans ce chapitre, nous proposons trois parties, la **première partie** présente une synthèse bibliographique que nous avons réalisée, relative à la salinité et la salinisation des terres et la compréhension de ses mécanismes, les principaux sels solubles et leurs mouvements dans le sol.

Dans la **deuxième partie**, nous présentons le cadre général de notre région d'étude. Cette partie permet également de l'intégration des données qui concernent la commune de Lioua.

La **troisième** et la dernière partie sont consacrées à la synthèse bibliographique sur les attaques sulfatiques externes. Une revue sur les principaux processus d'altération des matériaux cimentaires par les attaques sulfatiques externes.

## II.2 GENERALITES SUR LES SOLS DES ZONES ARIDES :

Les sols des régions arides, à climat toujours peu pluvieux, sec et très irrégulier, présentent un certain nombre de caractères presque constants : évolution lente, structure faiblement définie avec, souvent, présence de croûtes calcaires, gypseuses ou salines [Aubert, 1960].

Cependant, on constate que, en diverses parties du monde, les zones arides correspondent à de grandes dépressions et basses plaines aux pieds de chaînes montagneuses. Elles sont alors constituées par des dépôts de piedmont et cônes de déjection, et par les terrasses anciennes, récentes et actuelles ou de bas niveaux, des rivières qui en descendent. [Aubert, 1960]; et on estime à l'heure actuelle qu'environ 40% des terres émergées de la planète sont arides, soit 5.2 milliards d'hectares, sur lesquelles vivent plus de 2 milliards de personnes. L'Afrique contient 37 % de zones arides. En Algérie, ces dernières représentent près de 95 % du territoire national, dont 80 % dans le domaine hyper aride [Halitim, 2008]. En Algérie saharienne et présaharienne, la formation et l'évolution des sols sont essentiellement conditionnées par le climat et la salinité. Faute d'humidité insuffisante, les processus fondamentaux de la transformation des roches mères comme l'hydrolyse, la dissolution, l'hydratation ou même l'oxydation sont réduits à leur plus simple expression.

L'absence de végétation ou sa rareté font également que ces sols sont dépourvus de matière organique et d'humus. Ils sont pour toutes ces raisons sensibles à l'érosion, surtout éoliens. Il convient néanmoins de préciser qu'il n'en a pas toujours été ainsi et qu'il existe au Sahara des paléosols qui se sont constitués à des époques antérieures. [Dubost, 2002].

Selon [Toutain, 1977], on peut classer grossièrement les sols du Sahara en trois (03) groupes : les sols détritiques (regs, sols sablonneux et graveleux, dunes, ergs), les sols limino argileux (terrasses des vallées, zones d'épandage des crues Maadar...) et les sols salés (nappes phréatiques salées, sebkha, chott). Selon [Halitim 1984], les sels constituent les traits caractéristiques de ses sols et sont présents au sein de plusieurs phases :

- dans la phase liquide du sol : c'est le cas principalement des sels solubles et de la garniture ionique du complexe adsorbant.

- dans les phases salines solides représentées principalement par la calcite et le gypse.

Mais comme, la cartographie des sols de la zone aride de l'Algérie est à son début et moins de 1/20 ème seulement de la surface a été levé au 1/100.000, les sols sont, généralement, classés en fonction du niveau des sels dont on trouve :

- ❖ Les sols sans accumulation de sels
- ❖ Les sols calcaires
- ❖ Les sols gypseux
- ❖ Les sols calcaro-gypseux
- ❖ Les sols salés

### II.2.1 Classifications des sols salés :

Les sols salés sont des sols dont leur évolution est due à la présence excessive de sels solubles, c'est à dire ceux qui sont plus solubles que le gypse et/ou un fort taux de sodium échangeable. Ce qui leur confère des propriétés physiques, chimiques et biologiques défavorables (USSS.1954, CPCS. 1967). Les sols sont classés comme sols salés dès que leur teneur en sels solubles atteint 2% en sol sableux à 4% en sol argileux ou dès que la conductivité de l'extrait de la pâte saturée dépasse 4 microhms par cm. [Aubert, 1960].

Dans ces sols, les sels solubles, le plus souvent, rencontrés sont des chlorures, des sulfates ou des bicarbonates, plus rarement on décèle des carbonates et des nitrates. Le cation le plus courant est le sodium, puis viennent par ordre décroissant le magnésium, le calcium et le potassium.

---

Leur classification prend en considération le niveau de la salinisation globale et de la sodicité, ainsi que l'état de dégradation de la structure du sol et on reconnaît, en général, trois (3) catégories de sols salés [Aubert, 1983]

### II.2.2 Origine de la salinisation :

Il est commode de distinguer trois hypothèses Dans un premier cas, les horizons supérieurs du sol sont salés avant toute intervention humaine. Il est hors de sujet de traiter ici la genèse de cette salinité qui peut avoir diverses causes, marines ou continentales. Un second cas provient de l'emploi de l'eau sur des sols initialement sains. Il est aisé de comprendre que si le sol reçoit, par irrigation et par pluie, la quantité d'eau correspondant exactement à la consommation des végétaux et à l'évaporation du sol, les sels que la végétation n'absorbe pas s'accumuleront, car l'eau d'irrigation, qu'elle soit de surface ou de profondeur, est toujours minéralisée, ne serait-ce que très faiblement. Il n'est besoin que d'observer ce qui se passe dans la plupart des cas avec une plante en pôt, gardée en appartement : après un certain temps, des efflorescences blanchâtres qui se forment, mais elles disparaissent, si on apporte un excès d'eau et qu'on le laisse ensuite s'écouler librement. La salinisation par irrigation n'apparaît pas en zone humide car les eaux déployées ne sont pas riches en sels, sauf cas exceptionnel et, qu'en outre, les pluies sont assez abondantes pour lessiver les sols. Il n'en est pas de même en zone aride ou semi-aride, car la concentration en sels des eaux utilisées est souvent non négligeable du fait d'une faible pluviométrie, conjuguée à une forte évaporation, et les pluies ne provoquent pas un lessivage suffisant [Forgas, 1972].

### II.2.3 Salinité en Algérie

En Algérie, les sols sont dans leur majorité affecté par la salinité ou susceptibles de l'être [Durand, 1983]. Ils sont réponsus dans les basses plaines d'Oranie, dans la vallée de Mina près de Relizane, sur les hautes plaines au Sud de Sétif et de Constantine, aux bords de certains Chotts comme Chott Melghir. Ils ont aussi une grande extension dans les régions sahariennes au *Sud de Biskra* jusqu'à Touggourt, Ouargla et d'autres [Durand, 1983].

D'après [Halitim1988], dans les régions arides, les sols salés représentent environ 25% de la surface cartographiée. Soit 3,2 millions d'hectares. Les sols situés au Sud sont nettement plus sodiques que ceux du Nord [Djili Et Daoud, 1999].

D'après [Szablocs1989] 3,2 million d'hectares subissent à des degrés de sévérité variable, le phénomène de salinisation dont une bonne partie se trouve localisée dans les régions

steppiques où le processus de salinisation est plus marqué du fait des températures élevées durant presque toute l'année, du manque d'exutoire et de l'absence de drainage efficient.

Ce phénomène est observé dans les plaines et vallées de l'Ouest du pays (Mina, Cheliff, HabraSig, Maghnia) dans les hautes plaines de l'Est (Constantine, Sétif, Bordj Bou Arreridj, Oum El Bouagui), aux abords des Chotts et de Sbkhas (Chott Ech Chergui, Chott Gharbi, Chott Hodna, Chott Melghir, Sebkha d'Oran, de Benziane, Zemmoul, Zazhrez Gharbi et Chergui, etc..) et dans le grand Sud (dans les Oasis, le long des oueds, etc...).

**Tableau II.1** : Le classement des Wilayas touchées par la salinité des sols

Wilayas	S.A.U (ha)	Superficie affectée par la salinité	Pourcentage de la S.A.U affecté par la salinité
<i>Tamanrasset</i>	2510	1445	57.57
<i>Ouargla</i>	9850	17390	56.64
<i>Ghardaïa</i>	7930	3284	41.41
<i>Bechar</i>	13250	2249	16.97
<i>Illizi</i>	570	60	10.53
<i>Djelfa</i>	67760	6250	9.22
<i>Relizane</i>	241670	20000	8.28
<i>Aintemouchent</i>	18350	15000	8.14
<i>Tébessa</i>	231750	13000	5.61
<i>Adrar</i>	14990	780	5.20
<b><i>Biskra</i></b>	<b>151530</b>	<b>7272</b>	<b>4.80</b>
<i>Khanchla</i>	177900	4480	2.52
<i>Mascara</i>	328740	6475	1.97
<i>Alger</i>	7940	150	1.89
<i>Mostaganem</i>	131730	1977	1.50
<i>Naama</i>	4150	62	1.49
<i>Laghouat</i>	487740	800	1.48
<i>Batna</i>	85860	5100	1.05

<i>Oran</i>	188620	850	0.99
<i>Cheliff</i>	183860	1490	0.79
<i>Guelma</i>	22150	1283	0.70
<i>Mila</i>	72090	100	0.45
<i>Boumerdès</i>	306480	192	0.27
<i>Saida</i>	615340	700	0.23

#### II.2.4 Ressources en sols de BISKRA :

L'étude morpho analytique des sols de la région de Biskra montre l'existence de plusieurs types de sols dont les traits pédologiques sont: la salinisation, les apports évolués, les remontées capillaires et les apports alluvionnaires et colluvionnaires. Selon les travaux réalisés par [Bekhouché2004] sur la région de Biskra, les principaux types des sols sont :

- Les sols calcaires.
- Les sols salés.
- Les sols gypseux.
- Les sols gypseux-calcaires.
- Les sols à formation éolienne.
- Les sols argileux-sodiques.
- Les sols peu évolués d'apport alluvial.
- Les sols colluvionnaires.

A ce propos, [Khachai 2001] a défini plusieurs groupes de sols réparties comme suit :

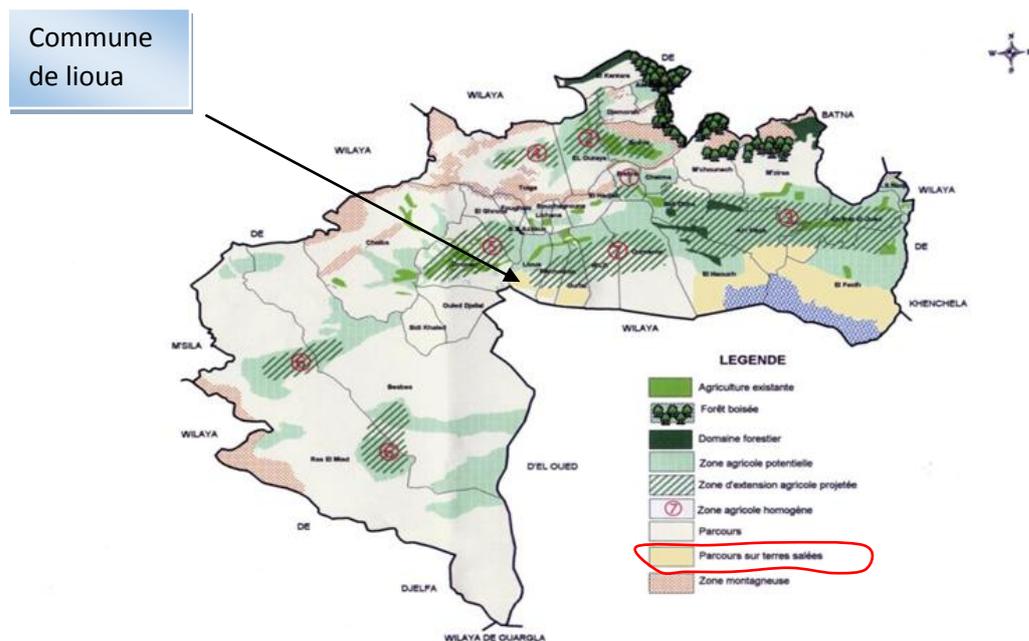
- ✓ Les régions Sud, sont surtout caractérisées par les accumulations salés, **gypseuses** et **calcaires** par exemple : **commune de Lioua** et Bourdj Ben Azouzet .... Voir la **photo II.1**
- ✓ Les régions Est, sont définies par les sols alluvionnaires et les sols argileux fertiles;
- ✓ Les zones du Nord (ou zone de montagne) sont le siège de la formation des sols peu-évolues et peu fertiles.
- ✓ Enfin, la plaine située au Nord-Est de Biskra où les sols argileux-sodiques irriguée par les eaux fortement minéralisées constituent le caractère de la pédogenèse de cette région.



**Photo II.1:** La présence des calcaires dans le sol (commune de Lioua)

Selon l'étude réalisée par l'ITA **Mostaganem 1975**, les sols de Biskra sont caractérisés comme suit :

- ❖ Carence prononcée en matière organique (0,39 à 1,8 %)
- ❖ Carence prononcée Phosphore (4 %) CHAPITRE I DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE 9
- ❖ Carence prononcée en Potassium (1,1 à 2,5%)
- ❖ Taux de sol élevé (conductivité élevée 6,4 à 9,7 Mn/has cm/25°C)



**Figure II.1** Répartition des sols salins du Biskra [M. Moussi 2012]

### II.2.5 Causes de la salinité des sols :

Les rares précipitations, l'évaporation élevée, l'irrigation avec de l'eau saline et les pratiques culturales sont parmi les facteurs principaux qui contribuent à la salinité croissante. La salinisation secondaire, en particulier, aggrave le problème où une fois que les superficies agricoles productives deviennent impropres à la culture due à la qualité inférieure de l'eau d'irrigation [Ashraf et al, 2007].

La salinité excessive affecte la rhizosphère et limite la répartition des plantes dans leur habitat naturel. Le fort éclaircissement et les rares pluies dans les régions semi-arides et arides accentuent la salinisation des périmètres irrigués et les rendent impropres aux cultures [Denden et al., 2005].

L'eau saline occupe 71% de la surface de la terre. Environ la moitié des systèmes d'irrigation existant du monde sont sous l'influence de la salinisation. De tels sols défavorables, de faible fertilité sont généralement peu convenables pour la production agricole, entraînant la réduction inacceptable de rendements. En raison du besoin accru de distribution de la production alimentaire et de l'augmentation des sols affectés par la salinité.

### II.2.6 L'origine du calcaire dans le sol :

Les raisons qui font exclure un apport en solution du carbonate de calcium comme mécanique explicatif de la formation des croûtes est à vérifier. En milieu semi-aride et subaride, les transferts de matière ont lieu de façon dominante à l'état solide : galets, sables, et suspensions, que ce soit dans l'eau ou dans l'air. C'est par des apports éoliens que l'on peut expliquer des accumulations calcaires importantes dans des régions où les roches carbonatées sont absentes ou en très faible proportion ; des poussières ont pu y être déposées par le vent et la végétation (essentiellement microflore) [Vogt, 1984].

Les suspensions dans l'eau (boues) ont une origine plus local : les calcaires, calcaires marneux, marnes, peuvent en fournir, et la décantation peut être à l'origine de la mise en place des croûtes [Vogt, 1984].

D'une manière générale, les matériaux originaux calcaires, (*voir photo II.2*) laissent dans le sol des fragments de roches calcaires (carbonatées, calcaires et dolomitiques) ou simplement riches en calcium (les basaltes par exemple) de dimensions diverses et en quantité variable selon la nature de la roche d'une part et selon les conditions de l'altération d'autre part.



**Photo II.2:** Le sol est riche en carbonate de calcium (commune de Lioua)

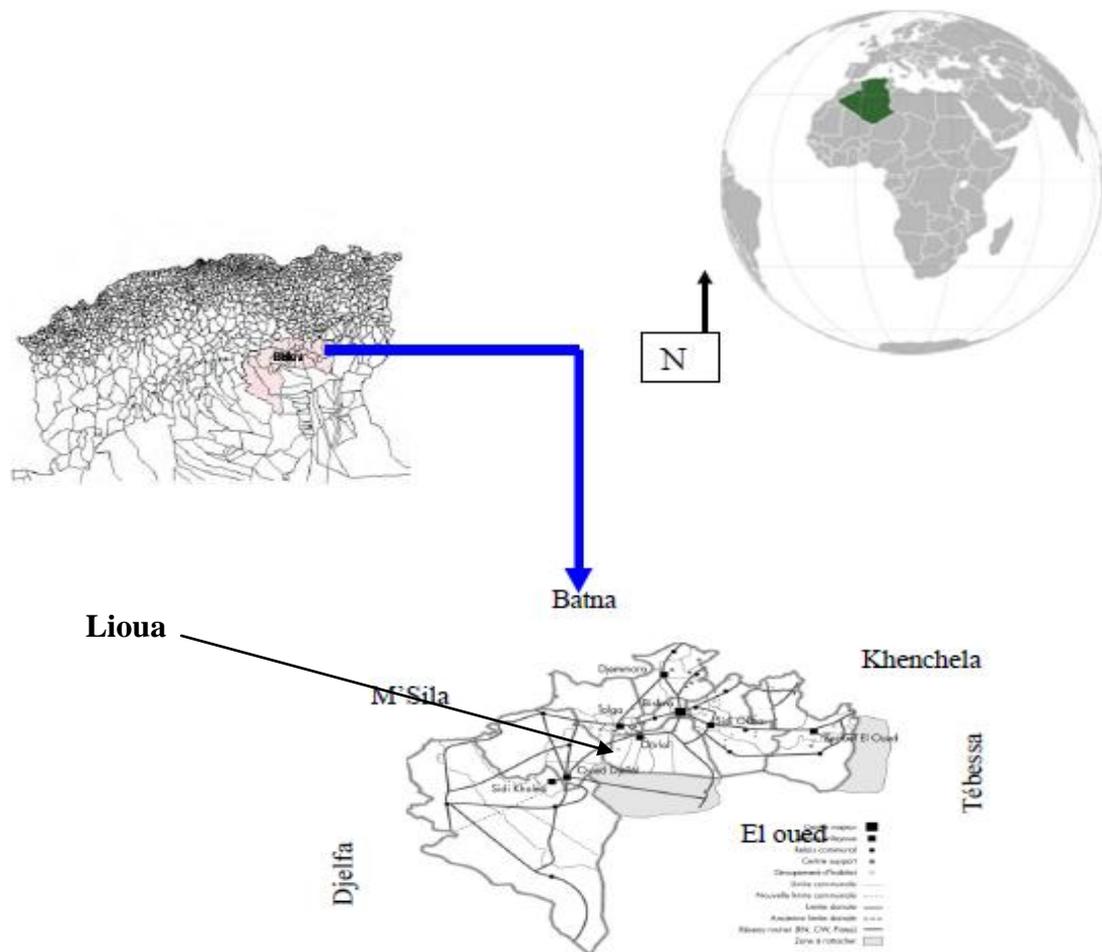
La fraction grossière du calcaire présente dans le profil correspond aussi à un héritage direct de la roche mère sous-jacente. Cependant, le calcaire est soluble, et dans de nombreuses situations, il y a un enchaînement de phénomènes de dissolution et de précipitation du carbonate et de calcium, dans un premier stade, le calcaire est dissous : c'est la décarbonation qui libère dans le milieu des ions calcium, ces ions sont déplacés par l'eau percolant ou par diffusion sur des distances variables, tant au sein d'un horizon ou divers horizons du profil. Le transfert du calcium s'arrête avec la réprécipitation du calcium, dans ce cas il y a un calcaire de reformation dont l'accumulation peut présenter une intensité et des formes très diversifiées (pseudo-mycélium, nodules, encroûtement, croûte compactes) [Bonneau et al, 1979].

Il arrive que le calcaire du sol ait une origine biologique et qu'il soit constitué, partiellement ou en totalité, par des coquilles de gastéropodes.

### II.3 PRESENTATION LA ZONE D'ETUDE:

#### II.3.1 Localisation géographique

La région de Biskra est située au centre-est de l'Algérie, aux portes du Sahara algérien. C'est un véritable espace tampon entre le Nord et le Sud, à environ 400 km au sud-est de la capitale. Elle s'étend sur une superficie d'environ 21671 km<sup>2</sup> [Farhi, 2001]. Elle est située entre le 4°15' et le 6°45' Est de longitude et entre le 35°15' et le 33°30' degré Nord de latitude. Son altitude varie entre 29 et 1600 mètres par rapport au niveau de la Méditerranée. Elle est limitée au nord par les wilayas de Batna et M'sila, au Sud par les wilayas d'Ouargla et El-Oued, à l'est par la wilaya de Khenchela et à l'ouest par la wilaya de Djelfa **Figure II.2.**



**Figure II.2:** Situation géographique de la Wilaya de Biskra.

### II.3.2 L'environnement de la zone d'étude (Commune de Lioua):

Dans cette étude, nous avons testé le sol contenant un pourcentage élevé de carbonate de calcium ( $CaCO_3$ ), La mise en valeur des sols de cette région rend plus que nécessaire l'étude de ces derniers. Ces sols, qui ont un régime hydrique aridique avec des teneurs en calcaire actif c'est-à-dire du carbonate de calcium ( $CaCO_3$ ) à l'état de particules si fines que leur solubilisation continue par les acides de sol entretient dans la solution une concentration importante d'ions  $Ca^{+2}$ . Le complexe adsorbant de ces sols est en général bien pourvu, si non saturé en calcium voire **Photo II. 3**.



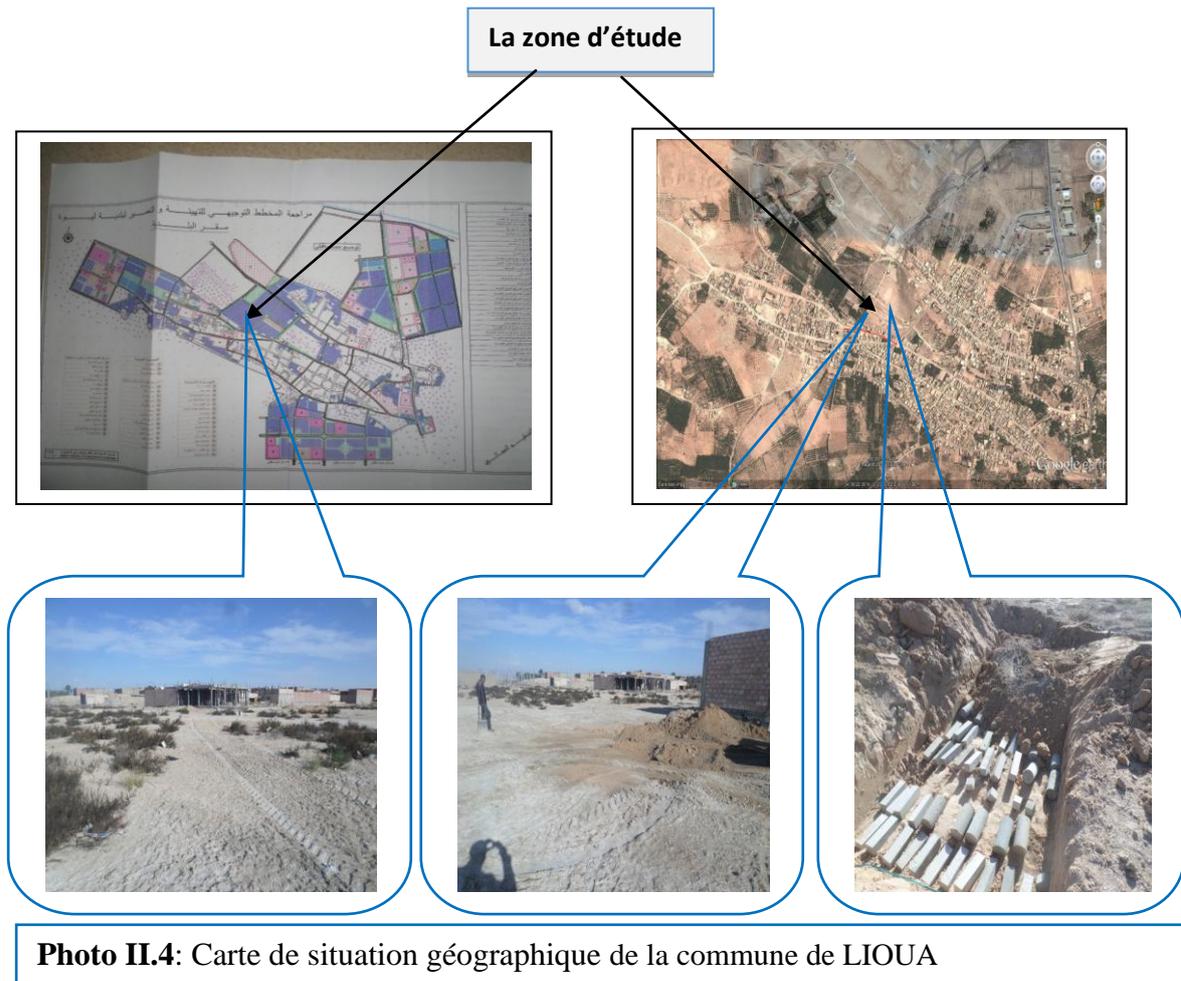
**Photo II.3:** L'environnement de la zone d'étude (commune de Lioua)

### II.3.3 La zone d'étude :

Lioua est une commune située au sud-ouest de la Wilaya de Biskra éloignée de 48 km du siège administratif de la wilaya. Ses limites sont : au nord ville de Tolga (12km du siège administratif) au sud commune de Staïl wilaya d'Eloued a l'ouest : commune de Doucen et Legrousse au nord-ouest : commune Bourdje Ben Azzouz a l'est : commune de M'khadma au nord-est commune de Lichana au sud-ouest : ville d'Ouled Djellal (42km du siège administratif) la commune de Lioua est traversée par la route wilaya le N°61A qui lie la ville de Tolga et la ville d'Ouled Djellal (60km).

Ce sol est situé dans le centre de la commune de **Lioua**, dans le sud - ouest de Biskra, caractérisé par un climat aride de cette région, Les sols salins sont les plus réactifs et sont riches en carbonate de calcium ou en sulfate de calcium et ont une structure sophistiquée.

Le sol à l'étude est une expansion future des habitations individuelles selon le **Plan Directeur D'aménagement et Urbanisme** dans la commune (**PDAU**), **Photo II.4**



## II.4 GENERALITE SUR L'ATTAQUE SULFATIQUE :

### II.4.1 L'attaque sulfatique :

Les phénomènes à l'origine de l'attaque sulfatique ne sont pas parfaitement bien connus ni maîtrisés.

L'attaque sulfatique est associée à la précipitation de produits sulfatés secondaires, d'une expansion importante et de la détérioration chimio-mécanique (modifications des propriétés de transport de la porosité, fissures, perte de résistance et de cohésion,...). Ceci peut conduire à la ruine du matériau cimentaire, à plus ou moins long terme en fonction de l'attaque (nature, teneur et concentration des sulfates au contact) et du ciment utilisé (type et rapport Eau/Ciment).

Les ions sulfates sont soit d'origine interne au béton ou externe (environnant) ; généralement les ions sulfates d'origine interne proviennent des constituants du béton (ciment, granulats, eau de gâchage...), la dégradation des bétons suite à ce type d'attaque, traduite par le phénomène d'expansion, qui est en relation avec la cristallisation d'ettringite secondaire.

[Taylor et al, 2010]; [Brunetaud, 2005], ont étudié la dégradation des matériaux cimentaires par l'attaque des sulfates interne, ils ont montrés que la formation de l'ettringite secondaire de caractère expansive provoque un gonflement, ce type d'ettringite est à distinguer de l'ettringite primaire, qui est obtenu au premier stade de l'hydratation des ciments Portland, par réaction du gypse pendant les premières minutes suivant le contact eau - ciment, et qui est non nocive, et indispensable pour réguler la prise du ciment.

Les attaques sulfatiques externes recouvrent l'ensemble de phénomènes de dégradation des matériaux cimentaires dans lesquels l'agent agressif est l'ion sulfate ( $SO_4^{2-}$ ) qui provient du milieu environnant par exemple : eau de mer, sol riche en gypse, eaux souterraine [Rozière et al, 2009].

On distingue l'attaque sulfatiques interne [Brunetaud X.2005], qui fait intervenir des sulfates déjà présents dans le béton (DEF), de l'attaque sulfatiques externe qui se produit dès lors que les conditions externes sont réunies.

L'objet de ce paragraphe est de présenter l'attaque sulfatiques externe dont l'apport en ions sulfates provient du sol.

Complexité du phénomène Les mécanismes fondamentaux d'altération des bétons par réactions chimique. Simplifié par Planel pour se focaliser sur l'attaque sulfatiques [Planel D. 2002].

Deux réactions y figurent, l'hydrolyse des hydrates de la pâte de ciment durci et les réactions entraînant la formation des produits expansifs (associés à l'Attaque au Sulfate de sodium : ASSO). Néanmoins, les conséquences macroscopiques sont d'ordre mécanique : chute de résistance et de rigidité, fissuration et déformation du matériau et d'ordre physico-chimique : perte de résistance, modification de la porosité et des propriétés de transport et formation d'un hydrate expansif.

L'attaque sulfatique externe se produit lorsqu'un matériau cimentaire se trouve en contact direct avec une source de sulfate, comme dans les sols, les eaux souterraines, les eaux d'infiltration, les pluies acides (acide sulfurique) liées à la pollution industrielle atmosphérique. Elle peut être décrite selon trois processus permettant d'évaluer l'agression ;

- Le transfert dans le milieu poreux des ions sulfates qui est contrôlé par la perméabilité et la diffusivité des matériaux.

- Les réactions chimiques entre les composants de la pâte de ciment, qui dépendent du ciment utilisé, et de l'apport en ions  $SO_4^{2-}$ .
- Le phénomène d'expansion, résultant de la cristallisation de nouveaux hydrates. L'intensité du mécanisme de l'expansion sulfatiques va dépendre :
  - de la qualité du béton à savoir la composition du ciment, le mode de fabrication, la cure, l'état d'endommagement du béton avant l'attaque ;
  - de l'exposition sur le site à savoir la concentration en  $SO_4^{2-}$  et sa distribution dans le sol, l'humidité, les opportunités de transport ;
  - des conditions environnementales et atmosphériques à savoir les changements D'humidité, la fréquence des intempéries, la température, la surface exposée [Skalny J. et al, 1998].

#### II.4.2 Aperçu historique :

Cela fait plus de 70 ans que de nombreuses attaques par les sulfates, présents naturellement dans le sous sol, ont été constatées sur les fondations d'ouvrages en béton en milieu marin. Les dégradations de ces massifs de fondation sont attribuées en partie à la réaction des sulfates avec les hydrates de la matrice cimentaire.

Dés les années 1950, les premières réglementations en matière de protection des ouvrages contre l'attaque sulfatique recommandaient l'utilisation de ciment à faible rapport Eau/Ciment, à taux de  $C_3A$  limité et à ajouts pouzzolaniques. Ces mesures visaient à limiter la quantité d'aluminates et à ralentir la diffusion des espèces ioniques agressives depuis le milieu externe vers le milieu interne.

Les sulfates qui sont à l'origine de la destruction des ouvrages en béton peuvent être présents naturellement dans les sous-sols, intégrés dans la préparation du béton ou provenir de l'industrie (chimiques et pétrochimiques) suite à une pollution. Les sulfates se trouvent également associés aux alcalins dans les sels (sulfates de sodium, potassium, calcium et magnésium). On trouve aussi, dans le cadre du stockage des déchets radioactifs, des sulfates dans le déchet lui-même, ou dans les eaux de ruissellement ayant traversé des zones sulfatées (eau séléniteuses, eau d'infiltration, pluies d'acides,...).

Cinq critères majeurs de recherche dans le domaine de l'attaque sulfatique ont été définis comme prioritaires par [Cohen M. D 1991] :

- ❖ Etablir des tests accélérés d'attaques sulfatiques, permettant de tester rapidement la résistance des pâtes de ciment vis-à-vis de certains facteurs reconnus et ce de manière normalisées
- ❖ Etablir une liste d'indicateurs appropriés à mesurer ou à contrôler pendant les essais d'attaque sulfatique,
- ❖ Etablir des critères qui permettent d'affirmer de façon claire si le matériau a réussi le test,
- ❖ Etablir une méthodologie systématique pour l'analyse des données,

La détérioration des propriétés mécaniques du béton, qu'elle soit évaluée visuellement, mise en évidence par une décroissance de la résistance du matériau ou encore par des mesures d'expansion volumique, est la conséquence des réactions chimiques et des modifications microstructurales causées par l'attaque sulfatique. Il apparaît alors primordial de réaliser un contrôle des propriétés physicochimiques du matériau soumis à une attaque aux sulfates mais aussi de le faire avant que la détérioration de celui-ci ne soit trop avancée (i.e. forte expansion).

En Algérie, les sulfates sont très répandus dans les sous-sols et les eaux souterraines. La localisation des régions selon le degré d'agressivité de leur milieu souterrain est présentée sur la **figure II.3**.

Dans certaines régions où les sols contiennent du gypse, on peut rencontrer des concentrations élevées (>5%).



### II.4.3 Mécanismes de dégradation chimiques :

#### II.4.3.1 Carbonatation du béton :

##### II.4.3.1.1 Définition :

L'air constitue le milieu ambiant est toujours supposé inerte, c'est-à-dire ne réagit pas avec la pâte de ciment hydraté. Cependant, dans la réalité, l'air contient du dioxyde de carbone  $CO_2$  à un taux moyen de 0.03. En volume qui, en présence d'humidité réagit avec le ciment hydraté. Ce taux est plus important en milieu urbain qu'en milieu rural. La réaction chimique provoquée par la pénétration du  $CO_2$  transforme les produits d'hydratation, notamment le dioxyde de calcium (portlandite)  $Ca(OH)_2$  et à un degré moindre les  $CSH$ , en carbonate de calcium  $CaCO_3$ .

##### II.4.3.1.2 Vitesse de carbonatation :

Afin d'évaluer le stade de vieillissement d'un béton en vue de sa réparation, il peut être intéressant de connaître jusqu'où, à un moment donné, c'est-à-dire la limite de protection existant encore par rapport aux emplacements des armatures. Comme beaucoup de paramètres interfèrent sur la vitesse de carbonatation, seule une détermination expérimentale peut donner une information importante.

La vitesse de progression du front de carbonatation diminue avec le temps **Figure. II.4**, parce que le  $CO_2$  doit diffuser à travers la zone de surface du béton déjà carbonatée. Cette vitesse dépend des caractéristiques du matériau (porosité, nature du ciment, etc.). L'humidité relative du milieu environnant, qui détermine la teneur en eau du béton conformément aux isothermes de désorption et d'adsorption de vapeur d'eau qui lui-même varie en fonction de la distance à partir de la surface, est un paramètre également fondamental.

Pour que la carbonatation soit maximale, l'humidité relative doit être :

- suffisamment faible pour que la phase gazeuse connectée permettant la diffusion du gaz carbonique soit présente angströms (en phase liquide, la diffusion est  $10^4$  fois plus lente), suffisamment importante pour que la réaction de carbonatation proprement dite, que ne peut être réalisée qu'en phase aqueuse, puisse avoir lieu.

La carbonatation est donc maximale lorsque l'humidité relative est comprise entre 40 et 70%. Ce domaine correspond en moyenne à quelques couches d'eau adsorbées sur la surface du solide. La carbonatation ne se produit donc pas dans un béton totalement sec et elle s'arrête à un niveau où le béton est complètement saturé en eau.

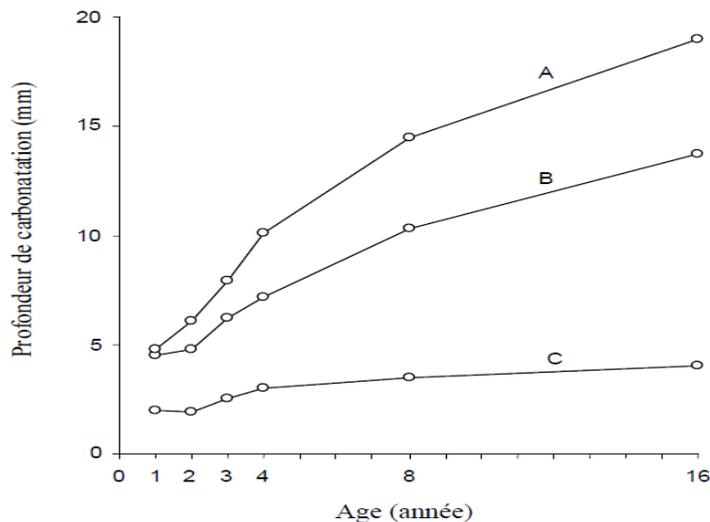
La profondeur de la carbonatation augmente proportionnellement à la racine carrée du temps, ce qui est caractéristique des mécanismes d'absorption plutôt que diffusion, mais la carbonatation suppose une interaction entre le  $CO_2$  et le réseau poreux. Il est donc possible d'exprimer en millimètre la profondeur de carbonatation,  $D_1$ , de la façon suivante :

$$D_1 = K t^{0,5} \dots\dots\dots (Eq. II.1)$$

Où :

K : coefficient de carbonatation en  $mm/an^{0,5}$ .

t : temps d'exposition en année.



**Figure II.4 :** Progression de la carbonatation de bétons en fonction du temps d'exposition sous différentes conditions : (A) °C et 65 H.R. ; (B) à l'extérieur, protégé des intempéries ; (C) surface horizontale à l'extérieur en Allemagne. Les valeurs représentent les moyennes obtenus sur des bétons de rapports eau/ciment de 0.45 ; 0.60 ; 0.80 mûris dans l'eau pendant 7 jours [Cohen M. D 1991].

#### II.4.3.1.3 Conséquence de la carbonatation :

En ce qui concerne la durabilité, le seul inconvénient de la carbonatation est la chute du  $pH$  de la solution interstitielle dans la pâte durcie de ciment Portland qui passe d'une valeur de l'ordre de 12,6 à 13,5 à une valeur d'environ 9 **Figure II.5**. Lorsque tout le  $Ca(OH)_2$ 'est

carbonaté, la valeur du  $pH$  descend à 8,3. La conséquence de cette baisse de  $pH$  peut être décrit comme suit :

La couche d'oxyde passif protège l'acier à l'égard de toute réaction avec l'oxygène et l'eau c'est-à-dire à l'égard de la formation de rouille ou de la corrosion. Cet état de l'acier est connu sous le nom de passivation. Le maintien de cette passivation nécessite un  $pH$  élevé de la solution interstitielle en contact avec la couche passivée. Donc si le front de carbonatation atteint la surface des armatures, la corrosion de ces dernières peut se produire. A condition que l'oxygène et l'humidité nécessaires soient présents. Pour cette raison, il est important de connaître la profondeur et le front de carbonatation, surtout parce que ce dernier n'avance pas de façon uniforme en raison de l'hétérogénéité du béton.

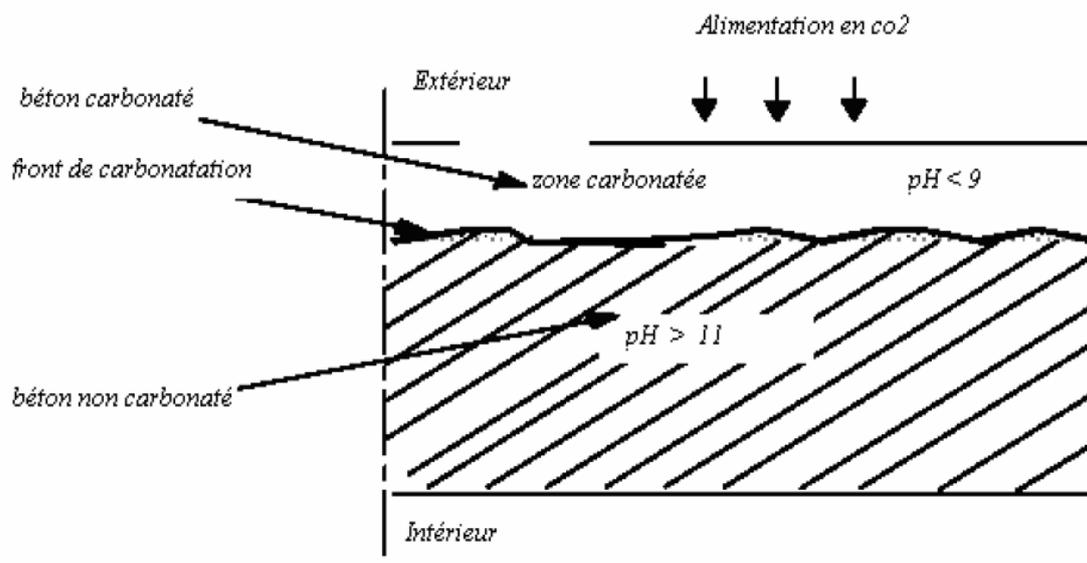
La carbonatation d'une pâte de ciment durci contenant des chlorures liés au même effet que la libération des chlorures liés et augmente le risque de corrosion.

Par contre, physiquement, la carbonatation augmente l'imperméabilité en réduisant la porosité grâce au colmatage de certains pores par le carbonate  $CaCO_3$  qui occupe un volume plus important que le  $Ca(OH)_2$  qu'il remplace. (voire **photo II.5**) De plus l'eau libérée par le  $Ca(OH)_2$  lors de la carbonatation peut contribuer à l'hydratation du ciment anhydre.



**Photo II.5:** Nous notons la détérioration de la surface des échantillons des bétons placés dans le sol (commune de Lioua)

Ces changements conduisent à une augmentation de la dureté et de la résistance de surface [I. Leberet al, 1956] et une résistance accrue aux formes d'attaque dépendantes de la perméabilité.



**Figure II.5** : Principe de la formation de la carbonatation (Coupe théorique d'un mur en béton).

#### *II.4.3.1.4 Facteurs influençant la carbonatation :*

Les principaux paramètres qui déterminent l'avancement du front de carbonatation sont :

- au niveau des matériaux : la quantité de minéraux susceptibles de réagir avec le  $CO_2$ , la diffusivité de la pâte de ciment durcie, qui est fonction du réseau poreux de la pâte de ciment durcie pendant la période où la diffusion du  $CO_2$  se poursuit. Il en résulte que le type de ciment, le rapport e/c et le degré d'hydratation sont importants.
- au niveau des conditions aux limites : la concentration du  $CO_2$  dans l'atmosphère, les conditions de mûrissement du béton dans le temps constituent aussi un facteur important qui exerce une grande influence sur les propriétés du béton de surface, là où se produit la diffusion du  $CO_2$ , la température, l'alternance de cycles d'humidification- séchage.

---

## II.4.4 L'attaque sulfatiques externe, ASE

### II.4.4.1 Introduction :

La durabilité des structures en béton peut être nettement améliorée si les effets du milieu environnant sont pris en compte en amont de la formulation du matériau et du dimensionnement de la structure. Malgré les différentes études et expertises, certains mécanismes de dégradation restent flous et sujet à controverses. C'est le cas par exemple de l'attaque sulfatique externe (*ASE*) ou réaction sulfatique externe (*RSE*). En effet, cette pathologie a été beaucoup étudiée dans la littérature, mais elle est souvent présentée comme étant complexe et dépendante de plusieurs variables intrinsèques au matériau et à la nature du milieu environnant, d'autant plus que ces paramètres conditionnent les processus et les conséquences de l'*ASE* [Adan Neville 2004].

Les sulfates peuvent avoir pour origines les eaux souterraines [I. Biczok 1967], les sols (sols gypseux ou pyriteux...), les eaux de rivières ou l'eau de mer. Il est aussi important de noter que les sels secs ne réagissent pas avec le béton. La présence de sulfate en solution est essentielle pour le transfert des ions  $SO_4^{2-}$  dans la matrice cimentaire [Adan Neville 2004].

La pénétration des ions sulfate dans les bétons de structure présente une pathologie assez dangereuse pour les ouvrages du fait de ses conséquences expansives. Cette « maladie » a été observée pour la première fois en 1887 par Candlot, à la suite d'investigation sur des mortiers des fortifications de la ville de Paris [E. Candlot 1906]. En effet, ces mortiers étaient en contact avec des eaux gypseuses. La problématique est donc ancienne et connue depuis le XVII<sup>ème</sup> siècle.

Généralement, pour se prémunir de ce type d'attaque, la réglementation impose des valeurs limites pour les constituants en prescrivant par exemple une quantité minimale de liant équivalent ou un rapport eau efficace sur liant équivalent maximum, cela pour un environnement donné. Par ailleurs, l'emploi d'un ciment PM-ES (ciment prise mer, résistant aux milieux riches en chlorure et sulfate, selon les classements des ciments en France) utilisable et à faible teneur en C3A est imposé. Cette approche prescriptive a l'avantage d'être légitimée par un large retour d'expérience. En revanche, cette approche présente certaines limitations puisqu'elle ne prend pas en compte l'ensemble des paramètres de composition du béton. Or, certains auteurs [O. Saeed et al 2002] ont mis en évidence par différents essais (essais accélérés ou pas) que le comportement dans le temps d'un béton à base d'un *CEM I* classique ne serait pas plus mauvais que le comportement de celui à base d'un ciment PM-ES.

---

Par exemple dans son étude, Mehta [P.K. Mehta 1975] a mis en évidence en se basant sur des essais de résistance à la compression qu'après le même test de diffusion des sulfates, un béton à base d'un ciment avec 0% de  $C_3A$  voit sa résistance à la compression au bout de 28 jours diminuer de 13% alors qu'un béton à base d'un *CEM I* contenant 2% de  $C_3A$  la voit augmenter de 10%. Par ailleurs, pour un béton à base d'un *CEM I* contenant 4% de  $C_3A$ , la résistance caractéristique à la compression avait diminué de 29%. C'est donc une notion sujette à ambiguïté [Adan Neville 2004].

Même si, la mesure de la résistance à la compression n'est pas un critère pertinent pour l'évaluation de l'ASE. L'ASE a donc fait l'objet de plusieurs recherches, mais les nombreux paramètres influant sur cette pathologie sont à l'origine des divergences de conclusions sur ses mécanismes. De plus, la plupart des études antérieures se sont intéressées aux mécanismes de l'ASE et à ses conséquences macroscopiques en étudiant l'effet de la pathologie sur la perte de masse, la perte de résistance mécanique et les éventuelles expansions. Des récents travaux s'intéressent de plus en plus sur l'aspect transfert dans l'ASE [B. Lothenbach 2010] et à l'aspect couplé chimie-transport.

Malgré les divergences de la littérature, toutes les études convergent sur la gravité de ce type d'attaque sur la durabilité de l'ouvrage puisqu'elle peut atteindre des niveaux très élevés au bout d'une courte période (10 à 15 ans).

#### II.4.4.2 Les différents aspects et approches de l'ASE :

L'attaque sulfatique externe peut être définie comme étant une réaction chimique entre les ions sulfate ayant pénétré dans le béton par un mécanisme de transfert et les composants de la pâte de ciment durcie, dont essentiellement, selon la littérature et la norme NF EN 206-CN, l'aluminate tricalcique. Elle se manifeste macroscopiquement, par un gonflement du matériau et une apparition de fissures qui peuvent, à terme, induire la ruine de la structure par perte préjudiciable de sa résistance mécanique.

Selon l'étude de Colle pardi, [M. Collepardi 2003], les conditions nécessaires pour que l'ASE se produise sont un environnement riche en sulfate en présence d'eau et une perméabilité élevée du matériau pour permettre la diffusion de l'ion  $SO_4^{2-}$  dans une phase aqueuse des pores capillaires. Les paramètres chimiques sont aussi importants, comme la composition de la pâte de ciment, les valeurs de *pH* et la composition de la solution environnante ou de la solution porale [Adan Neville 2004].

D'après cette simple définition de l'ASE, il semble que deux principaux processus sont responsables de cette pathologie, un processus physique de transfert de la solution extérieure vers le réseau poreux de la matrice cimentaire et un processus d'interaction chimique entre les ions sulfate ayant pénétré dans la solution porale et les hydrates de la pâte de ciment. Le premier processus semble dépendre des paramètres de transfert et le deuxième de la composition chimique initiale du matériau. En conséquence du transfert des ions sulfate à travers la porosité capillaire interconnectée, des conditions de sursaturation peuvent être atteintes. Comme déjà explicité dans les mécanismes d'hydratation de la pâte de ciment en milieux riches en anhydrite, quelques hydrates sont sensibles à la présence de sulfates en solution. Essentiellement, l'équilibre du mono-sulfoaluminate de calcium peut être très perturbé et peut entraîner la reprécipitation d'ettringite. Or, le volume molaire de l'AFt est d'environ deux fois plus grand que celui de l'AFm ( $707 \text{ cm}^3 \cdot \text{mol}^{-1}$  pour  $309 \text{ cm}^3 \cdot \text{mol}^{-1}$ ) [T. Matschei 2007]. Par conséquent, la précipitation d'ettringite secondaire dans une pâte de ciment durcie peut engendrer des contraintes dans la microstructure. Ceci permet une première approche simpliste des conséquences du transfert des ions sulfate dans la matrice durcie.

Dans la littérature, l'évaluation de la résistance du matériau cimentaire vis-à-vis de l'ASE a souvent fait l'objet d'une étude macroscopique. En effet, les variations pondérales, dimensionnelles ainsi que la résistance mécanique sont les principaux « indicateurs de performance » [X. Brunetaud et al 2013]. Dans l'optique de corrélérer le processus d'endommagement (un suivi d'évolution physico-chimique de la microstructure du matériau) aux conséquences macroscopiques, d'autres études se sont focalisées à la fois sur les changements de la microstructure et les conséquences mécaniques de l'exposition à un environnement riche en sulfate. Par ailleurs, différents travaux se sont intéressés aux paramètres influençant l'ASE [Z. Makhloufi et al 2016]

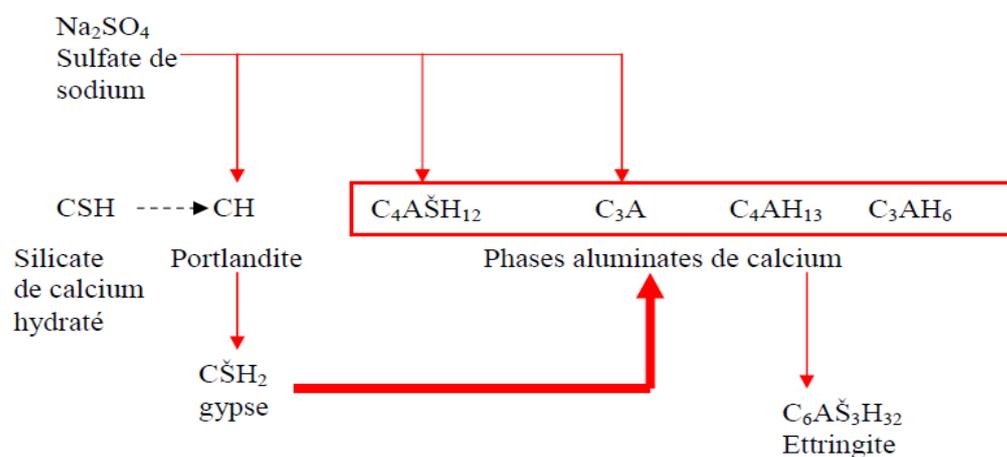
#### II.4.4.3 Aspect physique de l'ASE : Processus de transfert

L'attaque sulfatique externe est « initiée » par un processus de transport ionique impliquant des changements minéralogiques entre la surface et le cœur du matériau **Figure II.6**. Cet échange consiste à la fois en un transfert des ions sulfate de la solution extérieure vers le réseau poreux de la matrice cimentaire et en la lixiviation des ions calcium et hydroxyde [D. Bonen et al 1992]. Ces mécanismes de transfert ionique, dépendent des conditions d'exposition. La plupart des essais de laboratoires est réalisée en condition saturée. Par

ailleurs, in situ, d'autres conditions d'exposition existent comme dans les zones de marnage et les fondations (semi-immersion). Les conditions de semi-immersion impliquent des effets de variations de l'humidité relative dans la structure. Cette variation peut induire des pressions de cristallisation de sels préjudiciables pour la durabilité à long-terme de la structure en béton. De plus, la variation de température crée des cycles d'humidification séchage. Ces deux derniers cas d'exposition présentent les conditions les plus agressives pour le matériau béton puisqu'ils permettent une accélération du processus d'attaque dans le temps.

#### II.4.4.4 Aspect chimique de l'ASE : Principales réactions chimiques

Comme nous l'avons déjà mentionné, les hydrates de la pâte de ciment sont sensibles à la présence de sulfates en solution. Les différents sulfates présents dans l'eau de mer ou dans les sols sont les sulfates de sodium, de magnésium, de calcium et de potassium. De ce fait, les mécanismes réactionnels dans les matériaux cimentaires dépendent forcément de la nature de ces sulfates. Nous nous intéressons dans cette étude à présenter en détail les principales réactions entre le sulfate de sodium et les hydrates du ciment schématisées à la **Figure II.6**, d'après. [S. Sarkar et al 2010].



**Figure II.6:** Schéma des réactions chimiques entre les hydrates de la pâte de ciment et les ions sulfate de la solution de sulfate de sodium, [S. Sarkar et al 2010].

Les sulfates de source externe, réagissent avec la portlandite pour former le gypse et avec les phases aluminates pour former de l'ettringite. Ensuite, le gypse est à son tour dissout pour former de l'ettringite. Initialement, les ions calcium ont pour principale source la dissolution de la portlandite. Après l'épuisement de cette source par la totale consommation de la chaux,

les *C-S-H* sont décalcifiés pour devenir la source de calcium dans le système. La dissolution des *C-S-H* peut entraîner une perte de cohésion et par la suite une chute de la résistance mécanique. Ce processus est identique dans le cas de sulfate du potassium et d'autres sulfates.

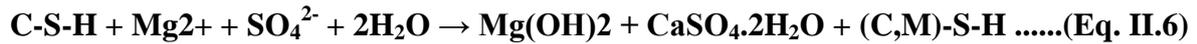
Le sulfate de sodium est très soluble (environ 48.7 g pour 100 g d'eau à 20°C) et entraîne la formation de gypse et d'ettringite dans des proportions relatives qui sont fonction à la fois de la concentration en sulfates et en aluminates du ciment. En revanche, le sulfate de calcium, issu du gypse  $CaSO_4 \cdot 2H_2O$  ou de l'anhydrite  $CaSO_4$ , est peu soluble (2.4 g/L dans l'eau et à 20°C), et dégrade le béton surtout par formation d'ettringite. Au cours de ces processus de dégradation, la solubilité des différents précipités, quantifiée en chimie des solutions aqueuses par le produit de solubilité, a un rôle majeur. Ainsi, selon les concentrations présentes, les ions resteront en solution ou précipiteront, si leurs concentrations dépassent la solubilité maximale. Les effets de tels phénomènes peuvent être assez complexes, dans la mesure où un même cation par exemple, peut intervenir dans plusieurs équilibres de précipitation et dissolution. La formation d'un précipité peut ainsi conduire à la dissolution d'un autre, selon les valeurs de leurs produits de solubilité. Le précipité dont la solubilité est la plus faible se forme préférentiellement à un solide de solubilité plus élevée. Ce qui amène à l'apparition d'un front de réaction qui dépend surtout des concentrations des ions sulfate, aluminium et calcium en solution. Comme indiqué précédemment, on s'intéresse dans cette étude au cas du sulfate de sodium dont les principales réactions chimiques avec la pâte de ciment durcie sont résumées ci-dessous.

#### II.4.4.5 Attaque de l'hydroxyde de calcium (la portlandite CH)



Cette attaque est qualifiée d'acide. La chaux peut être complètement lixiviée sous l'effet de cette réaction surtout en surface exposée. Mais, si une accumulation de l'hydroxyde de sodium (NaOH) est assurée en surface, l'équilibre de l'équation ci-dessus est atteint et par conséquent, uniquement une partie du  $SO_3$  précipite sous forme de gypse, comme décrit dans l'étude de A. Neville, 2000 [A. Neville 2000].





Les échanges de  $\text{Mg}^{2+}$  avec  $\text{Ca}^{2+}$  conduisent à la formation de la brucite  $\text{Mg}(\text{OH})_2$  qui peut ralentir temporairement la pénétration des sulfates. Ils provoquent aussi la transformation progressive des CSH en un silicate de magnésium hydraté *MSH* sans propriétés liantes. De plus la cristallisation de l'ettringite instable en présence de sulfate de magnésium intensifie la réaction de formation du gypse secondaire [Santhanam et al, 2003].

L'attaque chimique des matériaux cimentaires s'effectue principalement sur la portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  contenue dans la pâte de ciment, mais l'attaque des silicates et d'aluminates de chaux hydratées *CSH* et *CAH* n'est pas négligeable [Boualleg et al, 2011] .où il y a formation de couches de gypse et d'ettringite secondaire ainsi que la thaumasite à partir de la surface exposée aux sulfates.

Plusieurs recherches ont été réalisées pour éclaircir le phénomène de dégradation des matériaux cimentaires dans les milieux sulfatiques. Certaines recherches [Long et al, 2007];[Patsikas et al, 2012], montrent que le type et la concentration des solutions la solution de  $\text{MgSO}_4$  est plus agressive que la solution de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , aussi l'augmentation de la température accélère l'attaque de ces sulfates. [Demene et al, 2005] ont montré que la conservation dans la solution de  $\text{MgSO}_4$  influe d'une façon considérable sur la durabilité des mortiers et diminue les résistances mécaniques après 2 mois.

D'autres recherches [Bensted et Munn, 2004]; [Chihaoui et al, 2009]; montrent que le type de ciment et les additions minérales influencent la dégradation des matériaux cimentaires, les performances de durabilité des mortiers à base des additions minérales réactives tels que la pouzzolane et le laitier granulé exposés à une solution sulfatique étaient meilleures que celles des mortiers à base de ciment sans pouzzolane ou laitier.

D'après [Achoura et al, 2009] ; [Chaïd et al 2012], le ciment au laitier et l'addition de laitier permettent d'obtenir des matériaux durables. Le laitier granulé est une addition minérale qui possède plusieurs qualités intéressantes, composition chimique proche de celle du ciment, régularité de composition pour une même source de production, réactivité latente activée en présence de ciment Portland [Van Rompaey, 2006]. Le laitier granulé est très couramment utilisé dans l'industrie cimentière.

La vitesse de réaction des additions minérales est plus faible que celle d'hydratation du ciment Portland ordinaire, non seulement car la réaction pouzzolanique ne débute que quand

une quantité de chaux importante est formée, mais aussi, car les laitiers sont peu réactifs et nécessitent une activation extérieure. Cet activant peut être de nature sulfatique, sulfo calcique ou encore alcaline. Il permet de maintenir un  $pH$  favorisant la réactivité (au-dessus de 12,6) par hydrolyse de l'hydroxyde de calcium qui le compose. [Perlot, 2005]

L'utilisation des ciments composés ou l'addition du laitier granulé est essentielle pour l'amélioration de la durabilité des structures en béton et présente des avantages techniques, économiques et environnementaux. [Zeghichi et al 2007]

Le laitier de haut fourneau améliore la résistance des bétons aux sulfates par dilution des aluminates, par réduction de la teneur en portlandite et par l'accroissement de la compacité des hydrates en relation avec la diminution du volume poreux [S. Sarkar et al 2010].

Les matériaux pouzzolaniques permettent de batailler la dégradation contre les attaques chimiques par une amélioration de la microstructure des matériaux cimentaires, des nombreux travaux [Ashraf et al, 2009]; [Mouli et al, 2010] montrent l'effet bénéfique des additions pouzzolanique et leurs effet sur la réduction de la taille des pores, la perméabilité du matériau et la réduction de la portlandite  $Ca(OH)_2$  et par conséquent la diminution du coefficient de diffusion

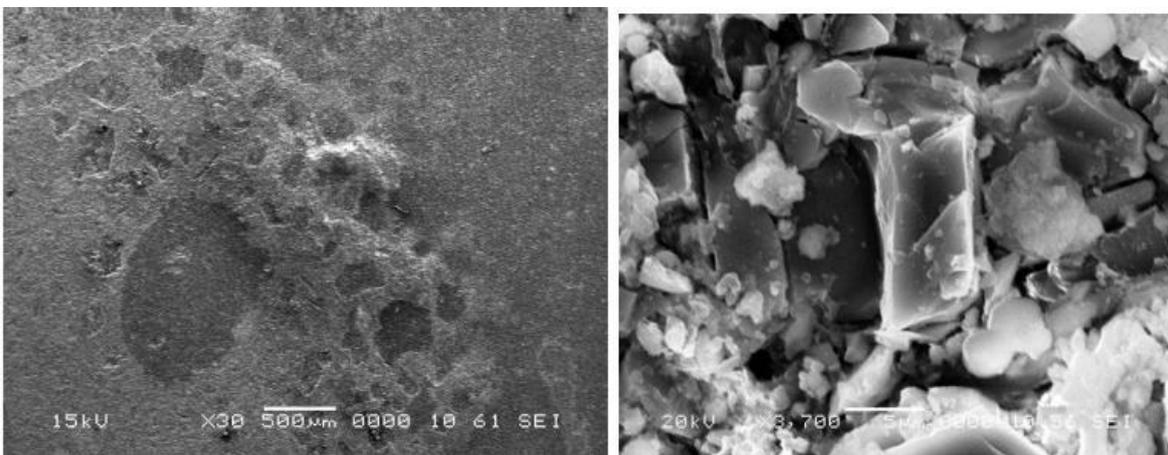
#### II.4.4.7 Caractéristiques des produits formés lors de l'attaque sulfatique externe (ASE):

Dans cette partie, les propriétés physiques ou chimiques des principaux produits formés pendant l'attaque de sulfate magnésium, vont être présentées.

##### II.4.4.7.1 Gypse:

Le gypse secondaire  $CSH_2$  se dépose principalement dans les fissures et dans les vides, voir **Figure II.9** parce que ceux-ci fournissent les meilleurs sites de nucléation [M. Santhanam et al 2003]. Lorsqu'un matériau cimentaire est immergé dans des solutions contenant des sulfates de concentration élevée, le gypse peut également être formé à proximité de la surface [T. Schmidt et al 2009]. Plusieurs travaux ont étudié le rôle de la formation du gypse secondaire dans une attaque sulfatique et ont découvert que sa précipitation entraînait également une expansion [M.A. Gonzalez et al 1997] et [B. Tian et al 2000]. Ont réalisé des essais accélérés d'attaque sulfatique sur des barres de mortiers et pour des concentrations en  $Na_2SO_4$  variables (3, 10 ou 30 g/L). Ils observent essentiellement la formation du gypse secondaire et attribuent donc un caractère expansif et nocif à ce produit. Cependant, les études précitées reposent sur l'utilisation de solutions fortement concentrées. Wang [J.G. Wang 1994] a même déclaré que

la formation du gypse est plus agressive que la formation de l'ettringite. La précipitation du gypse dépend de la concentration en sulfate et du pH de la solution ceci est en accord avec les études thermodynamiques, avec prévision du précipité de gypse à des concentrations de sulfate plus élevées [D.a.G. Damidot 1993]. Cependant, [S.J. Planel D et al 2006] ont remarqué la présence du gypse dans les pâtes de ciment exposées à une concentration beaucoup plus faible; c'est-à-dire 0,015 mol / l (2,1 g / l) de sulfate de sodium, ceci a été remarqué par d'autres études [K. Tittelboom et al 2013], [T. Schmidt 2009] ont déclaré que le rôle de la précipitation du gypse dans le ciment exposé à une solution fortement sulfatée, était de participer à l'ouverture des fissures qui étaient déjà présentes.



**Figure II.8:** Cristallisation du gypse pendant l'attaque des sulfates [N. Touloum 2014].

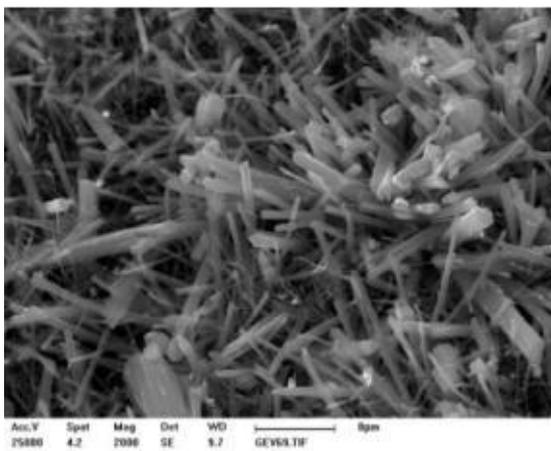
#### II.4.4.7.2 Ettringite secondaire :

Il s'agit de l'ettringite formée directement par l'action des sulfates externes sur les aluminates et les hydrates calciques du béton et conduit à une déstructuration du matériau pouvant aller jusqu'à la ruine de l'ouvrage [A.L.E. Roux et al 2000]. Le trisulfoaluminate de calcium hydraté (appelé aussi ettringite) est une phase AFt. Sa formule chimique est  $(3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O})$ , soit  $C6A\bar{S}3H_{32}$  en notation cimentaire. La structure cristalline de l'ettringite s'organise en colonnes hexagonales, de composition  $[\text{Ca}_3\text{Al}(\text{OH})_6 \cdot 12\text{H}_2\text{O}]^{3+}$ , des ions  $\text{SO}_4^{2-}$  ainsi que des molécules d'eau s'insèrent dans les interstices. L'ettringite ainsi formée cristallise dans les espaces vides du matériau (pores, fissures, interfaces pâte-granulats) [C. Castella 2011] (**Figure II.10 et Figure II.11**).

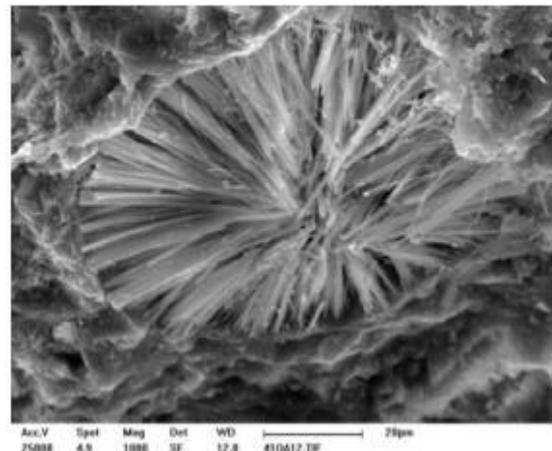
La conversion réelle du mono sulfate en ettringite n'est en fait pas expansive [J. Skalny et al 2002]. Au lieu de cela, la réaction est associée à une perte globale de volume. Cependant, la

précipitation de l'ettringite, au détriment du monosulfate, entraîne un doublement du volume des solides, augmentant de 312,7 ml / mol à 714,9 ml / mol. Cette augmentation, en volume solide, est à l'origine de l'expansion et de la fissuration observée lors de l'attaque des sulfates. Bien qu'il soit commode d'expliquer l'échec concret comme étant attribuable à une augmentation du volume des solides, il ne suffit pas d'expliquer la dégradation des précipitations de l'ettringite. Il n'y a pas de lien entre la quantité de précipitation d'ettringite et / ou de gypse et l'étendue de l'expansion [W. Kunther 2013]. Lothenbach et al. ont montré que l'augmentation du volume de solides après l'attaque par les sulfates n'a pas dépassé la porosité capillaire totale, lors de la modélisation des changements dans l'assemblage de phase pour un mortier soigné exposé à 4 g / l ou à 44 g / l de sulfate de sodium. Par conséquent, si les agents expansifs sont formés uniquement dans les pores capillaires, aucune expansion ne devrait se produire. En tant que tel, l'ettringite doit précipiter dans des espaces confinés pour causer des dégâts.

Avec une telle attention attribuée à la formation de l'ettringite, il s'ensuit que la prévention de sa formation peut aider à tenter d'améliorer la résistance aux sulfates. La diminution de la teneur globale en aluminat tricalcique, qui réagit avec l'eau et le sulfate pour former l'ettringite, peut entraîner une résistance améliorée à l'attaque des sulfates. Plusieurs études ont montré qu'une teneur plus faible en aluminat tricalcique peut conduire à une résistance améliorée [P.J.M. Monteiro et al 2003]. L'impact de la réduction du contenu en aluminat tricalcique est largement reconnu et des ciments résistants aux sulfates ont ensuite été conçus



**Figure II.9 :** Aperçu d'aiguilles d'ettringite secondaire [C. Castella 2011].



**Figure II.10 :** Formation d'aiguilles d'ettringite secondaire au sein d'un pore [C. Castella 2011].

#### II.4.5 Résistance à l'attaque par les sulfates des bétons avec ajouts minéraux

Les fumées de silice, les cendres volantes, le schiste calciné et le laitier broyé améliorent généralement la résistance du béton à l'agression des sulfates ou de l'eau de mer, principalement en réduisant la quantité d'éléments réactifs (comme le calcium) nécessaires aux réactions expansives des sulfates [Mangat et Khatib, 1992]. Une étude faite sur une cendre volante de type F, a démontré que, pour améliorer la résistance aux sulfates des bétons maigres, la quantité de remplacement devrait être de 20 % pour les matériaux cimentaires [Stark, 1989].

La résistance aux sulfates du béton fortement dosé en ciment à faible teneur en  $C_3A$  est si grande que les cendres volantes ont peu de chance de l'améliorer. Les cendres volantes de type F améliorent en général plus efficacement la résistance aux sulfates que celles de type C. Il a été démontré que certaines cendres de type C, à des dosages normaux, réduisaient la résistance du béton aux sulfates.

Selon certains rapports, le laitier de haut fourneau granulé broyé semble avoir un effet bénéfique sur la résistance du béton aux attaques par les sulfates. Cependant, une étude à long terme révèle, par rapport au béton contenant du ciment Portland comme seul liant, une légère diminution de la résistance aux sulfates pour le béton contenant du laitier broyé

L'effet de la pouzzolane sur la résistance aux sulfates réside dans le fait, qu'elle réagit avec le  $Ca(OH)_2$  de sorte que celui-ci n'est plus disponible pour réagir avec les sulfates. Dans des conditions très sévères d'exposition, un mélange de ciment résistant aux sulfates et de pouzzolane (entre 25 et 40% de la masse totale du liant) ou d'un laitier de haut fourneau (au moins 70% en masse) a prouvé son efficacité d'amélioration de la résistance aux sulfates. L'efficacité d'un laitier de haut fourneau dépend de sa teneur en alumine [Osborne, 1989 et 1991]. Cependant, Al-Amoudi (1995), rapporte qu'il n'y a pas un lien étroit ou direct entre la teneur en alumine du laitier et sa résistance aux sulfates. Tandis que Frearson (1986), a observé que la résistance aux sulfates du ciment mélangé avec laitier augmente avec l'augmentation du taux de remplacement par le laitier. Il est à remarquer aussi que toutes les pouzzolanes ne sont pas efficaces, une faible teneur en CaO étant souhaitable [Al-Amoudi, 1995]. En particulier, les cendres volantes de classe C réduisent la résistance aux sulfates du béton [Cohen, M. D., 1991]. Même si le ciment résistant aux sulfates ne contient pas suffisamment de  $C_3A$  pour former de l'ettringite expansive, le  $Ca(OH)_2$  présent tout comme probablement les CSH sont vulnérables aux attaques de type acide des sulfates. Des exigences

---

de la norme ACI 201.2R-92 reflètent l'effet positif des pouzzolanes et des laitiers de haut fourneau à l'égard de la résistance aux sulfates lorsqu'ils sont utilisés avec du ciment portland.

#### II.4.6 Sources de sulfates :

Les sources des produits sulfatés sont externes ou internes au béton. Dans le premier cas, les sulfates proviennent de:

- 1- **Les sols** : Les sulfates constituent un élément nutritif des plantes. La concentration des sulfates est généralement assez faible (entre 0.01 et 0.05 % du sol sec), les valeurs peuvent être bien plus élevées (supérieures à 5 %) dans certaines régions où le sous-sol contient du gypse. Les sols alluviaux et argileux sont également susceptibles de contenir des pyrites (Fe S), qui peuvent s'oxyder en sulfates au contact de l'air et de l'humidité.
- 2- **Les eaux souterraines séléniteuses** : Les eaux souterraines et les eaux d'infiltration venant en contact avec les sols sulfatiques se chargent en ions  $SO_4^{-2}$ . La concentration en ions de l'eau dépend de la solubilité du sulfate qui dépend de la température et de la présence d'autres sels. Les sulfates présents sont souvent des sulfates alcalins ou de magnésium (les concentrations élevées en sulfates dans des eaux souterraines peuvent aussi être la conséquence de pollutions industrielles).
- 3- **L'eau de mer** : L'eau de mer renferme des ions variés. L'action du sulfate de magnésium entraîne plus de désordres d'origine chimique dans un béton. Dans le second cas, les sulfates sont apportés par les constituants du béton et par le ciment en particulier, une réaction sulfate interne est envisageable. Les granulats contiennent des sulfates, comme le cas des granulats contenant des pyrites et des granulats gypseux. Les sulfates sont présents sur les granulats suite à une pollution accidentelle (déchets de plâtre).

#### II.5 CONCLUSION :

L'objectif dans ce chapitre est d'expliquer que les sols salés ont une grande extension en Algérie, dans la Wilaya de Biskra et la commune de Lioua, On a également conclu que les sols étudiés sont riches en calcaire. Les teneurs en carbonate de calcium  $CaCO_3$  donc les carbonates sont en abondant qui reflètent la nature géologique de la région; et ils sont lessivés de terrasse supérieure vers la terrasse inférieure par les eaux de ruissellement.

Nous avons également un descriptif des conditions générales de la zone d'étude, de la Wilaya de Biskra et de la commune du Lioua. En effet, la présentation de la région.

Le béton est sujet à des transformations microstructurales suite aux attaques sulfatiques qu'il subit durant son exploitation.. Ces attaques sulfatiques conduisent à la formation du gypse et d'ettringite dans le cas de présence d'un environnement riche en sulfates. Aussi à la formation de sel de calcium soluble au détriment de la chaux des **C-S-H** et de la portlandite, entraînant ainsi une dégradation plus ou moins importante de ces hydrates.

**PARTIE B : ETUDE EXPERIMENTALE**

---

**CHPITRE III**  
**FORMULATION DES BETONS**

---

### III.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous présentons les caractéristiques physiques et chimiques des matériaux utilisés dans notre programme expérimental, nous citons les différents ciments, le sable ouade provenant de la région de commune Lioua BISKRA et le sable calcaire concassé de la région de Ain Touta BATNA, ainsi que les étapes nécessaires dans la préparation des échantillons de béton et enfin une présentation des principales techniques expérimentales utilisées dans ce programme.

### III.2. MATERIAUX :

#### III.2.1. Le ciment courant:

Dans cette étude, nous avons utilisé trois types de ciment Portland ordinaire type ciment Portland composé *CEM II/A-L*, et un ciment *CEM I (CRS)* et un ciment *CEM IV/A*, fabriqué selon la norme Algérienne NA 442-2008 provenant respectivement de la cimenterie de Biskra. Les propriétés physiques et les compositions chimiques des ciments sont représentées par le **Tableau III.1**.

**Tableau III.1** : Composition chimique des différents type de ciments.

Type de ciment	$SiO_2$	$Al_2O_3$	$Fe_2O_3$	$CaO$	$MgO$	$SO_3$	$K_2O$	$Na_2O$
<i>CEM II/A-L</i>	20,4	5,53	3,5	61,6	1,73	2,4	0,7	0,65
<i>CEM I (CRS)</i>	21.5	4.7	5.6	63.4	1.64	1.72	0.3	0.14
<i>CEM IV/A</i>	29.15	10.41	1.22	47	6.3	2.8	0.45	0.27

L'analyse par DRX des différents ciments a mis en évidence les phases classiques du clinker (**Figure III.1, Figure III.2**).

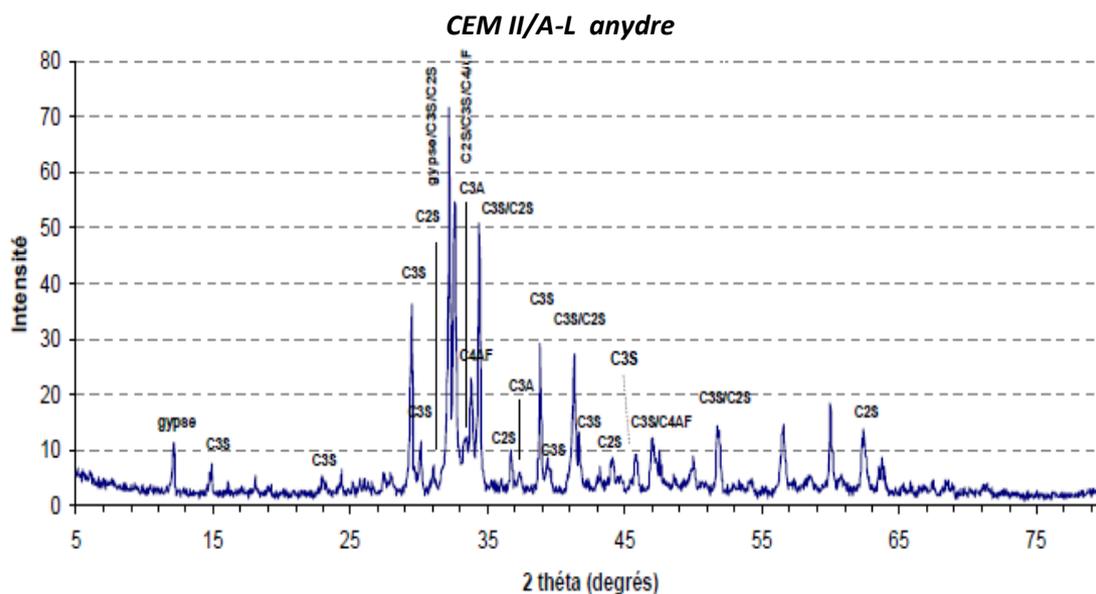


Figure III.1 : DRX du ciment *CEM II/A 42,5*

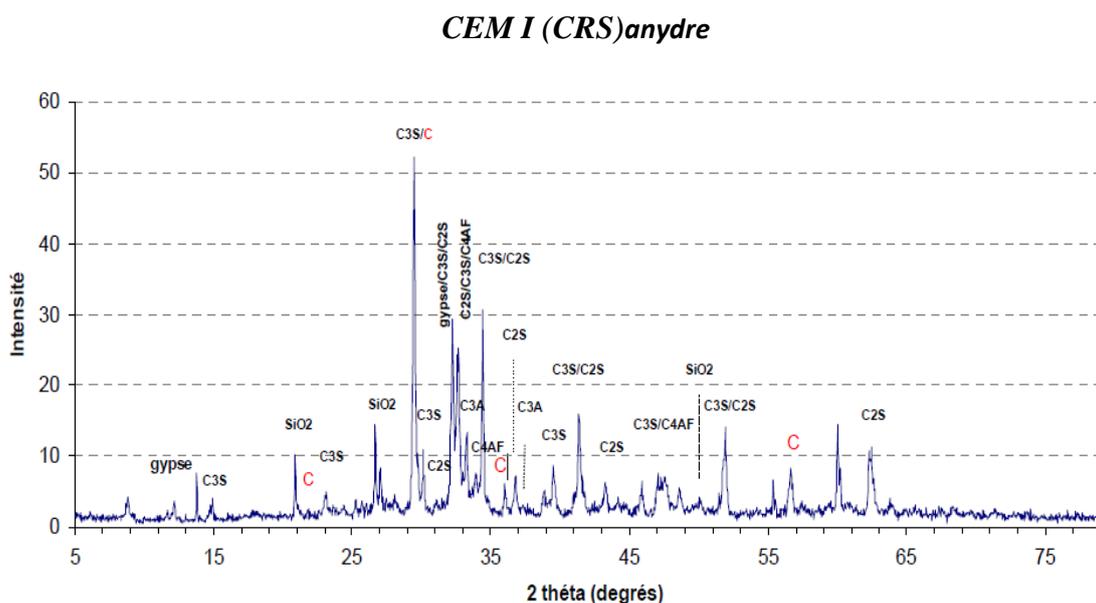


Figure III.2 : DRX du ciment *CEM I (CRS)*

Les densités ont été déterminées à l’aide d’un densimètre le Chatelier en utilisant l’essence de térébenthine. Les surfaces spécifiques Blaine ont été déterminées par le perméabilimètre de Blaine (NFP 15-442), dont le principe est de déterminer le temps mis par l’air pour traverser une certaine quantité de poudre. La consistance normale des pâtes de ciment a été suivie par

l'appareil de Vicat. Les caractéristiques mécaniques ainsi que les propriétés physiques ont été mesurées par les laboratoires des cimenteries.

La lecture du **Tableau III.2** nous montre que le ciment **CEM I (CRS) 42,5** a une surface spécifique plus grande que les deux autres ciments. Par contre, les résistances à la compression à 28 jours pour les ciments **CEM IV/A 42,5** sont moins importantes que celles du ciment **CEM I (CRS) 42,5** et ciment **CEM II/A-L 42,5**. Ceci peut être attribué à l'activité pouzzolanique qui est lente au jeune âge à 28 jours.

**Tableau III.2** : Caractéristiques des ciments.

<i>Caractéristiques</i>	<i>CEM II/A-L 42,5</i>	<i>CEM I (CRS) 42,5</i>	<i>CEM IV/A 42,5</i>
<i>Début de prise (mn)</i>	140	150	160
<i>Fin de prise (mn)</i>	200	215	225
<i>Poids spécifique (g/cm<sup>3</sup>)</i>	3,00	3,05	3,05
<i>Surface spécifique Blaine (cm<sup>2</sup>/g)</i>	3100	3300	3000
<i>Résistance à la compression à 28j (MPa)</i>	38	39.5	35

### III.2.2. Le ciment fabrique : *CEM II/A-P<sub>1</sub>* et *CEM II/B-P<sub>2</sub>*

#### III.2.2.1 Le clinker :

Le clinker est l'élément de base pour la fabrication du ciment qui résulte d'une cuisson vers **1450 °C** d'un mélange homogène convenablement dosé en calcaire et en argile. Le clinker utilisé pour cette recherche provient de la cimenterie de AIN TOUTA, après sa sortie du four pour être broyé au niveau de laboratoire de la cimenterie de AIN LEKBIRA (*SETIF*), est broyé à une finesse d'environ **3750 cm<sup>2</sup>/g**, a une masse volumique absolue de **3,06** Afin d'obtenir les composition chimiques, nous avons utilisé un appareil Cubix XRF, la composition chimique des clinker est donnée dans le **tableau III.3**



**Photo III.1 :** Broyage de clinker au laboratoire de la cimenterie d’AIN LEKBIRA (SETIF) 08/2017

**Tableau III.3:** La composition chimique et minéralogique du clinker.

Composition Chimique							
$SiO_2$	$Al_2O_3$	$Fe_2O_3$	CaO	MgO	$SO_3$	$K_2O$	$Na_2O$
21,31	4,91	4,02	66,85	1,08	0,80	0,374	0,395
Caractéristiques physique et minéralogique							
Surface Spécifique		C3S	C2S	C3A	C4AF	total	
3750		71, 371	7,630	6,217	12,22	97,438	

**III.2.2.2 La pouzzolane naturelle :**

**III.2.2.2.1 Justification de choix d’addition pouzolanique:**

Le choix d'une addition par rapport à une autre est en général, après la disponibilité locale à des coûts acceptables, fait en fonction de la teneur élevée en silice. La silice présente les avantages suivants: matériau de grande dureté, permet d'obtenir d'excellentes interfaces pâte/granulat est largement disponible.

L’addition minérale choisie dans le présent travail, les gisements de ressources naturelles le pouzzolane de Béni-Saf. Ces additions présentent des intérêts incontestables du point de vue technique, économique, écologique et du point de vue durabilité envers les différentes attaques chimiques.

Les taux (20 et 30)% d’incorporation de ajout sont choisis sur la base d’une recherche bibliographique des études précédentes [Aichouba et col., 2005] et [Ghrici et al., 2007],

**III.2.2.2 Définition:**

La pouzzolane est une roche naturelle correspondant à des projections volcaniques. Sa couleur varie généralement du noir au rouge selon le degré d'oxydation du fer.

La pouzzolane utilisé pour cette recherche provient de la cimenterie de AIN TOUTA, après sa sortie du four pour être broyé au niveau de laboratoire de la cimenterie de AIN LEKBIRA (*SETIF*), Ses propriétés physiques sont comme suit : masse volumique absolue 3,17; masse volumique apparente, 1,11 g/cm<sup>3</sup> ; Surface spécifique Blaine, 4450 (cm<sup>2</sup>/g). La composition chimique est présentée dans le **Tableau III.4**

Un type d'ajout utilisé et le pourcentage d'incorporation par rapport à la composition primaire du mélange (clinker, gypse, l'ajout).Pouzzolane (20% et 30%), Nous rappelons ici la définition des indice  $P_1$  et  $P_2$  respectivement : 20% pouzzolane et 30% pouzzolane.

**Tableau III.4** : Composition chimique et caractéristique physique de la pouzzolane naturelle en (%)

<i>Composition chimique de la pouzzolane</i>								
Composants	<i>Sio<sub>2</sub></i>	<i>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	<i>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	<i>CaO</i>	<i>MgO</i>	<i>SO<sub>3</sub></i>	<i>K<sub>2</sub>O</i>	<i>Na<sub>2</sub>O</i>
Les teneurs	41,7	16,1	11,68	11,9	2,27	0,26	0,5	0,63
<i>Caractéristique physique de la pouzzolane</i>								
Désignation	Surface spécifique Blaine (cm <sup>2</sup> /g)		Masse volumique absolue (g/cm <sup>3</sup> )		Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> )			
Valeurs	4450		2,70		1,11			

**III.2.3 Essais de Prise :**

Il est nécessaire de connaître le début et la fin de prise des liants hydrauliques afin de pouvoir évaluer le temps disponible pour la mise en place correcte des bétons. Les essais de prise se font à l'aide de l'appareil de Vicat équipé d'une aiguille, Norme EN 196-3 [Norme Européenne 1995]. Le but est de déterminer le temps de début de prise, qui correspond au moment où l'on observe une augmentation de la viscosité, ou raidissement de la pâte, et la fin de prise qui est le moment où la pâte cesse d'être déformable et se transforme en un matériau rigide.

**III.2.4 Essai de Consistance Normale :**

Cet essai est réalisé à l'aide de l'appareil de Vicat équipé d'une sonde de diamètre de 10 mm, selon la norme [NF EN 196-3]. Le but est de déterminer la quantité d'eau nécessaire pour le ciment. La consistance normale est atteinte lorsque la distance entre l'extrémité de la sonde et le fond du moule atteint  $6 \pm 1$  mm.

**III.2.5 La finesse de mouture du ciment:**

La finesse des matériaux est évaluée par la mesure de la surface spécifique Blaine qui est une méthode normalisée [NF EN 196-6], utilisée pour la définition de la finesse d'un ciment. Cette méthode est basée sur la détermination de la perméabilité d'un lit de poudre à l'aide de la loi de Poiseuille et de l'expression du débit de Darcy. La surface massique du matériau est déterminée en mesurant le temps mis par une quantité fixée d'air pour traverser un lit de poudre compactée (dimensions et porosité connues). Le liquide utilisé dans le perméamétrie Blaine est le di butyle phtalate et l'étalon est un ciment Portland certifié par le National Institute of Standards and Technologie. Cette méthode est essentiellement comparative et convient aux poudres de granularité comprise entre 1 et  $100\mu\text{m}$ .

**III.2.6 La masse volumique apparente:**

L'essai consiste à remplir en matériau sec (ciment) un récipient vide de volume (V) du matériau sec (ciment) sans le tasser et le peser ensuite (M), pour en déduire la masse volumique. Cet essai a été réalisé selon la norme [NF EN 1097-3].

$$Mv_{app} = \frac{M}{V} \times 1000 \quad (\text{kg}/\text{cm}^3) \dots \dots \dots \text{(Eq. III.1)}$$

Ou:

*M* : La masse sèche du matériau, en (g).

*V* : représente le volume du récipient, en (ml).

**III.2.7 La masse volumique absolue :**

Il s'agit de mesurer la masse, par unité de volume de matière pleine sans aucun vide entre les grains, on a appliqué la méthode de l'éprouvette graduée selon la norme [NF P 18-558]. L'essai consiste à verser une quantité connue de la poudre dans un liquide inerte (gasoline), la différence de volume rapportée à la masse du matériau donne la masse volumique selon la formule (III.2):

$$Mv_{abs} = \frac{M}{(V_2 - V_1)} \times 1000 \quad \left( \frac{kg}{cm^3} \right) \dots\dots\dots (Eq. III.2)$$

Ou:

$M$  : La masse sèche du matériau, en (g).

$V_1$  et  $V_2$ : la lecture sur l'éprouvette graduée avant et après l'introduction du ciment, en (ml).

### III.2.8 Granulats :

#### III.2.8.1 Pierre Concassée :

Dans cette étude nous avons utilisé des gravillons concassés de nature calcaire de fraction (7/15 mm) et (15/25 mm), proviennent du gisement de Aïn-Touta située au nord de Biskra. Les caractéristiques physiques et l'analyse granulométrique de ces gravillons sont représentées dans la **figure III.3**.

##### III.2.8.1.1 Compositions chimiques des graviers :

Les compositions chimiques des deux fractions de gravier (**Tableau III.5**), qui ont la même source minéralogique, ont été réalisées au sein du laboratoire de l'usine de fabrication de ciment d'Aïn -Touta (Batna).

**Tableau III.5** : Composition chimique des graviers (%)

	$SiO_2$	$Al_2O_3$	$Fe_2O_3$	$CaO$	$K_2O$	$SO_3$	$Cl$	$Na_2O$	$MgO$
<b>Gravier 7/15</b>	1,47	0,34	0,25	58,23	0,09	0,04	0,016	0,00	0,00
<b>Gravier 15/25</b>	1,47	0,34	0,26	58,41	0,09	0,045	0,016	0,00	0,00

##### III.2.8.1.2 Masses volumiques :

Les masses volumiques apparentes et absolues des granulats sont mesurées selon la norme en vigueur [NF P 18-554, NF P 18- 555]. La connaissance de ces paramètres est importante pour la formulation du béton. Les résultats des masses volumiques sont donnés dans le suivant

**Tableau III.6** Masses volumiques apparentes et absolues des graviers

	$\rho_{\text{Absolue}}(\text{g/l})$	$\rho_{\text{Apparente}}(\text{g/l})$
<b>Gravier 7/15</b>	2,66	1,35
<b>Gravier 15/25</b>	2,63	1,40

### III.2.8.1.3 Analyse granulométrique: NF P18-560

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre des tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue.

Les masses des différents refus ou celles des différents tamisât sont rapportées à la masse initiale de matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités, soit sous leur forme numérique, soit sous une forme graphique (courbe granulométrique).

Les résultats de l'analyse granulométrique des granulats sont présentés par la **figure III.3**.

### III.2.9 Sable:

Dans cette étude nous avons choisis un sable naturel provient **d'Oued-Lioua** (Biskra) Algérien (Rivière d'Oued-Djedi), Ces sable sont lavés pour éliminer les particules argileuses.

Les résultats de l'analyse granulométrique de sable sont présentés par la **figure III.3**

#### III.2.9.1 Propriété physique:

**Tableau III.7** : Propriétés physiques du sable d'oued

<b>Masse volumique apparente</b>	1600
<b>Masse volumique absolue</b>	2480
<b>Equivalent de sable ESP</b>	80
<b>Equivalent de sable ESV</b>	82
<b>Module de finesse (Mf)</b>	2.17

#### III.2.9.2 Composition chimique des sables :

Les compositions chimiques de sable (**Tableau III.8**) ont été réalisées au sein du laboratoire de l'usine de fabrication de ciment d'Ain-Lekbira (Sétif) sur un Spectromètre: Cubix XRF (**Photo III.2**).

Le Spectromètre: Cubix XRF se base sur le fait que lorsque l'on bombarde de la matière avec des rayons X, la matière réémet de l'énergie sous la forme, entre autres, de rayons X ; c'est la fluorescence X. Le spectre des rayons X émis par la matière caractérise de la composition chimique de l'échantillon.

**Tableau III.8** : Composition chimique du sable d'oued

	$SiO_2$	$Al_2O_3$	$Fe_2O_3$	$CaO$	$K_2O$	$SO_3$	$Cl$	$Na_2O$	$MgO$
<b>Sable d'Oued de Biskra (Lioua)</b>	55,47	0,35	0,71	21,12	0,02	0,04	0,03	0,00	0,21



**Photo III.2** : L'appareil de marque Cubix XRF utilisé pour la détermination des taux des oxydes du matériaux, *Laboratoire de-Ain Lekbira (09/2017)* ([Sétif](#))

### III.2.9.3 Zone géographique des gisements :

C'est un bassin qui se situe à Lioua (Biskra), il est constitué de dépôts plus ou moins gros, transportés par de l'eau courante. Il faut souligner que l'extraction anarchique a élargi le lit de l'oued (**Photo III.3**).



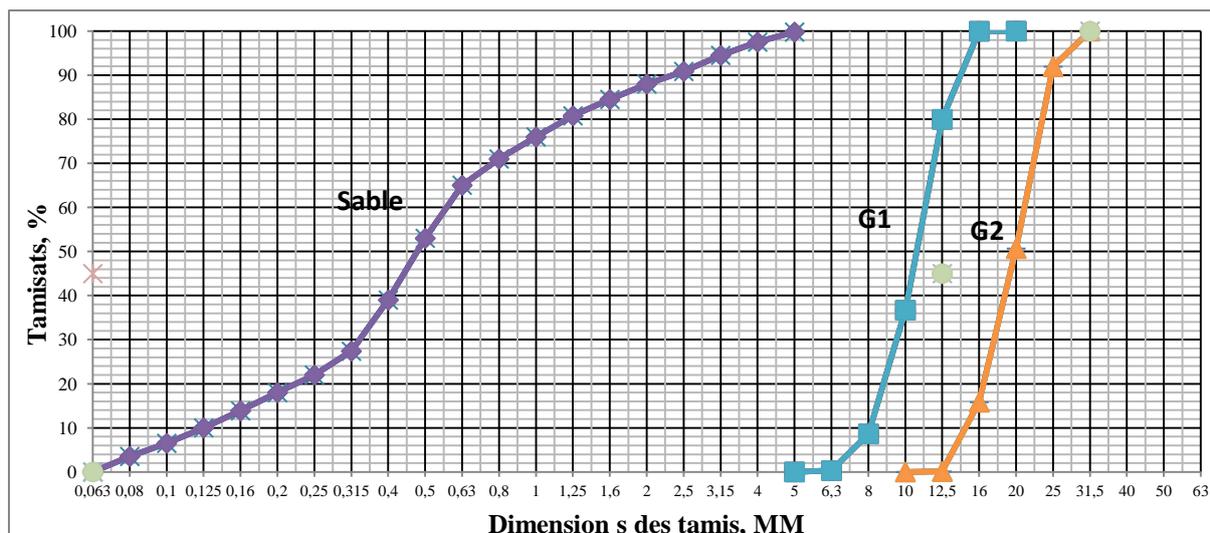
**Photo III.3:** Localisations du bassin (Sable d'Oued de Lioua, Biskra)

### III.2.9.4 Propreté du sable :

#### III.2.9.4.1 Equivalent de sable *NF P 18-597* :

La solution lavant a été siphonnée dans l'éprouvette cylindrique, jusqu'au trait repère inférieur, le matériau de masse sèche de  $120 \text{ g} \pm 1 \text{ g}$  est versé soigneusement à l'aide de l'entonnoir dans l'éprouvette posée verticalement. Frapper fortement à plusieurs reprises la base de l'éprouvette sur la paume de la main pour déloger les bulles d'air et favoriser le mouillage de l'échantillon. Laisser reposer dix minutes. Ensuite boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc, puis fixer l'éprouvette sur la machine d'agitation. Faire subir à l'éprouvette  $90 \text{ cycles} \pm 1 \text{ cycle}$  en  $30 \text{ s} \pm 1 \text{ s}$ . Remettre l'éprouvette en position verticale. Oter le bouchon de caoutchouc et le rincer au-dessus de l'éprouvette avec la solution la vante. En descendant le tube laveur dans l'éprouvette, rincer les parois de l'éprouvette avec la solution la vante, puis enfoncer le tube jusqu'au fond de l'éprouvette. Lorsque le niveau du liquide atteint le trait repère supérieur ; arrêter l'écoulement de la solution la vante. Laisser reposer pendant  $20 \text{ min} \pm 10 \text{ s}$ .

Mesurer à l'aide du régleur la hauteur  $h_1$  du niveau supérieur du floculat par rapport au fond de l'éprouvette. Descendre doucement le piston taré dans l'éprouvette, jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment. Lorsque l'embase du piston repose sur le sédiment, bloquer le manchon coulissant sur la tige du piston. Introduire le régleur dans l'encoche du manchon, faire venir buter le zéro contre la face inférieure de la tête du piston. Lire la hauteur du sédiment  $h_2$  au niveau de la face supérieure du manchon.



**Figure III.3:** Courbes granulométriques des granulats

### III.2.10 Eau de gâchage :

En référence à la norme [NFP18-404](#), l'eau potable toujours utilisable, mais dans certains cas l'eau contient des impuretés, ce qui nécessite une analyse chimique pour déterminer les impuretés qui se trouvent donc l'eau de gâchage doit être vérifiée trois critères (chimique, physique et mécanique), si elle présente un doute pour éviter tout risque nous avons opté pour une eau de gâchage qui est l'eau potable qui ne présente aucun risque d'après la norme suscitée.

L'eau de gâchage utilisée dans notre étude est une eau potable (eau de robinet) fournie au laboratoire de génie-civil à l'université de Biskra, qui contient peu de sulfatée ayant une température de  $20 \pm 2^\circ \text{C}$  sa qualité conforme aux exigences de la norme.

### III.2.11 Analyse physico-chimiques des sols effectués au laboratoire :

Notre étude, est située dans la commune de Lioua et présente des sols salins sont les plus réactifs et sont riches en carbonate de calcium ou en sulfate de calcium et ont une structure sophistiquée, L'échantillonnage du sol dans la parcelle se fait aléatoirement, où les prélèvements sont faits à l'aide des tarières à mains. Pour cela, nous avons introduit les échantillons dans des sachets en plastic avec des étiquettes sur les quelles on a noté les numéros de la parcelle. Dans cette étude on a basée sur les paramètres de salinité du sol.

Les analyses sont effectuées au niveau du laboratoire, pour la caractérisation du sol, nous avons étudié les caractères physico-chimiques. Ce sol qui considéré de très agressif (**voir Annexe A**), Les résultats sont indiqués dans le **Tableau III.9**

Tableau III.9 : Les résultats des analyses

N°	SO <sub>4</sub>	CaCO <sub>3</sub>	Niveau d'agressivité	Environnement	Teneur en humidité du sol
01	9,1	62,5	A <sub>4</sub>	Très fortement Agressif	57.6 %



Photo III.4 : Conservation des éprouvettes dans sol agressif

### III.3 FORMULATION:

#### III.3.1 Introduction :

Avec une consommation mondiale annuelle d'un mètre cube par personne, le béton est le matériau le plus utilisé sur la planète. Il est composé essentiellement de granulats, de ciment et d'eau. Avec l'apparition des nouveaux matériaux et l'exigence des chantiers, l'ingénieur est soumis à une pression croissante en termes de délais et de coûts.

Malencontreusement, les entreprises négligent le problème de la formulation des bétons, même si de cet acte fondateur découle une grande partie des conséquences qui influent sur la résistance des bétons et de l'ouvrage à réaliser.

Pour formuler un béton c'est-à-dire la mise au point de la composition qui se fait de façon expérimentale en se basant sur les études graphiques, parmi ces méthodes on peut citer la méthode de *Dreux-Gorisse*, la méthode de *Faury*, la méthode de *Bolomey*, .... , l'ensemble de ces méthodes est basé sur la recherche d'une compacité maximale du mélange.

Le béton est en réalité un matériau composite, avec une grande diversité d'applications et de méthodes de formulations. Les bétons font l'objet de beaucoup de recherches en effet, la relation entre la composition du béton et sa résistance mécanique a intéressé les chercheurs depuis toujours.

### III.3.2 Formulation de béton:

La formulation joue le rôle effectuant par ses paramètres propriétaires qui permettent d'apporter un nouveau regard sur béton, elle consiste à choisir des proportions de chacun des constituants d'un béton afin d'obtenir les propriétés mécaniques et de mise en œuvre, elle doit intégrer avant tout les exigences de la norme *NF EN 206-1*, laquelle, en fonction de l'environnement dans lequel sera mis en place le béton, sera plus ou moins difficile vis-à-vis de la quantité minimale de ciment à insérer dans la formule ainsi que la quantité d'eau maximum tolérée. De même, à chaque environnement donné, une résistance garantie à 28 jours sur éprouvettes sera exigée aux producteurs, pouvant justifier des dosages de ciments plus ou moins supérieurs à la recommandation de la norme, et basée sur l'expérience propre à chaque entreprise, laquelle étant dépendante de ses matières premières dont la masse volumique peut varier, notamment celle des granulats [De Larrard 2000].

Plusieurs auteurs [Bolomey, j.1925], [Faury 1942], cités dans la référence [Dreux et Festa, 1998] ont développé des méthodes de formulation de bétons. Selon le pays et l'école de pensée, les plus utilisés sont la méthode Américaine (1994), la méthode Britannique (1988), la méthode française [Dreux, 1970], la méthode Barron Lesage (France, 1976), la méthode basée sur le modèle d'empilement compressible (France, 2000), la méthode des plans d'expériences (Louvet F.) cité dans [Baronet Olliver, 1996].

Il existe plusieurs méthodes de détermination la composition du béton proposé et appliqué dans les différentes pays du monde, parmi ces méthodes on peut citer [Sabi, Kamel. et al 2003].

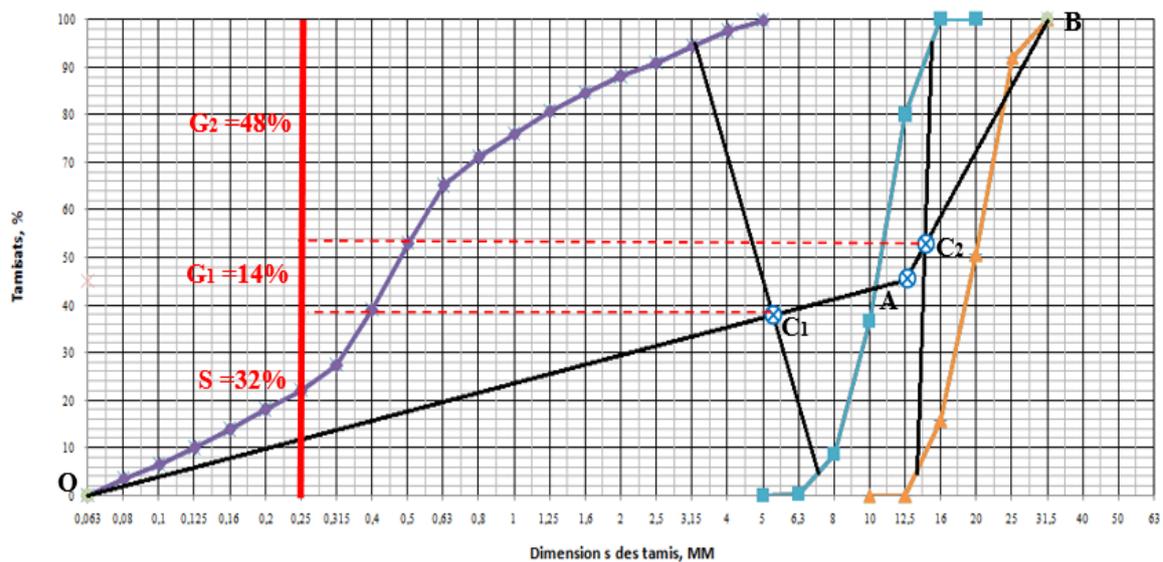
- Méthode de BOLOMEY (méthode à granularité continue).
- Méthode de FAURY
- Méthode de JOISEL
- Méthode de VALETTE
- Méthode de DREUX GORISSE
- Méthode des volumes absolus
- Méthode générale du C ES (centre d'essai des structures)

L'objectif de toutes les méthodes de formulation des bétons est de déterminer la combinaison des matériaux à utiliser pour produire le béton qui aura les propriétés désirées et qui sera le plus économique possible. [NE FN197-1, 2001]

Dans notre travail nous utiliserons la méthode pratique de **DREUX-GORISSE** et «Scramtaiv».

**III.3.3 Utilisation de la courbe granulaire de référence :**

Il est important de tracer les courbes granulométriques de chaque granulat dans un même graphique de type AFNOR (linéaire en module et logarithmique en dimension des granulats). On trace sur cette même graphique une courbe granulométrique de référence **OAB** qui est linéaire et possède un point de brisure. Le point **B** (à l'ordonnée 100%) correspond à la dimension **D** des plus gros granulats, c'est-à-dire : Point **B** (X = Dmax et Y = 100 %) Point **O** (X = 0.063 et Y= 0) Le point de brisure A aux coordonnées suivantes : • En abscisses (à partir de la dimension D du tamis) Si :  $D \leq 20 \text{ mm}$  ; l'abscisse est D/2. Si :  $D \geq 20 \text{ mm}$ , l'abscisse est située au milieu limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à D. Le plus gros granulat est D=25mm, donc le point de brisure a pour abscisse:  $D/2=12,5\text{mm}$ . En ordonnée :  $Y = 50 - \sqrt{D} + K$



**Figure III.4 :** Utilisation de la courbe granulaire de référence

---

**III.4 ESSAIS ET PROCEDURES DES BETONS ELABORES :****III.4.1 Composition des bétons :**

Dans la *1<sup>ere</sup> série* de "**béton ordinaire**", trois types de béton ont été formulés dans différents mélanges de sable et de gravier dans un sol agressif et un certain type de béton a été utilisé comme échantillon de contrôle pour tout le béton. La résistance à la compression, flexion, déformabilité et perméabilité est déterminée aux échéances 28,180 et 360 jours

Le *2<sup>eme</sup> série* comprend le "**béton additionné**", deux types de béton ont été formulés avec pourcentage de pouzzolane est de 20% et 30%, respectivement. Dans chacune des deux séries, nous avons conservé dans le sol agressif et dans l'eau potable (Laboratoire).

Les courbes granulaires de référence "**OAB**" ainsi que les proportions volumiques, sont tracées, selon « **Dreux** » sur les graphiques granulométriques des matériaux. Ensuite on a calculé les quantités des constituants granulaires des mélanges dans les formulations par la méthode de «**Scramtäiv**».

De ce fait, les mélanges réalisés sont:

- ❖ Pour tous les bétons, un dosage fixe a été utilisé, soit **350 kg/m<sup>3</sup>** et avec un seul rapport **E/C : 0.6**, et cela pour les bétons de référence et les bétons avec des ajouts minéraux (pouzzolane).
- ❖ Dans la *1<sup>ere</sup> série*, la combinaison de l'ensemble de ces configurations expérimentales a conduit à la confection de :03 formulations : **54** éprouvettes cubiques (10x10x10)**cm<sup>3</sup>**, **108** prismatiques (10x10x40) **cm<sup>3</sup>**, et **54** cylindriques (16x32) **cm<sup>2</sup>**.
- ❖ Dans la *2<sup>eme</sup> série* de 02 formulations ont été réalisées pour les "**béton additionné**", **36** éprouvettes cubiques (10x10x10)**cm<sup>3</sup>**, **72** prismatiques (10x10x40) **cm<sup>3</sup>**, et **36** cylindriques (16x32) **cm<sup>2</sup>**
- Un total de **90** éprouvettes cubiques, **180** éprouvettes prismatiques et **90** cylindriques ont subi des essais dans le cadre de cette thèse.

### III.4.2 Confection et cure des éprouvettes :

Des moules cubiques (10x10x10)  $cm^3$  ont été réalisés pour les essais de compression [NF P18-406], des prismes (10x10x40)  $cm^3$  pour les essais de déformabilité et les essais de flexion simple [NF P18-407], et des cylindres (16x32)  $cm^2$  pour l'essai de perméabilité [NF P18-408]

### III.4.3 Malaxage et remplissage du béton :

Le malaxage du béton est effectué selon la norme [NF P 18-404]. Les constituants sont introduits dans la cuve dans l'ordre suivant :

- ✓ Placer les gros graviers, liant (ciment + ajout) et le sable.
- ✓ Malaxer à sec pendant 1mn.
- ✓ Ajouter l'eau d'une façon uniforme et malaxer pendant 2mn
- ✓ Directement après le malaxage on remplit les moules à raison de deux couches, la vibration est effectuée à l'aide d'une table vibrante.
- ✓ Enfin araser et lisser la surface du béton à l'aide d'une truelle.
- ✓ Les éprouvettes sont ensuite maintenues dans le moule pendant 24 heures.
- ✓ Après démoulage, les éprouvettes sont pesées et conservées dans l'eau à  $20 \pm 2^\circ C$  jusqu'à la date d'essai.

Il est à noter que trois éprouvettes par échéance ont été utilisées pour effectuer les essais, les moules ainsi que le bassin et sol de conservation des éprouvettes.



(a)



(b)

**Photos III.5 :** Eprouvettes de conservation (a) Bassin d'eau, (b) L'échantillon placé dans la tranchée

### III.5 PROGRAMME DES ESSAIS :

#### III.5.1 Maniabilité :

Le contrôle de Maniabilité des bétons est effectué grâce à l'essai d'affaissement au cône d'Abrams (Slump test – NF P 18-451). Il s'agit de constater l'affaissement d'un cône de béton sous l'effet de son propre poids. Plus cet affaissement sera grand et plus le béton sera réputé fluide. Cet essai consiste à remplir le cône en trois couches tassées avec une tige d'acier pointue de 16 mm de diamètre à raison de 25 coups par couche, puis soulever le moule avec précaution et mesurer l'affaissement en cm.

Les mesures sont évidemment quelque peu dispersées et il ne faut pas accorder à cet essai un caractère trop rigoureux.

### III.6 RESISTANCES MECANIQUES:

La plupart des essais effectués ont été faits en fonction du matériel disponible, mais aussi en fonction des caractéristiques des matériaux. Sur l'ensemble des essais menés, nous avons constaté l'absence d'anomalie majeure sur les résultats.

#### III.6.1 Essai de la résistance à la compression :

Cet essai a été effectué sur une presse de force et de dimension appropriées à l'éprouvette à tester et cela conformément à la norme [NF P 18- 406, EN 12390-3], et à la norme EN 196-1. Pour les différents mélanges de mortier et béton, trois éprouvettes par échéance ont été utilisés pour effectuer l'essai, soit après 28 jours de cure.

#### III.6.2 Essais de résistance à la flexion :

Les essais de la résistance à la flexion en 4 points (**Figure III.6**) ont été effectués après une cure de 28 jours dans l'eau, sur une presse manuelle de marque Control, d'une capacité de 1500kg, et cela conformément à la norme [NF P 18-407, NF EN 12390-5]. Des études ont montré que la résistance à la flexion du béton peut être donnée en fonction de sa résistance à la compression par la formule suivante(**Eq.III.4**) [Ndiaye, d. et al 2007].

$$R_f = R_c^{0,459} \dots\dots\dots(\text{Eq.III.3})$$

**Avec:**

**R<sub>f</sub>**: Résistance en flexion en MPa

$R_c$ : Résistance en compression en MPa.

Dans notre cas :

$$R_f = \frac{pl}{bh^2} \dots \dots \dots \text{(Eq.III.4)}$$

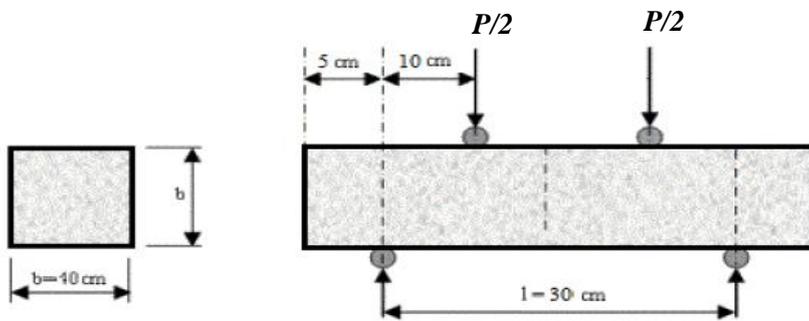
*Avec:*

$P$ : Charge de rupture en N

$l$ : Distance entre appuis (30cm)

$b$ : largeur de la section transversale (10cm)

$h$ : hauteur de la section transversale (10cm)



**Figure III.5 :** Schématisation du dispositif pour l'essai de résistance à la flexion [Vimane Phoummavong, M]

**III.6.3 Essai de déformabilité et module d'élasticité**

Dans le but d'étudier l'influence de l'ajout pouzzolaniques sur la déformabilité du béton à 28,180 et 360 jours du durcissement, on a confectionné cinq sortes des bétons, chaque série comprend trois échantillons prismatiques de (10x10x40 cm). La déformation a été mesurée au moyen de comparateurs à cadran ayant la valeur d'une division de 0.01 mm qui sont installés à l'aide de cadres appropriés sur une distance de 200 mm dans le sens longitudinal et de 100 mm dans le sens transversal.

La définition de la résistance prismatique des éprouvettes par la formule :  $R_{Pri} = P / F$

$P$ : charge de destruction selon les unités de mesure de presse.

$F$ : air de la section de l'éprouvette.

Le module de Young (E) est une mesure de la rigidité ou de la résistance à la déformation élastique d'un solide sous charge. Elle met en relation la contrainte (force par unité de surface) et la déformation (déformation proportionnelle) le long d'un axe ou d'une ligne

$$E_{el} = \sigma_1 / \varepsilon_{1.el} \text{ (MPa)}, \sigma_1 = P_1 / F \dots \dots \dots \text{(Eq.III.5)}$$

$\sigma_1$ : accroissement de la contrainte de zéro conventionnel au niveau 30% de la charge de destruction en MPa.

$P_1$ : charge de destructions correspondantes.

$\varepsilon_{1.el}$ : accroissement des déformations relatives élasto-instantanées longitudinales en (mm), des éprouvettes correspondant à la charge  $P_1 = 0.3 P$

Toutefois, il existe certaines relations expérimentales reliant le module élastique du béton à sa résistance à la compression " $f_c$ ". Par exemple, celle proposée dans le règlement français du béton armé **BAEL(Eq.III.7)** :

$$E = 11000 f_c^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots \text{(Eq.III.6)}$$

### III.6.4 Perméabilité :

#### III.6.4.1 Introduction :

Le type de perméabilité dépend de la nature des actions agressives pouvant affectées le béton. La perméabilité à l'eau est le principal facteur influençant la résistance au gel-dégel du béton [Pigeon et al., 1987]. La résistance à l'écaillage en présence des sels fondants est principalement gouvernée par la perméabilité à l'eau et la pénétrabilité des ions chlorure dans la pâte de ciment [Marchand et al., 1994]. Les mécanismes de la corrosion impliquent largement la perméabilité à l'eau, aussi bien que la perméabilité au gaz et aux ions chlorure [Metha, 1986]. La perméabilité à l'eau est largement déterminante dans l'attaque par les sulfates [Metha, 1986].

Un béton de faible perméabilité à l'eau est généralement un béton plus durable puisque plusieurs processus de détérioration peuvent s'initier seulement si l'eau extérieure chargée d'agents agressifs pénètre dans la masse du béton. Par exemple, la formation des produits expansifs de corrosion sur les barres d'armatures dépend de la disponibilité des ions OH<sup>-</sup> qui sont souvent produits par un processus électrochimique entre l'eau, l'oxygène et les électrons libérés par la réaction anodique. Une bonne protection contre la corrosion des bétons ayant une faible perméabilité à l'eau peut être expliquée aussi par un faible degré de saturation qui fait augmenter la résistivité électrique de l'électrolyte. Le taux de formation d'autres produits expansifs résultant de la réaction alcalis-granat ou de l'attaque par les sulfates est fonction de la disponibilité d'eau extérieure du béton. La majorité des processus de destruction

associés au gel-dégel et à l'écaillage en présence des sels fondants dépend du degré de saturation de la pâte de ciment. Une pâte avec une faible perméabilité a généralement un faible degré de saturation à proximité de la surface du béton par conséquent une bonne résistance à l'écaillage [Marchand et al., 1994]. La pénétration des ions agressifs tels que les Cl<sup>-</sup> est généralement très faible dans les bétons ayant une faible perméabilité à l'eau puisque ces ions pénètrent principalement le béton à travers la phase liquide.

**III.6.5 Essai de la perméabilité :**

La perméabilité du matériau béton contrôle généralement la durabilité des structures. Les causes principales de la mauvaise performance du béton sont liées à la porosité du béton. La perméabilité du béton est un facteur fondamental de la durabilité des structures, elle est utilisée pour évaluer la capacité de pénétration de l'eau. Plus la valeur de la perméabilité est élevée, plus le matériau est perméable

A cet effet, nous avons étudié la perméabilité de Cinq béton (béton témoin *CEM II/A-L*), béton *CEM IV/A*, béton *CEM I (CRS)*,béton avec ajout *CEM II/A-P<sub>1</sub>* et *CEM II/B-P<sub>2</sub>* à **28,180** et **360** jours.

L'essai réalisé dans le cadre de ce travail est appliqué sur des éprouvettes cylindriques (15×15 cm). La durée de l'essai est estimée à **8 heures**, dont la pression est augmentée d'une unité (**1 bar**) par heure, en commençant par une valeur minimale de **1 bar**. A la fin de l'essai la pression atteindra **8 bars**. Le coefficient de perméabilité **K<sub>p</sub>** est calculé à partir de la formule de Darcy.

$$K_p = \frac{Q \cdot H}{F(P_1 - P_2) \cdot \tau} \cdot \eta \cdot k \dots \dots \dots \text{Eq. III. 7}$$

**Q** : Débit d'eau en m<sup>3</sup>.

**H** : Epaisseur de l'éprouvette en m.

**F** : section droite de l'éprouvette en m<sup>2</sup>.

**P1 – P2** : différence de pression appliquée sur l'éprouvette en N /m<sup>2</sup>.

**t** : temps d'écoulement en s.

**η** : viscosité de l'eau (η = 1).

**K** : coefficient de perméabilité



**Photos III.6** : Essai de perméabilité. (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra /2018)

### III.7 ETUDE MICROSCOPIQUE :

#### III.7.1 Introduction:

La microscopie électrique à balayage est l'une des techniques les plus puissantes d'étude de la microstructure des matériaux à base de ciment. Depuis la publication de la première surface de fracture imagée par microscopie électrique à balayage (*MEB*) [Chatterji et jeffery, 1966], de nombreux progrès ont été réalisés, notamment l'imagerie des sections lisses par des électrons rétrodiffusés [K. Scrivener, 2004]. Néanmoins, malheureusement, *MEB* est probablement la technique la plus largement utilisée en science du ciment et une très forte proportion d'images publiées ne fournit aucune information utile, ce que représente d'innombrables heures de temps de recherche.

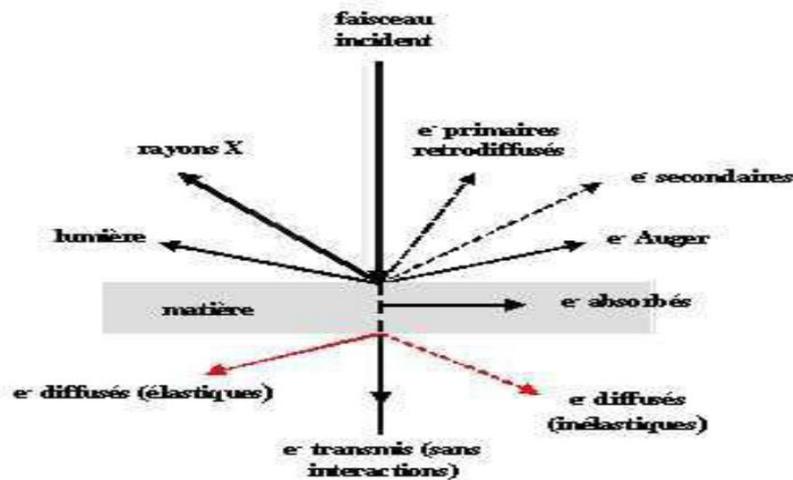
Ces observations ont été faites au niveau du laboratoire de physique de couches minces et applications « LPCMA » de l'université de Biskra avec un *MEB* de type TESCAN VEGA3 SB EasyProbe. Le spectromètre *EDS* permet d'analyser en détail la composition chimique des échantillons des bétons avec une grande précision (**photos III.6**)

#### III.7.2 Analyse au microscope à balayage (MEB):

##### III.7.2.1 Principe de l'analyse:

Le principe de cette technique repose sur l'interaction entre un faisceau d'électrons engendré par un "canon à électrons" et une matrice cristalline ou non. Le faisceau d'électrons secondaires ou celui des électrons rétrodiffusés quittant la surface, sous l'impact de la sonde électronique, est attiré par le collecteur. L'intensité des électrons réémis par la surface de l'échantillon dépend de l'orientation et de la composition du matériau observé. Ces électrons

sont collectés par une détectrice et amplifiés pour donner une image sur l'écran d'observation. Le pouvoir de résolution du MEB varie en fonction de la taille de la zone observée et du type d'électrons réémis. En effet, lorsqu'un faisceau d'électrons est bombardé sur la surface d'un matériau, plusieurs signaux sont réémis (**Figure III.7**).



**Figure III.6** Types de rayons réémis, absorbés et transmis lors d'un bombardement d'électrons sur un échantillon de matière [Nicot P., 2008]

Cette technique donne des informations sur le relief de l'échantillon, la morphologie des grains et leur agencement. En complément, un spectre de dispersion en énergie donne une information semi-quantitative sur la composition chimique du matériau examiné [Messi A., 1988]. Pour des observations précises, les échantillons sont polis, puis métallisés au carbone. Le MEB couplé à un EDS (Energy Dispersive Spectrometer), permet des analyses chimiques sur de très petits volumes. Le MEB utilisé dans la caractérisation de nos échantillons est de type JEOL JSM-6380LV. Le spectromètre à dispersion d'énergie associé est un détecteur Rontec XFlash 3001

Le MEB couplé à un EDS (Energy Dispersive Spectrometer), permet de donner des analyses chimiques sur de très petits volumes. Le MEB utilisé dans la caractérisation de nos échantillons est de type JEOL JSM-6380LV. Le spectromètre à dispersion d'énergie associé est un détecteur Rontec XFlash 3001

### III.7.2.2 Observation en mode électrons secondaires

Ce mode d'observation est le plus utilisé, vu que la préparation des échantillons est simple. Si l'objet est rendu conducteur par une fine couche de carbone ou d'or, l'observation peut être faite à des tensions élevées, entre 10 et 20 kV par exemple.

Les électrons secondaires ont une faible énergie et ne proviennent que d'une couche superficielle du matériau. L'objet observé paraît beaucoup plus rugueux à basse tension puisque la formation de l'image résulte de l'interaction des électrons avec une plus faible épaisseur de matériau.

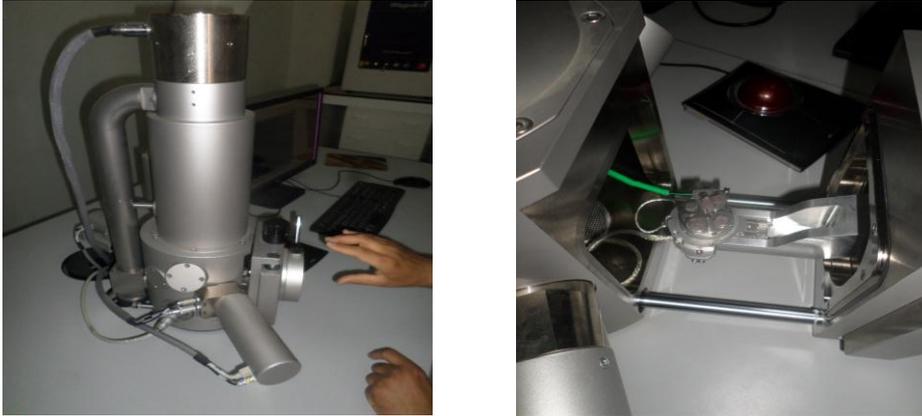
Les électrons secondaires (SE), utilisés pour observer les fractures, autorisent généralement un grossissement 4 fois plus important que les électrons rétrodiffusés (*BSE*) et permettent, grâce à la troisième dimension, d'apprécier la géométrie des cristaux. Ces atouts font de l'observation sur fractures la méthode la plus précise pour identifier la texture de la matière.

### III.7.2.3 Observation en mode électrons rétrodiffusés :

L'observation en mode électrons rétrodiffusés nécessite d'avoir une surface d'échantillon parfaitement plane. Les électrons rétrodiffusés (BSE), utilisés pour observer les surfaces lisses, sont sensibles au poids atomique des phases observées. Le coefficient d'rétrodiffusion croissant avec le numéro atomique (cela explique les différences de niveau de gris dans l'image obtenue) [Baroghel-Bouny V., 2002], les objets apparaissent d'autant plus clairs qu'ils sont composés d'éléments lourds ; le contraste des images en électrons rétrodiffusées est donc un contraste de composition chimique.

L'image obtenue montre donc un contraste entre des phases de poids atomiques différents ou entre des différences de densité d'une même phase. Cela permet par exemple de dissocier un grain anhydre de la pâte ou d'observer des différences de densité de C-S-H [Brunetaud X. 2005].

L'identification de la microstructure du béton peut être réalisée au *MEB* à partir de fractures ou de surfaces lisses.



**Photos III.7:** Microscope électronique à balayage de l'université de BISKRA

#### III.7.2.4 Microanalyse électronique (EDS)

Au cours de cette analyse, l'échantillon est bombardé par un faisceau d'électrons d'énergie de l'ordre de 10 à 40 keV. L'impact provoque l'émission de rayons X caractéristiques des éléments constituant l'échantillon. L'émission se produit dans une "poire" de dimensions de l'ordre du micromètre, avec deux conséquences principales :

- la résolution spatiale de l'analyse est de l'ordre du micron,
- la profondeur analysée est également de l'ordre du micron, ce qui peut poser des problèmes particuliers pour l'analyse de petites particules.

#### III.7.3 Préparation des échantillons:

La microscopie électronique à balayage permet d'obtenir des images de haute résolution de la surface des échantillons.

La première étape consiste à fixer les échantillons. Il est nécessaire de les incuber dans le fixateur (glutaraldéhyde à 2.5% dans du tampon cacodylate de sodium à 0,1M pH7,2). Ces prélèvements doivent être maintenus à +4°C jusqu'à leur arrivée au laboratoire. (Minimum une heure et jusqu'à 1 semaine pour les plus gros prélèvements.)

Les échantillons sont ensuite déshydratés dans l'éthanol à des concentrations croissantes (de 30% jusqu'à l'éthanol absolu).

Pour finir, l'échantillon est placé sous une hotte (Sorbonne) afin d'éliminer tout résidu liquide.

Une fois la déshydratation finalisée, l'échantillon est fixé sur un support spécifique au **MEB** (plot métallique) à l'aide d'une colle conductrice ou simplement d'un ruban adhésif double face.



Imprégnation de la résine



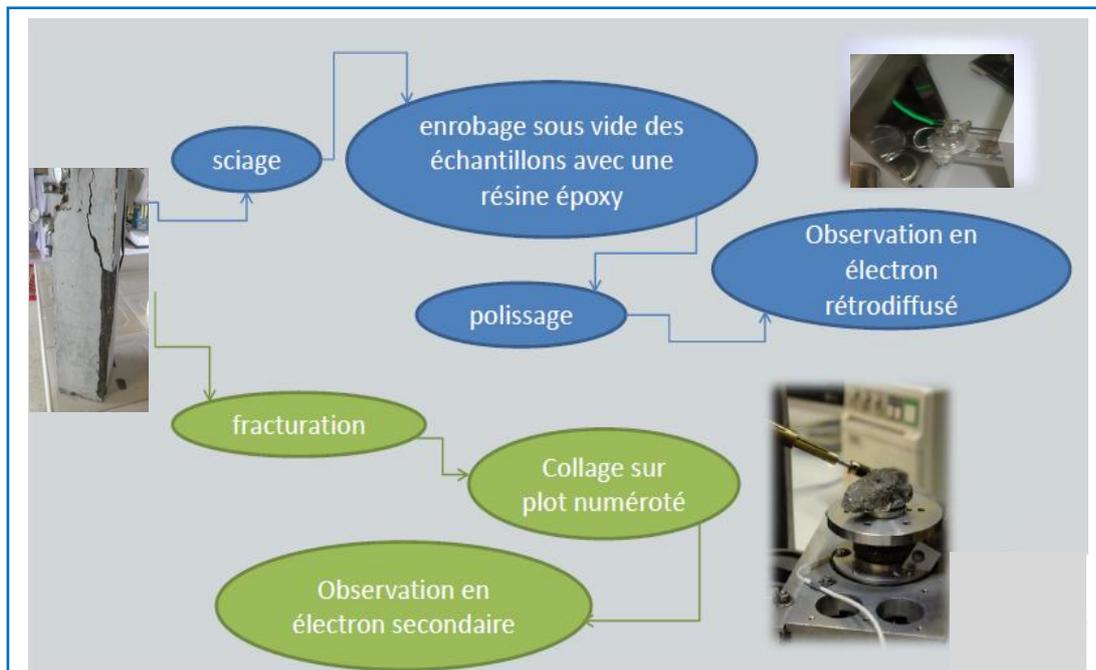
Polisseuse du CRMD



métallisation à l'or

**Photos III.7:** Imprégnation de la résine, polissage et métallisation des échantillons pour observation au MEB

Pour que l'échantillon réémette les électrons à l'intérieur de la chambre d'observation du microscope, celui-ci doit être recouvert d'une fine couche de métal. Cette étape est réalisée à l'aide d'un métalliseur qui va permettre la mise en place de cette fine pellicule d'or/palladium d'environ 2 à 3 nm d'épaisseur.



**Figure III.7** Préparation des échantillons Laboratoire de GC de l'Université de Biskra/2018)

---

**III.8 CONCLUSION :**

Ce protocole expérimental, met en évidence une carte d'identification de chaque matériau utilisé pour la confection du béton étudié. Cette tâche opérationnelle est indispensable pour exécuter tous les essais expérimentaux sous une couverture normalisée. Les résultats à ces essais seront présentés dans le chapitre quatre ou une interprétation des résultats a été faite et qui sera discutée et analysée dans le but d'acquiescer les fruits de cette contribution, et de niveau comprendre l'effet de l'exploitation des additions pouzzolaniques sur le comportement du béton à l'état frais et durci mais sous environnement agressif.

Nous avons montré, aussi, que la microstructure de béton a été étudiée à l'aide d'un microscope optique et microscope électronique à balayage (MEB) avec microsonde à dispersion d'énergie (EDS), Cette dernière étude apporte des informations complémentaires à l'étude macroscopique dans l'objectif d'étayer les discussions concernant la nature des dégradations observées.

---

**CHPITRE IV**

**RESULTATS EXPERIMENTAUX ET**

**INTERPRETATIONS**

---

#### IV.1 INTRODUCTION:

La durabilité d'un matériau en fonction de sa capacité à résister aux dégradations mécaniques, hydriques, physique et chimique qu'il subit. L'évaluation de cette durabilité nécessite la connaissance du comportement du matériau à long terme. La durabilité d'un béton n'est pas une de ses caractéristiques, mais plutôt sa réponse aux charges en service et aux conditions environnementales. Ainsi, la durabilité d'un béton dépend d'une multitude de caractéristiques du matériau, mais aussi de l'agressivité de son environnement.

A l'issue de l'étude expérimentale, les principaux résultats obtenus notamment les résultats physiques, mécaniques et de durabilité seront présentés dans ce chapitre. En effet, on présentera d'abord les résultats de caractérisation physiques des matériaux de ciment, de la pouzzolane naturelle, et du béton à l'état frais, puis seront présentés les propriétés mécaniques du béton à l'état durcis.

Dans le but d'identifier le comportement des ciments enfuit dans le sol très agressif (in situ) et dans des conditions normales et d'évaluer l'influence de type de ciment, les essais physiques, minéralogiques et mécaniques ont été effectués au sein du Laboratoire de Recherche en Génie Civil, à l'université de Biskra.

Nous présenterons dans ce chapitre les résultats des essais expérimentaux effectués sur les bétons avec ajouts pouzzolane, selon différents mode d'incorporation. Ces résultats portent sur les caractéristiques du béton à l'état frais et à l'état durci et les comparer avec les résultats de béton témoin.

Ces résultats portent sur les résistances mécaniques (compression, flexion, déformabilité, perméabilité) à l'échéance de 28, 180 et 365 jours, ainsi que sur la durabilité et la résistance de ces bétons aux sols agressifs et l'eau potable.

#### IV.2 CARACTERISATION DES MATERIAUX :

Avant de faire une formulation de béton, Il est nécessaire de passer par une caractérisation des matériaux utilisés dans sa composition notamment la partie liante.

**IV.2.1 Masse volumique absolu :**

Les résultats de la masse volumique absolue sont consignés dans le **tableau IV.1**.

**Tableau IV.1:** Résultats des masses volumiques absolues

	CEM II / A-L	CEM I (CRS)	CEM IV / A	CEM II / A-P <sub>1</sub>	CEM II / B-P <sub>2</sub>
<b>Masse volumique absolu (<math>\rho_{abs}</math>)</b>	<b>3,00</b>	<b>3,05</b>	<b>3,05</b>	<b>3,1</b>	<b>3,12</b>

On constate des résultats que la masse volumique absolue du ciment est plus importante que la masse volumique absolu de la pouzzolane. On peut dire que le ciment est plus dense, cela nous laisse penser que la pouzzolane présente des grains plus fins que le ciment et son utilisation comme ajout influence fortement la microstructure du réseau poreux d'un béton.

**IV.2.2 Masse volumique apparente :**

Les mesures prises pour la détermination de la masse volumique apparente du ciment et de la pouzzolane naturelle sont récapitulées dans le **tableau IV.2**.

**Tableau IV.2 :** Résultats de la masse volumique apparente.

	CEM II / A-L	CEM I (CRS)	CEM IV / A	CEM II / A-P <sub>1</sub>	CEM II / B-P <sub>2</sub>
<b>Masse volumique apparente (<math>\rho_{app}</math>)</b>	<b>1,04</b>	<b>1,04</b>	<b>1,00</b>	<b>1,07</b>	<b>1,09</b>

Tout comme la détermination de la masse volumique absolue, l'évolution de la masse volumique apparente est la même, sachant qu'on n'a enregistré aucune valeur supérieur du ciment par rapport à la ciment pouzzolanique (P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>). Cela est due au matériau pouzzolane qui a moins de vide perméables et imperméable des particules par rapport au Ciment.

**IV.2.3 Surface spécifique de Blaine :**

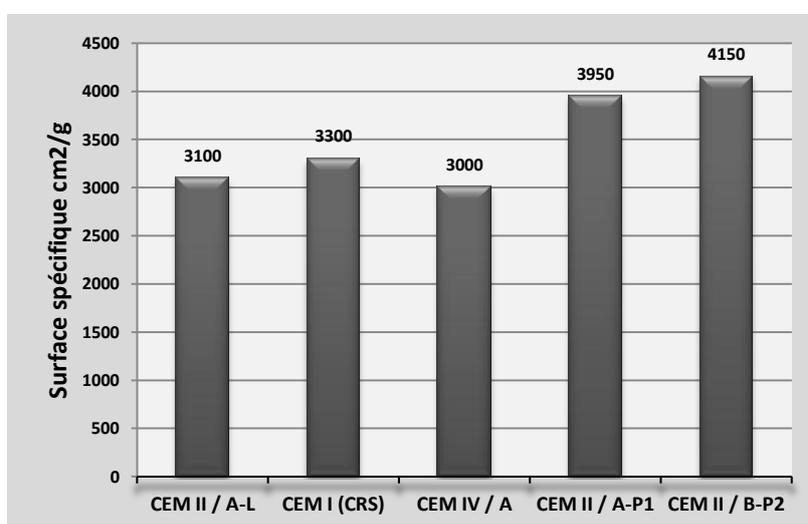
Les ciments se présentent sous forme de poudre finement divisée. Cette finesse est une caractéristique importante : lors du gâchage, plus la surface de ciment en contact avec l'eau est grande et plus l'hydratation est rapide et complète. Et Comme l'essai a pour but de calculer le débit d'air susceptible de passer à travers la poudre alors La finesse d'un ciment est

généralement exprimé par sa surface massique : C'est la surface totale des grains contenus dans une masse unité de poudre.

Les résultats de la surface spécifique de Blaine sont affichés dans le **tableau IV.3**, et illustrés dans la **figure IV.1**.

**Tableau IV.3** : Résultats de la surface spécifique de Blaine

	CEM II / A-L	CEM I (CRS)	CEM IV / A	CEM II / A-P <sub>1</sub>	CEM II / B-P <sub>2</sub>
surface spécifique de Blaine	3100	3300	3000	3950	4150



**Figure IV.1** : Résultats de la surface spécifique de Blaine

Une comparaison des résultats de l'essai de surface spécifique de Blaine qui a été fait au niveau de notre laboratoire montre que le ciment de référence CEM II/A-L et la CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub> présentent des valeurs différentes. Au vu des résultats, on peut observer que la surface spécifique du ciment CEM II/A-L (3100 cm<sup>2</sup>/g) est inférieure à celle du ciment CEM II/A-P<sub>1</sub> (3950 cm<sup>2</sup>/g) soit une variation de 27,41%. Cette différence est non négligeable pour que la pouzzolane naturelle apporte un grand effet sur la densification de la microstructure d'un béton. Comme on peut le constater par exemple dans l'incorporation de la pouzzolane naturelle à 30% par rapport au ciment influe sur la surface spécifique en passant de 3100 cm<sup>2</sup>/g à 4150 cm<sup>2</sup>/g avec un taux de 33,87%.

On peut avancer que lors du gâchage, le ciment (Clinker + 5% Gypse, et 30% Pouzzolane) avec sa surface élevée présentera une hydratation lente par rapport à celle du ciment CEM II (Clinker avec 5% gypse) dans le temps. Cela est dû à l'utilisation de la pouzzolane qui est une poudre présentant une surface spécifique largement grande par rapport au ciment. Et qui apportera plus de finesse au sein de notre matériau.

### IV.3 ESSAIS REALISES SUR LES BETONS :

#### IV.3.1 A l'état frais :

##### IV.3.1.1 Effet des additions minérales sur les bétons à l'état frais :

Les additions minérales engendrent des modifications significatives sur les propriétés rhéologiques des matériaux cimentaires à l'état frais et durci. A l'état frais, la présence des additions minérales modifie la structure du squelette granulaire et les frictions entre les composants solides dans la phase liquide. Au cours de la prise et du durcissement, les particules des additions minérales interagissent dans le processus d'hydratation du ciment en modifiant la structure des produits hydratés. En plus, certaines additions peuvent réagir chimiquement en milieu cimentaires pour former de nouveaux produits hydratés qui présentent un caractère liant supplémentaire.

[Aichouba A, 2012] ont montré en étudiant l'effet de la pouzzolane naturelle de Béni-saf sur les propriétés d'un ciment à base de calcaire, que la substitution du ciment par la pouzzolane de 10% à 30% engendre une augmentation de la consistance normale, une diminution du temps de prise.

L'incorporation de la pouzzolane naturelle au ciment a des avantages sur les propriétés rhéologiques du béton à l'état frais. La pouzzolane participe à l'obtention d'une ouvrabilité satisfaisante avec une légère perte pour des taux élevés. L'utilisation croissante de la pouzzolane naturelle entraîne une diminution des diamètres d'étalement, cette diminution de l'étalement est due à la forte demande en eau et en pouzzolane utilisée. Ce résultat peut être traduit par la finesse élevée de cette addition minérale par rapport à la finesse du ciment, et aussi par la présence d'alumine ( $Al_2O_3$ ) dans la pouzzolane naturelle. Ce composant chimique a une influence sur la consommation du super plastifiant qui a pénalisé l'étalement [Khan et Alhozaimy, 2011].

### IV.3.2 Propriétés physiques :

#### IV.3.2.1 Maniabilité :

L'une des caractéristiques principales des bétons frais et leur ouvrabilité, qui touche non seulement leur capacité de mise en place pour un remplissage du coffrage, mais également leurs performances à l'état durci.

Il existe de nombreux essais et tests divers permettant la mesure de certaines caractéristiques dont dépend l'ouvrabilité reposant sur des principes différents, les plus courants sont :

- affaissement au cône d'Abrams (slump-test) [NF P 18-451]
- étalement à la table à chocs (flow-test) [NF EN 12350-5]

Enfin, un autre essai spécifique à la maniabilité peut être cité, il consiste à mesurer le temps d'écoulement nécessaire à un volume de béton soumis à des vibrations pour atteindre un repère donné [NF P 18-452].

#### IV.3.2.1.1 Essai d'affaissement [NF P 18-451]

L'essai de plasticité du béton frais a été réalisé conformément à la norme **NF P 18- 451**, par la mesure de l'affaissement au cône d'Abrams (slump test). L'essai consiste à constater l'affaissement d'un cône de béton sous l'effet de son poids propre. L'équipement nécessaire à l'essai comprend un moule tronconique sans fond de 30 cm de hauteur, 20 cm de diamètre inférieur et 10 cm de diamètre supérieur, une plaque d'appui, une tige de piquage et un portique de mesure. Les étapes suivies pour la réalisation de cet essai, consistent à humidifier la plaque d'appui, huiler légèrement le moule tronconique, introduire le béton dans le moule en trois couches de hauteurs égales mises en place avec la tige de piquage qui est actionnée 25 fois par couche, araser le béton sur le bord supérieur en roulant la tige de piquage horizontalement et procéder au démoulage en soulevant le moule avec précaution. Le béton n'étant plus maintenu, il s'affaisse plus ou moins en fonction de sa consistance. Après 01 minute du démoulage, nous mesurons à l'aide du portique, la hauteur d'affaissement jusqu'au point le plus haut du béton frais. La mesure arrondie au centimètre, caractérise l'affaissement.

##### IV.3.2.1.1.1 Mesure de l'affaissement au cône d'Abram's :

L'affaissement est mesuré par la différence de hauteur entre le moule et le niveau supérieur du béton après démoulage.

L'affaissement au cône d'Abrams est mesuré pour les cinq mélanges de bétons *CEM II/A-L*, *CEM I (CRS)*, *CEM IV/A*, *CEM II / A-P1*, *CEM II / B-P2* afin de connaître : Les résultats de cet essai sont donnés au **tableau IV-5**.

**Tableau IV.5:** Résultats de l'affaissement des bétons étudiés.

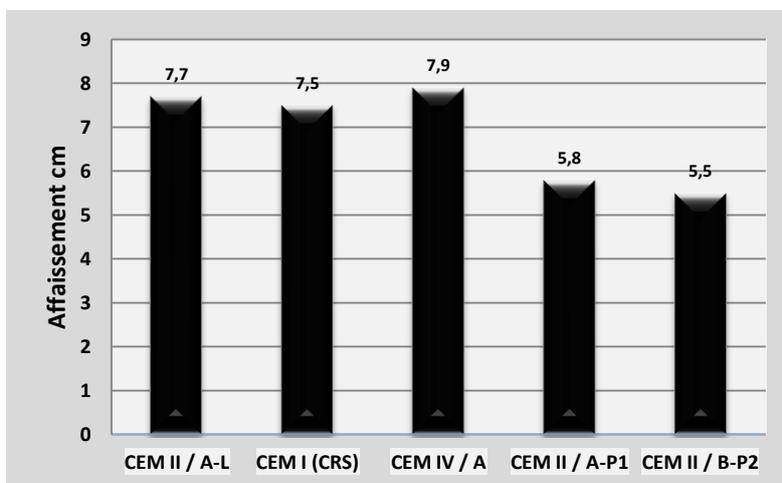
	CEM II / A-L	CEM I (CRS)	CEM IV / A	CEM II / A-P <sub>1</sub>	CEM II / B-P <sub>2</sub>
Affaissement	7,7	7,5	7,9	5,8	5,5

Les consistances données par la norme [NF P 18-451] sont présentées dans le **tableau IV.6** la connaissance de consistance de notre béton est très importante, on revenant au tableau de référence comme l'indique la norme relative à l'ouvrabilité du mesurés varient entre 5 et 9cm, sont présentées dans le **tableau IV.6** les cinq compositions peuvent être classées dans la catégorie des "*bétons plastiques*". À humidité moyenne et à maniabilité moyenne.

**Tableau IV.6:** Appréciation de la consistance en fonction de l'affaissement au cône

Classe de consistance	Affaissement (cm)	Tolérance (cm)
Ferme F	0 à 4	± 1cm
<b>Plastique P</b>	<b>5 à 9</b>	<b>± 2cm</b>
Très plastique TP	10 à 15	± 3cm
Fluide Fl	≥ 16	

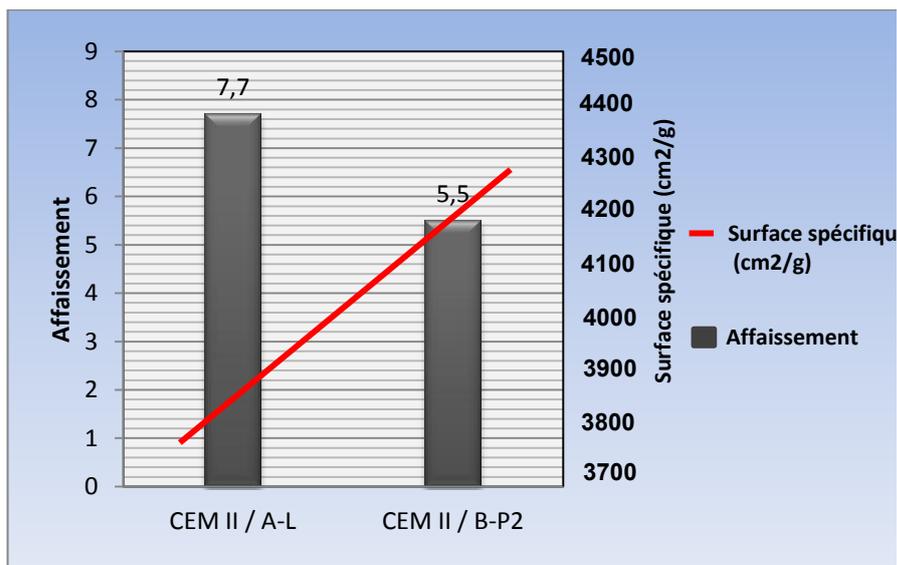
La **figure IV.2** montre l'évolution de l'affaissement en fonction des bétons utilisés qui présente une légère variance en passant d'un béton ordinaire à un béton avec ajouts Pouzzolanique.



**Figure IV.2 :** Evolution de l'affaissement des bétons.

Cette légère décroissance, est traduite par la consommation d'eau par la partie liante du béton c'est-à-dire que plus qu'on substitue de la pouzzolane (finesse importante), plus le matériau devient avide en eau, et c'est la raison pour laquelle la fluidité du béton diminue et il sera marqué par des affaissements moins importants.

Si on prend l'exemple d'un ciment utilisant 30% de pouzzolane naturelle, Comme le montre la **figure IV.3** décrivant l'évolution de l'affaissement en fonction de la surface spécifique, la différence est évidemment remarquable, cela est lié par la relation directe de l'eau (ou plutôt rapport E/C) à la surface spécifique Blaine. Avec un rapport *E/C* constant, une évolution de la masse spécifique de Blaine d'un béton ordinaire *BO* à un béton avec ajouts Pouzzolanique croissant, nous donnera ainsi un affaissement décroissant qui passe de 7,7 cm à 5,5 cm pour un *CEM II / B-P2*. Cela s'explique aussi par l'importante surface des particules en contact avec l'eau d'un *CEM II / B-P2* par rapport au *BO*. Seulement, il faut noter qu'on est resté toujours dans les bétons plastiques.



**Figure IV.3 :** Evolution de l'affaissement en fonction de la surface spécifique.

**IV.3.2.1.1.2 Consistance normalise et temps de prise :**

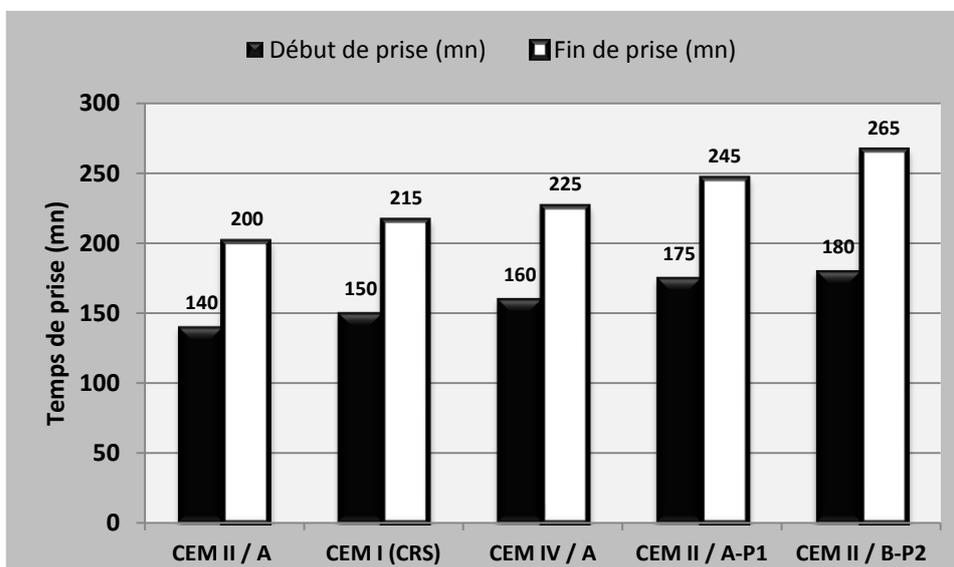
L'essentiel de la campagne expérimentale a été effectué sur des échantillons en mortier. Néanmoins, les caractérisations physico-chimiques ont été réalisées sur pâte de ciment. L'essai d'aiguille Vicat, est la méthode expérimentale normalisée [NF EN 196-3] (EN 2002), qui permet de suivre l'évolution de la structuration de la pâte de ciment et notamment le moment de sa prise, comprise entre deux échéances : les temps de début et de fin de prise Vicat, définis par des hauteurs normalisées d'enfoncement de l'aiguille. Trois essais

simultanés à l’aiguille Vicat ont été réalisés sur chaque pate de ciment étudiée. Les résultats du **tableau IV.7** et la **figure IV.4** présentent l’évolution de ces temps mesurés en minutes (début et fin de prise) pour les différentes compositions des mélanges.

**Tableau IV.7 :** Temps de début et de fin de prise pour différents types des ciments étudiés.

Type de ciment	Consistance normale %	Début de prise (min)	Fin de prise (min)
<i>CEM II / A-L</i>	25	140	200
<i>CEM I (CRS)</i>	28	150	215
<i>CEM IV / A</i>	24	160	225
<i>CEM II / A-P1</i>	30	175	245
<i>CEM II / B-P2</i>	32	180	265

L’incorporation des ajouts minéraux provoque un changement sensible des caractéristiques physiques des liants préparés vus leurs natures différentes par rapport au clinker et même par rapport à eux même, il y une demande en eau plus importante pour avoir une consistance normale, ce qui provoqué aussi de changements des délais de prise plus aux moins importants.



**Figure IV.4 :** Evolution du temps de prise en fonction du type des bétons

Le **figure IV.4** présente, les échéances des temps de début et de fin de prise Vicat des différentes pates étudiées. On note que les échéances de prise Vicat des pâtes de ciment avec ajouts se prolongent différemment.

Les délais de prise sont influencés par le type et le taux d'ajouts ainsi par leurs surfaces spécifiques, où l'on remarque que les délais enregistrés pour les ciments à base de pouzzolane sont supérieurs comparativement à ceux à base de ciment sans ajouts (témoin).

La rigidification de cette phase coagulée est due à la formation d'hydrates près des zones de contact entre grains. La structure devient mécaniquement de plus en plus irréversible et l'augmentation de la résistance de la pâte à ce moment est proportionnelle à la quantité d'hydrates précipités [Jiang et al, 1995].

Les mélanges contenant de la pouzzolane présentent des augmentations dans les temps de début et fin de prise supérieures par rapport à la pâte témoin.

Pour le début de prise nous remarquons que les pâtes à base de 20% et 30 % de pouzzolane présente une augmentation de 25% et 28,57% respectivement par rapport aux pâtes de contrôle.

Pour la fin de prise nous remarquons que les pâtes à base de 20% et 30 % de pouzzolane présente une augmentation de 22,5%, et 32,5% respectivement par rapport aux pâtes de contrôle.

L'étude a aussi confirmé qu'au jeune âge, la prise est plus rapide pour la pâte de contrôle que pour les pâtes à base de l'ajout (pouzzolane) car l'influence de la pouzzolane a eu pour effet de retarder l'hydratation du ciment. Nous notons un retard minimal d'une heure.

#### ***IV.3.2.1.1.2.1 Effet de la pouzzolane sur le temps de prise :***

L'augmentation du temps de prise avec le taux de substitution de la pouzzolane. Cette augmentation est justifiée par la nature des réactions d'hydratation des ciments au pouzzolanes qui se déroulent plus lentement, à cause de la diminution du pourcentage des aluminates tri-calciques et l'augmentation des silicates bi-calciques, accompagné d'une diminution des silicates tricalciques dans la composition minéralogiques des ciments.

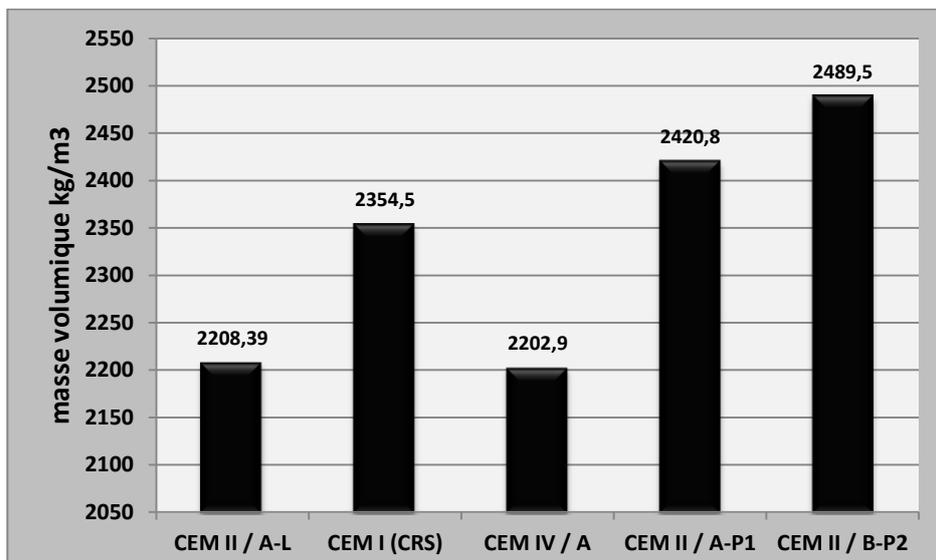
#### **IV.3.2.2 Mesure de la masse volumique apparente des bétons à l'état frais :**

Cette mesure a pour but de vérifier si avec les dosages pratiqués pour la fabrication du béton on obtient bien un mètre cube de béton. La tolérance admise étant de 5%. L'obtention d'une densité réelle supérieure à la densité théorique indique que l'on obtient moins d'un mètre cube, et le béton a un dosage en ciment plus riche que celui prévu, réciproquement lorsque la densité réelle est inférieure à la densité théorique, la composition donne plus d'un mètre cube de béton, et le béton est sous dosé en ciment. Les corrections à apporter sur la composition doivent toujours se faire sur les granulats.

L'essai est assez simple et nécessite peu de moyens. Il suffit de remplir un moule de volume connu ( $V$ ) (dans les mêmes conditions que celle du chantier) et de le peser, soit une masse ( $M$ ), Les résultats des essais de la densité à l'état frais des 5 bétons sont présentés dans le **tableau IV.8**.

**Tableau IV.8:** Masse volumique apparente des bétons à l'état frais.

	CEM II / A-L	CEM I (CRS)	CEM IV / A	CEM II / A-P <sub>1</sub>	CEM II / B-P <sub>2</sub>
<b>masse volumique apparente kg/m<sup>3</sup></b>	2208,39	2354,5	2202,9	2420,8	2489,5



**Figure IV.5 :** Variation de la masse volumique

La masse volumique du béton aux fines pouzzolanes **figure. IV.5** est systématiquement plus élevée que celle du béton de référence : il est ainsi confirmé que la surface spécifique élevée du pouzzolane favorise l'accroissement de la compacité de la matrice cimentaire.

En effet, le pouzzolane, avec une finesse plus grande que celle du ciment utilisé, s'insère dans les vides et pores capillaires : il densifie ainsi le squelette du béton.

**IV.4 ETUDE DU BETON A L'ETAT DURCI :**

**IV.4.1 Etude de la durabilité :**

*IV. 4.1.1 Absorption capillaire :*

L'essai d'absorption d'eau par immersion de béton est effectué à l'âge de 28 jours et 365 jours dans les deux milieux (sol agressif et l'eau potable). Ces échantillons ont été sciés à partir des éprouvettes de forme cubiques de dimensions (10×10×10) cm<sup>3</sup> qui ont été conservées à l'eau (T = 20°C). ce test a été réalisé selon la recommandation de l'Association Française de Génie Civile [Association Francaise de Génie Civil, 2007].

Avant de mesurer l'absorption, les éprouvettes ont été pré-conditionnées dans l'étuve à une température environ (T= 70°C) jusqu'à une masse constante les éprouvettes ont été immergé totalement dans l'eau pendant une durée de 24h (c'est à dire jusqu'à saturation du matériau) en les plaçant dans un récipient, la procédure de pré-conditionnement des échantillons est la suivante : Un séchage de l'échantillon à 70°C jusqu'à l'obtention d'une masse constante (l'état sec est obtenu lorsque deux pesées espacées de 24 heures, ne diffèrent pas plus, de (0,1%).

- L'étanchéité latérale est assurée à l'aide de paraffine toutes les faces extérieures des échantillons sauf la face qui sera étudiée.
- Laisser sécher la paraffine pendant 24h dans la température ambiante.
- Les échantillons sont immergés dans l'eau du récipient sur une hauteur maximale de 5 millimètres à l'aide de cales (voir la **figure IV.6**)
- L'essai consiste à suivre par pesées successives la quantité d'eau absorbée par un échantillon de béton préalablement séché à des échéances de (10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90) min, 24h. Ce qui permet une caractérisation indirecte de la porosité capillaire.
- Déterminer la quantité d'eau absorbée.

Pour chaque échéance de mesure, le coefficient d'absorption capillaire est défini par la relation suivante :

$$A = \frac{M_2 - M_1}{M_2} \times 100 \dots\dots\dots \text{(Eq. IV.3)}$$

avec :

*A* : coefficient d'absorption

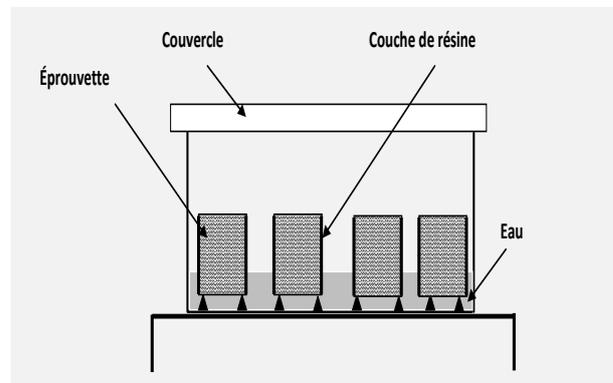
*M<sub>1</sub>*: poids sec du matériau

$M_2$ : poids humide du matériau

Finalement, le coefficient d'absorption capillaire est présenté schématiquement



A/ Dispositif expérimental pour l'essai d'absorption capillaire



B/ Schéma du dispositif de la mesure de l'absorption d'eau par capillarité

Figure IV.6 Schéma du dispositif expérimental pour l'essai d'absorption capillaire

Les valeurs du coefficient d'absorption pour les types de bétons étudiés sont présentées sous dessous **figure IV.7**, et **figure IV.8**.

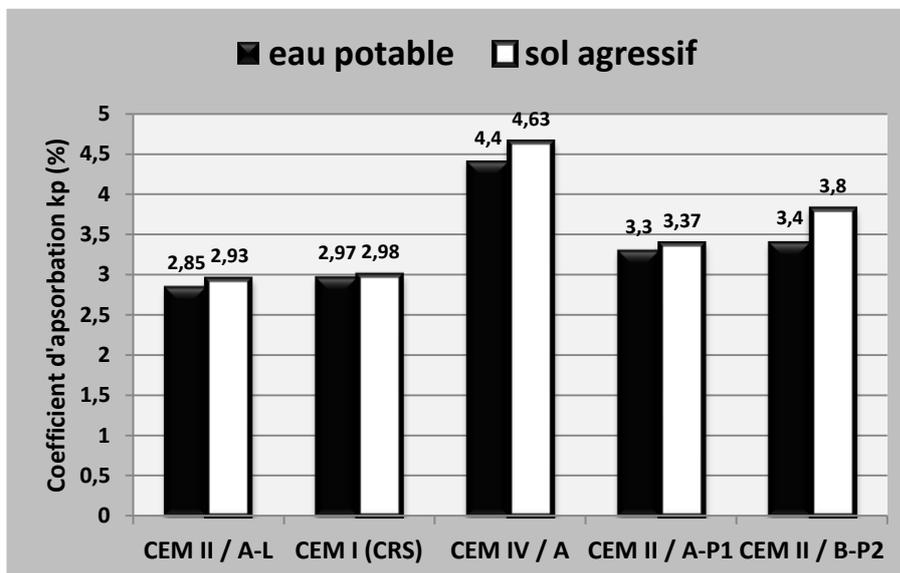
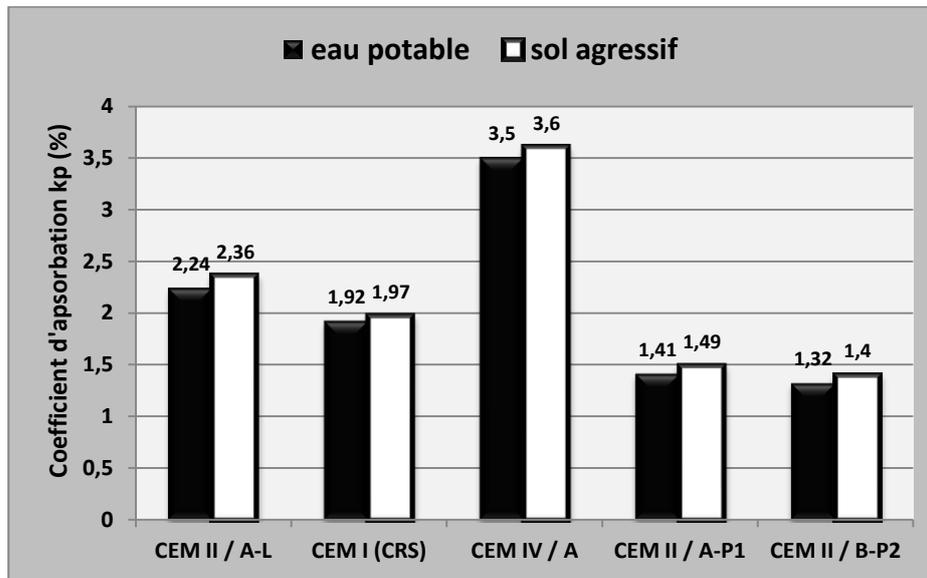


Figure IV.7 Variation du coefficient d'absorption d'eau pour différentes types des bétons étudiés à l'âge de 28 jours.



**Figure IV.8** Variation du coefficient d’absorption d’eau pour différentes types des bétons étudiés à l’âge de 360 jours.

**IV. 4.1.1.1 Analyse des résultats de l’absorption capillaire :**

Les **figures IV.7** et **IV.8** représentent la quantité de l’eau introduite par unité de surface dans les corps d’éprouvet, avant et après la période de dégradation.

Il est évident qu’au premier âge (à 28 jours), que tous types du béton dans les deux environnements présentent un taux d’absorption entre (2,85 et 4,63) g/cm<sup>2</sup>. Le béton a base de ciment sans ajouts béton témoin présenter un coefficient d’absorption, (A=2,85%) plus faible que celle de béton avec ajout pouzzolanique : béton CEM II/A-P<sub>1</sub> (A=3,30%) et béton CEM II/B-P<sub>2</sub> (A=3,40%) , en revanche le béton CEM IV/A présente un coefficient d’absorption le plus élevé, ceci démontre que l’effet chimique ou bien la réactivité chimique du pouzzolane ne produit pas des nouvelles hydrates suffisant qui venir diminuer la porosité du béton durci et par conséquence l’absorption .

Dans l’environnement sol agressif et suivant toujours la **figure IV.7** on remarque une absorption importante de ciment avec ajouts (CEM IV/A, CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>) par rapport au béton témoin (CEM II/A) à 28 jours en raison de la nature d’absorption de la pouzzolane qui se trouve dans les ciments (CEM IV/A, CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>).

Dans ce stade, on note que le coefficient d’absorption de béton CEM IV/A est 4,63% tandis que le béton sans ajouts à un coefficient d’absorption égal à 2,93%.

A l’âge d’un an on constate une réduction significative de l’absorption capillaire de (CEM IV/A, CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>) par rapport au béton témoin (CEM II/A). Cela prouve

que cette réduction peut être due à l'amélioration de la microstructure résultant des effets de pouzzolane, conduisant à une structure de pore fine et discontinue [V.Syam Prakash et al., 2007].

D'après les **figures IV.7** et **IV.8**, On peut constater que le coefficient d'absorption d'eau des bétons avec ajout pouzzolanique à longterm se diminue avec l'augmentation de taux de substitution en pouzzolane, qui peut s'expliquer par la réduction de la porosité avec l'augmentation du taux de pouzzolane et l'amélioration de la densité et la structure cristalline de la matrice cimentaire suite à la formation de nouveau *CSH*.

Le réseau poreux, la forme, la géométrie et la taille des pores influencent la cinétique d'absorption d'eau. D'après la littérature plusieurs auteurs donnent une interprétation sur cette relation entre la porosité et cinétiques d'absorption. *Bessa* a montré que plus le réseau poreux est fin, plus la cinétique d'absorption est faible et par conséquent le coefficient d'absorption est faible [Anissa-Bessa B., 2004].

[Anissa-Bessa B., 2004] a montré que l'incorporation des additions minérales en substitution du ciment à une teneur inférieure à 30% conserve la structure poreuse de la matrice cimentaire et permet de maintenir sa complexité vis-à-vis de la tortuosité et de la constructivité indépendamment de la nature de l'addition.

L'absorption dépend essentiellement du taux et de la continuité des petits pores: un matériau qui présente un taux élevé de petits pores continus aura une absorption capillaire très élevée, et par conséquent une durabilité plus faible. Par contre, s'il présente un taux élevé de petits pores discontinus, l'absorption capillaire sera moins élevée et la durabilité augmente, c'est le cas d'un béton bien compacté. [Belferrag, 2006]

#### IV.4.2 Résistance mécanique :

La résistance mécanique est exprimée par le pouvoir du béton à résister à la destruction sous l'action des contraintes dues aux différentes charges de compression, flexion, perméabilité et déformabilité.

Dans cette partie, il s'agit des essais de compression, flexion, déformabilité et perméabilité sur des éprouvettes cubiques (10x10x10 cm), prismatiques (10x10x40 cm) et cylindriques (16x32 cm), respectivement. On a confectionné cinq sortes de, chaque série comprend trois échantillons. Les éprouvettes ont été conservées à l'eau pour éviter tout échange d'eau avec l'extérieur, la température a été maintenue constante à  $20 \pm 1^\circ\text{C}$ .

**IV.4.2.1 Résistance à la compression: [NF EN 12390-3].**

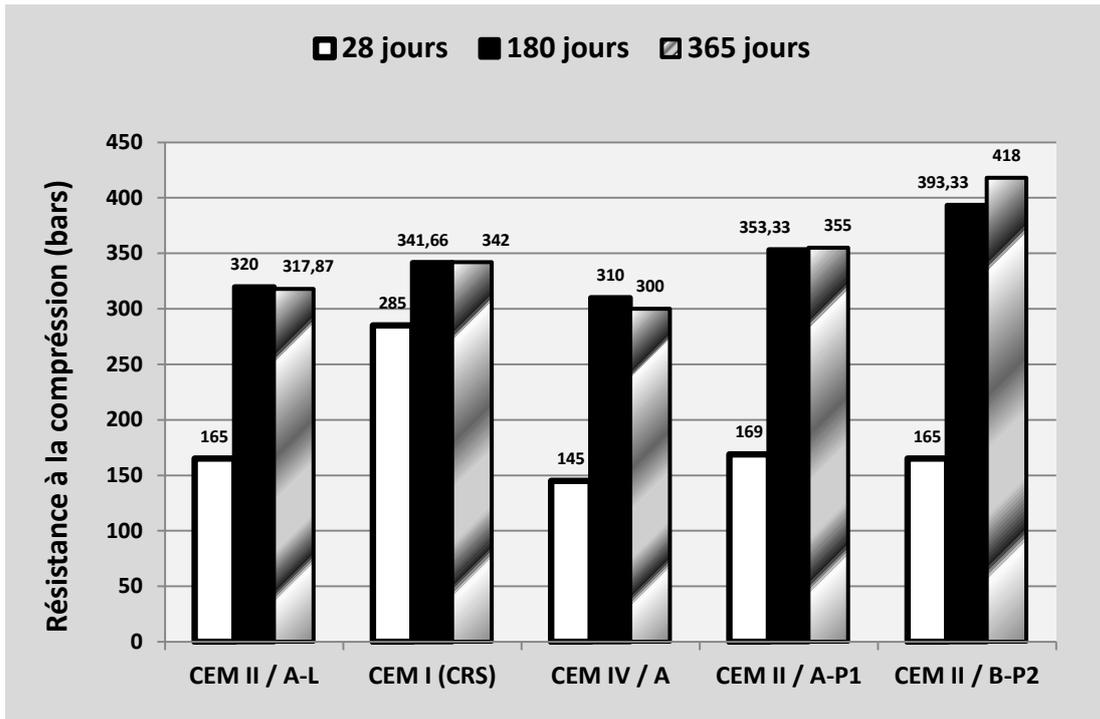
L'une des caractéristiques principales du béton durci est sa résistance mécanique en compression à un âge donné (28 jours). Elle est désignée par  $f_{c28}$  et se mesure par compression axiale d'une éprouvette à 28 jours selon la norme [NF EN 12390-3].

Les bétons ont été soumis à des essais de compression sur des éprouvettes cubiques de (10 x 10 x 10) cm, chaque série comprend trois échantillons.

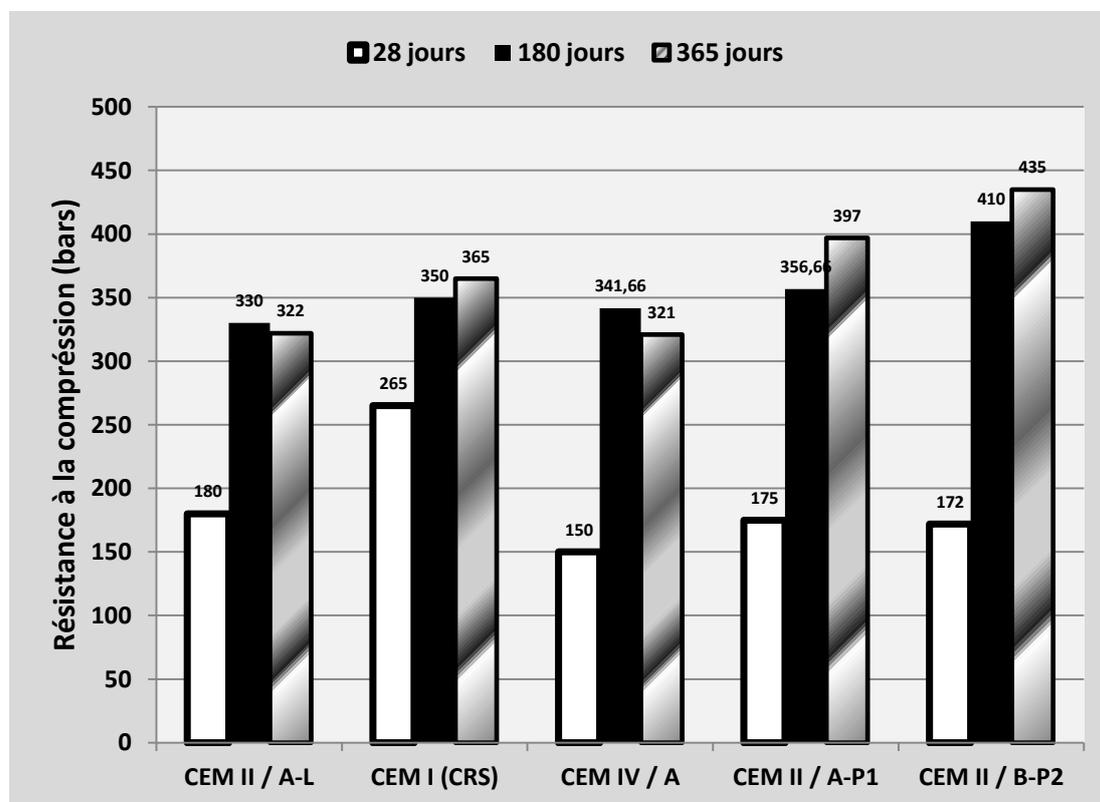
**Tableau IV.9:** Résistances mécaniques à la compression des bétons en (bars).

Type de ciment	Sol agressif			Eau potable		
	28 j	180 j	360 j	28 j	180 j	360 j
CEM II / A-L	165	320	317.87	180	330	322
CEM I (CRS)	285	341.66	342	265	350	365
CEM IV / A	145	310	300	150	341.66	321
CEM II / A-P <sub>1</sub>	169	353.33	355	175	356.66	397
CEM II / B-P <sub>2</sub>	165	393.33	418	172	410	435

Les **figures IV.9 et IV.10** présente l'évolution des résistances à la compression des cinq types de ciment utilisés (CEM II/A-L, CEM IV/A, CEM (CRS), CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>) immergés dans les deux milieux de conservation [dans l'eau et dans le sol agressif]. Nous constatons que:



**Figure: IV.9** Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour les différents types de ciment placés dans le sol agressif



**Figure: IV.10** Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour les différents types de ciment immergés dans l'eau potable

- **A) à court terme :**

**D'après les figures IV.9 et IV.10** on constate que pour l'écrasement à l'échéance de **28** jours que la résistance mécanique du CEM II/A-L est supérieure à celles des autres bétons (CEM II/A-P<sub>1</sub>, CEM II/B-P<sub>2</sub>). Ceci est dû à l'effet de l'incorporation des pourcentages croissants de la pouzzolane qui ralentissent le durcissement final d'un béton Pouzzolanique avant 28 jours. On explique ce phénomène par l'évolution de la microstructure du béton dû à la réaction Pouzzolanique qui va se poursuivre à long terme c'est-à-dire au-delà de **28** jours.

Après **28** jours d'âge, afin d'évaluer la durabilité et le comportement mécanique des bétons étudiés, nous avons placé les éprouvettes dans deux environnements différents qui sont :

La résistance à la compression diminuée considérablement avec l'augmentation du pourcentage d'ajout au jeune âge. A titre d'exemple, un remplacement du ciment par 30% de pouzzolane diminue la résistance à la compression de 4,44% à 28 jours.

Cette diminution de la résistance est attribuée principalement à l'activité lente de la pouzzolane. [Acker P. 1992].

Le béton à base de **CRS** a développé les plus hautes résistances à la compression par rapport aux autres bétons (CEM II/A-L, CEM IV/A, CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>) et cela par rapport E/C constant. en comparant les différents environnements, on constate que les éprouvettes conservées dans l'environnement totalement humide a des résistances supérieures par rapport à celles conservées dans l'environnement agressif.

En effet, il faut préciser qu'avant 28 jours, l'excès de pouzzolane favorise la présence des vides amenant à une diminution de la résistance qui est due essentiellement à un manque de formation du silicate de calcium hydraté (**CSH**) qui participe le plus au développement de la résistance [Gagné and P.C.Aïtcin, 1993]. Il est à noter aussi, que le manque du volume de **CSH** peut entraîner l'augmentation du volume des pores capillaires, et donc un accroissement de la porosité qui affecte fortement la résistance d'un béton [Neville, 2000]

- **B) à long terme :**

**D'après les figures IV.9 et IV.10** on constate que l'évolution des résistances à la compression à **long terme** des bétons à base des ciments CEM II/A-P<sub>1</sub>, CEM II/B-P<sub>2</sub> présentent des performances mécaniques meilleures à celle du béton témoin, cela du à l'activité pouzzolanique de l'ajout.

Le béton à base de ciments pouzzolaniques a développé des résistances meilleurs que celles développées par le béton à base de CRS quelque soit le milieu.

Le béton à base de CRS a développé des résistances meilleurs que celles développées par le béton à base de CEM II/A- L et CEM IV/A quelque soit le milieu.

Le béton à base de ciment CEM IV/A à développer la plus faible résistance à toutes les échéances testées et a enregistré une dégradation de résistance quelque soit le milieu. Nous notons également ces dégradations avec une plus grande proportion des échantillons placés dans des sols agressifs, Ceci explique la faible activation mécanique de la finesse de mouture. Qui ont une couleur blanche à la surface, voir **photos IV.1**.



**Photo IV.1** : Détérioration de la surface des échantillons de béton placés dans le sol (commune de Lioua)

Toutefois, on note qu'à long terme, les bétons à base de pouzzolane naturelle (CEM II/A-P<sub>1</sub>, CEM II/B-P<sub>2</sub>) peuvent afficher des résistances plus importantes que celle du béton sans ajout (**BT**), pour un même rapport E/C. Cela s'explique systématiquement, par la cinétique de l'activité Pouzzolanique, car cette propriété ne peut être efficace qu'à partir de 28 jours.

En effet, le caractère Pouzzolanique va se manifester après 28 jours pour former des silicates de calcium hydratés, semblables à ceux produit par l'hydratation du silicate tricalcique (C<sub>3</sub>S) (C<sub>3</sub>A. SiO<sub>2</sub>) qui donne une résistance mécaniques supplémentaire accompagné d'un affinage de la taille des pores [Mehta et Monteiro, 2006] comme il a été montré par certaines recherches utilisant la pouzzolane naturelle locale [Touil, B., et al, 2015].

En **conclusion**, les ciments Portland sont préférés lorsque la réalisation rapide de résistances élevées est jugé utile ou nécessaire, tandis que les ciments Pouzzolanique trouvent leurs meilleures applications lorsque les exigences de durabilité sont considérées comme une priorité.

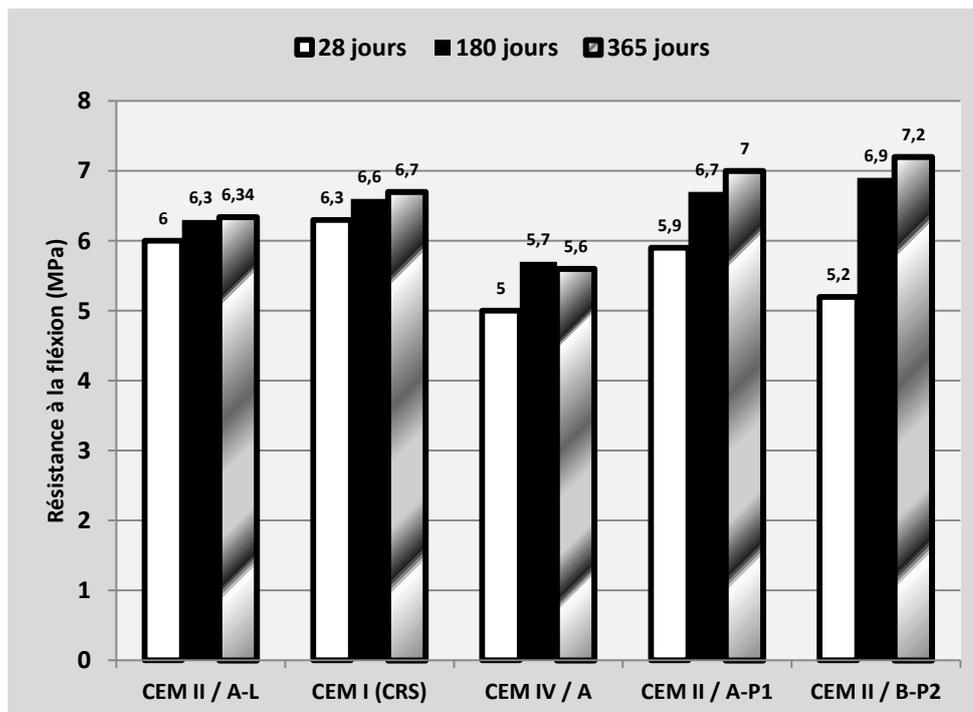
IV.4.2.2 Résistance à la flexion : [NF P 18-407, NF EN 12390-5]

Les essais de la résistance à la flexion en **4 points**, ont été effectués aux différentes échéances allant de 28 jours jusqu'à une année dans les deux milieux (Eau potable et sol agressif), sur une presse manuelle de marque Control, d'une capacité de 1500kg, et cela conformément à la norme [NF P 18-407, NF EN 12390-5].

**Tableau IV.10:** Résistances mécaniques à la traction par flexion des bétons.

Type de ciment	<i>Sol aggressive</i>			<i>Eau potable</i>		
	28 j	180 j	360 j	28 j	180 j	360 j
<i>CEM II / A-L</i>	5.8	6.2	6.2	6	6.3	6.34
<i>CEM I (CRS)</i>	6.2	6.4	6.6	6.3	6.6	6.7
<i>CEM IV / A</i>	4.5	5.45	5.4	5	5.7	5.6
<i>CEM II / A-P<sub>1</sub></i>	5.7	6.5	6.8	5.9	6.7	7
<i>CEM II / B-P<sub>2</sub></i>	5.1	6.7	7	5.2	6.9	7.2

L'effet du taux de pouzzolane en substitution partielle au ciment sur les résistances mécaniques des bétons conservés en eau potable est illustré par la **figure IV-12**.



**Figure : IV.11** Variations des résistances à la flexion en fonction de l'âge pour les différents types de ciment immergés dans l'eau potable

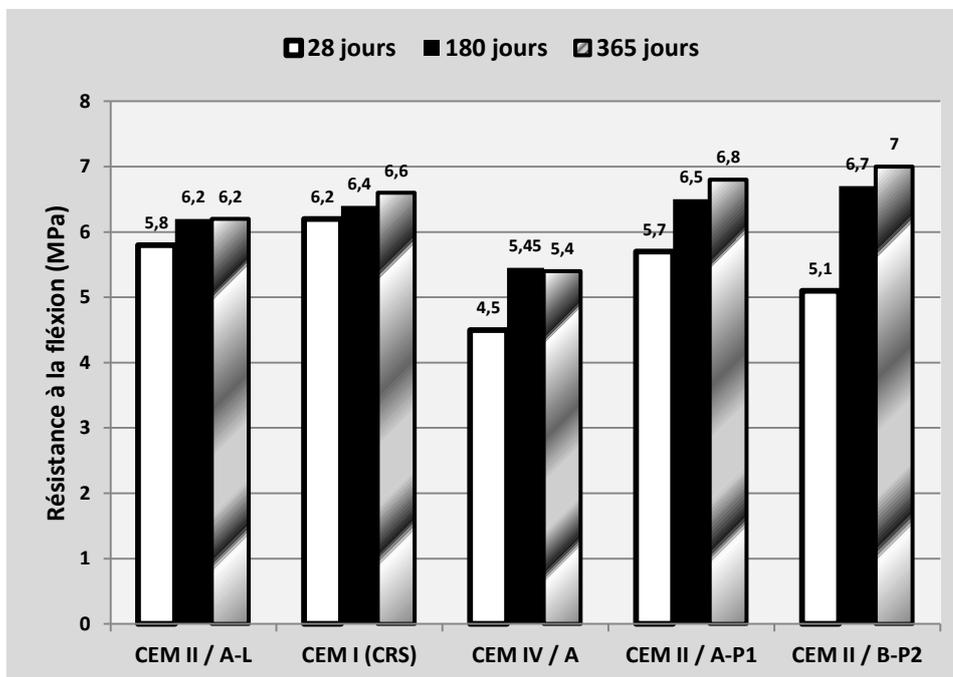
La **figure IV-11** montre que les résistances mécaniques des bétons conservés en eau potable sont très influencées par la nature et le taux de substitution en pouzzolane.

Dans le cas des bétons à base de pouzzolane les résistances mécaniques en traction par flexion de 28 jours se diminuent avec l’augmentation de taux de la substitution en pouzzolane.

Cette diminution de la résistance est attribuée principalement à l’activité lente de la pouzzolane. [F. De Larrard et al. 1992].

Après 28 jours on constate une évolution progressive des résistances mécaniques dans le temps seulement pour les bétons à base de pouzzolane. Par contre les bétons témoin présentent une progression lente ou stationnaire. Par exemple Pour CEM II/A-P<sub>1</sub> cette réduction de résistance est de 1,66% et 13,33% pour CEM II/B-P<sub>2</sub> par rapport au béton témoin à l’âge de 28 jours. Mais à 180 jours il y a une augmentation de la résistance de 11,16%, et 11,50% par rapport au béton témoin.

Dans le cas de conservation dans un sol agressif qui contient Carbonate Calcium  $CaCo_3$  et Sulfate  $SO_4$  et après démoulage et d’après la **figure IV.12**.



**Figure : IV.12** Variations des résistances à la flexion en fonction de l’âge pour les différents types de ciment placés dans le sol agressif

D'après la **figure IV.12**, nous constatons que la résistance à la flexion des échantillons placés dans le sol est légèrement réduite par rapport aux échantillons immergés dans l'eau. Cela est dû à la présence de sulfate dans le sol. Par ailleurs, il montre l'effet de la pouzzolane sur la résistance à la flexion des bétons à l'âge 28 jours. On observe des réductions systématiques des résistances des bétons à l'âge 28 jours au fur et à mesure que le pourcentage de la pouzzolane augmente. Au jeune âge (28 jours), les résistances des bétons contenant la pouzzolane naturelle sont faibles par rapport à celle du béton contrôle **figure IV.12**. Par exemple pour CEM II/A-P<sub>1</sub> cette réduction de résistance est de 1,66% et 13,33% pour CEM II/B-P<sub>2</sub> par rapport au béton témoin à l'âge de 28 jours.

Le béton à base de ciment pouzzolane CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub> conservé dans un milieu sale (**sol agressif**) a développé une augmentation de résistance jusqu'à 4.83 MPa et 7.47 MPa obtenue à l'âge de 180 jours, au-delà du laquelle la résistance a diminué, présente à 360 jours 12.90 MPa. La bonne résistance des bétons à base de pouzzolane aux attaques sulfatique externes est due essentiellement à l'activité hydraulique de pouzzolane concrétisée par une consommation d'une partie de la portlandite et formation des *CSH*.

Le béton à base de ciment CEM IV/A conservé dans le milieu agressif présente les plus faibles résistances à la flexion à tous les temps par rapport aux autres. Ceci est dû à la faible surface spécifique du ciment qui diminue les résistances mécaniques du béton.

#### **On conclue que :**

L'effet agressif du sulfate sur la résistance à la flexion est démontré par cette **figure IV.12** qui présente des points d'inflexion après l'augmentation habituelle de résistance et des écarts trouvés dans la résistance entre les bétons conservés dans les deux milieux de conservation (dans l'eau et dans le sol aggressive).

- La résistance des bétons pouzzolaniques aux attaques chimiques est supérieure à celle du béton ordinaire. Cela s'explique par l'utilisation d'addition pouzzolaniques.

En général, les matériaux pouzzolaniques permet de réduire l'effet des attaques chimiques par la réduction de la perméabilité du matériau, de la taille des pores et du pourcentage de *Ca(OH)<sub>2</sub>*.

**IV.4.2.3 Déformabilité:**

Afin d'étudier l'influence de l'addition pouzzolanique sur la déformabilité et le module d'élasticité, on a effectué des essais de déformabilité sur des prismes (10x10x40) cm<sup>3</sup> confectionnés à partir des différents types de béton (CEM II/A-L, CEM I (CRS), CEM IV/A, CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>) pour le dosage de **350 Kg/m<sup>3</sup>** et les rapports **E/C** de **0,6**.

La déformation a été mesurée au moyen d'indicateurs à cadran indiquant le 0.01 mm qui sont installés à l'aide de cadres appropriés sur une surface de 200 mm dans le sens longitudinal et de 100 mm dans le sens transversal, comportant des plots de mesure (distants de 20 cm)

La définition de la résistance prismatique des éprouvettes par la formule:

$$R_{Pri} = P / F \dots\dots\dots \text{Eq IV.4}$$

**P** : charge de destruction selon les unités de mesure de presse.

**F** : air de la section de l'éprouvette.

Le module d'élasticité se détermine pour chaque éprouvette au niveau de la charge égal 30% de la charge de destruction.  $E_{el} = \sigma_1 / \epsilon_{1el}$ ,  $\sigma_1 = P_1 / F$

$\sigma_1$  : accroissement de la contrainte de zéro conventionnel au niveau 30% de la charge de destruction.

**P<sub>1</sub>** : charge de destructions correspondantes.

$\epsilon_{1el}$  : accroissement des déformations relatives élasto-instantanées longitudinales, des éprouvettes correspondant à la charge **P<sub>1</sub> = 0.3 P**

L'accroissement des déformations se détermine comme la moyenne arithmétique des indicateurs des quatre cotés du prisme  $\epsilon_{1el} = \Delta l_1 / l_1$

**Δl<sub>1</sub>** : accroissement absolu des déformations longitudinales des éprouvettes correspondant à l'accroissement des contraintes.

**l<sub>1</sub>** : les bases fixes pour les mesures des déformations longitudinales des éprouvettes.

A partir des résultats des essais sur les prismes on a construit des graphiques présentant l'évolution du module de déformation des bétons en compression, des déformations élasto-instantanées longitudinales (**t**) et relatives totales (**t+Δt**) avec la contrainte relative.

On détermine le module d'élasticité initial à la compression à partir de la formule:

$$E = \Sigma \Delta \sigma / \Sigma \Delta \epsilon$$

**ΣΔσ**: la somme d'accroissement de la contrainte à chaque degré de **0.05 à 0.3 Pc**.

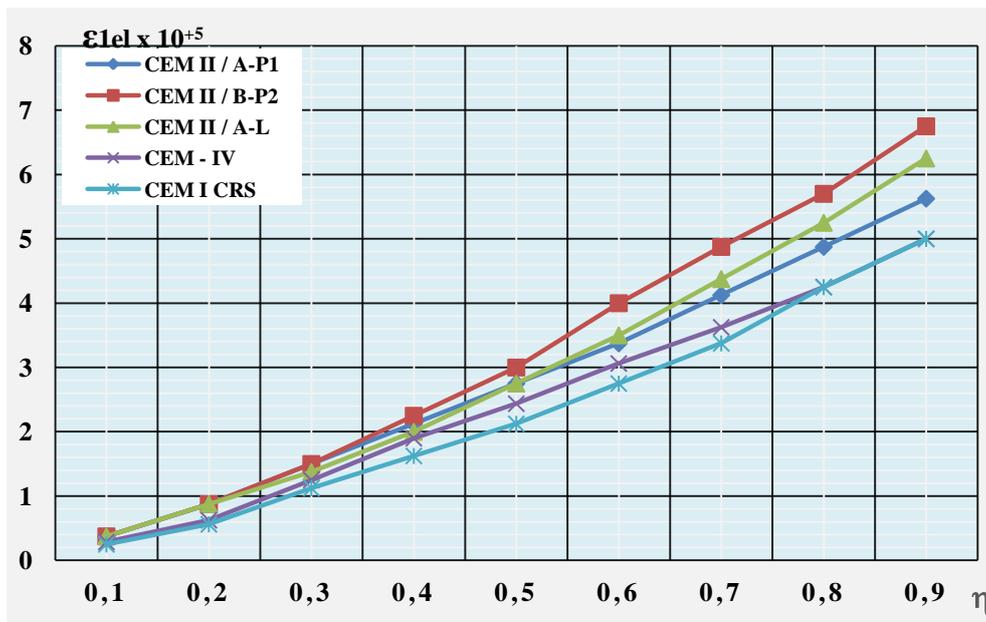
**ΣΔε**: la somme d'accroissement de la déformation élasto-instantanées longitudinale relative à chaque degré de la même gamme.

Selon les résultats des essais des prismes on va construire des graphiques présentant l'évolution de la relation entre le module de déformation du béton à la compression, les déformations elasto-instantanées et relatives totales, du béton avec l'augmentation de la contrainte relative.

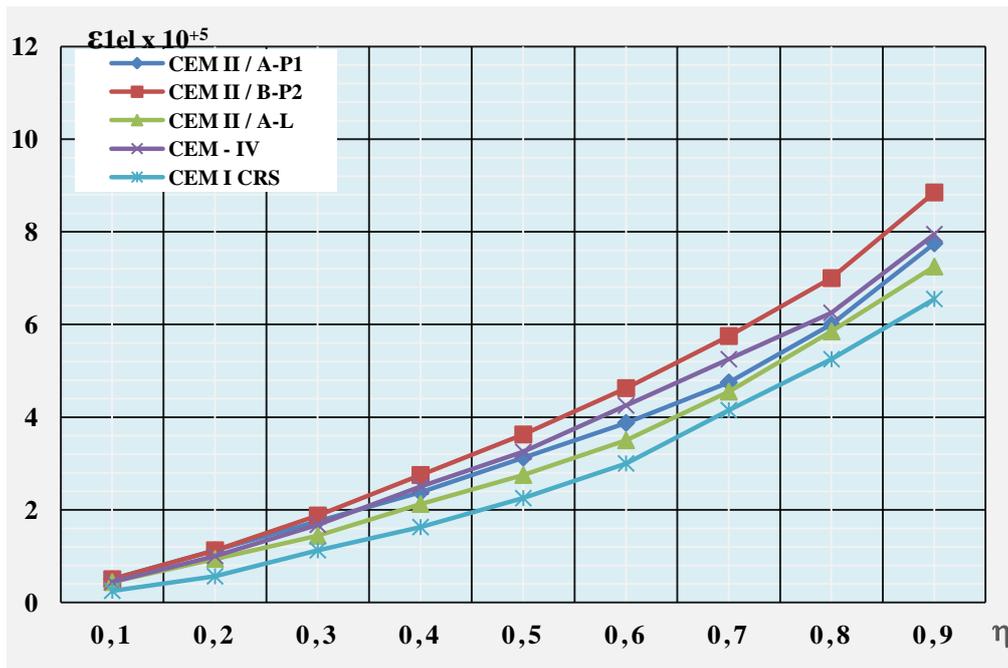
Au cours de l'étude en question, on a déterminé les valeurs du module de déformabilité des bétons pour des contraintes relatives différentes, la dépendance de ce module vis-à-vis de la contrainte relative.

**IV.4.2.3.1 Déformations élasto-instantanées longitudinales  $\epsilon_{1el}$  des bétons en fonction des contraintes relatives  $\eta$  :**

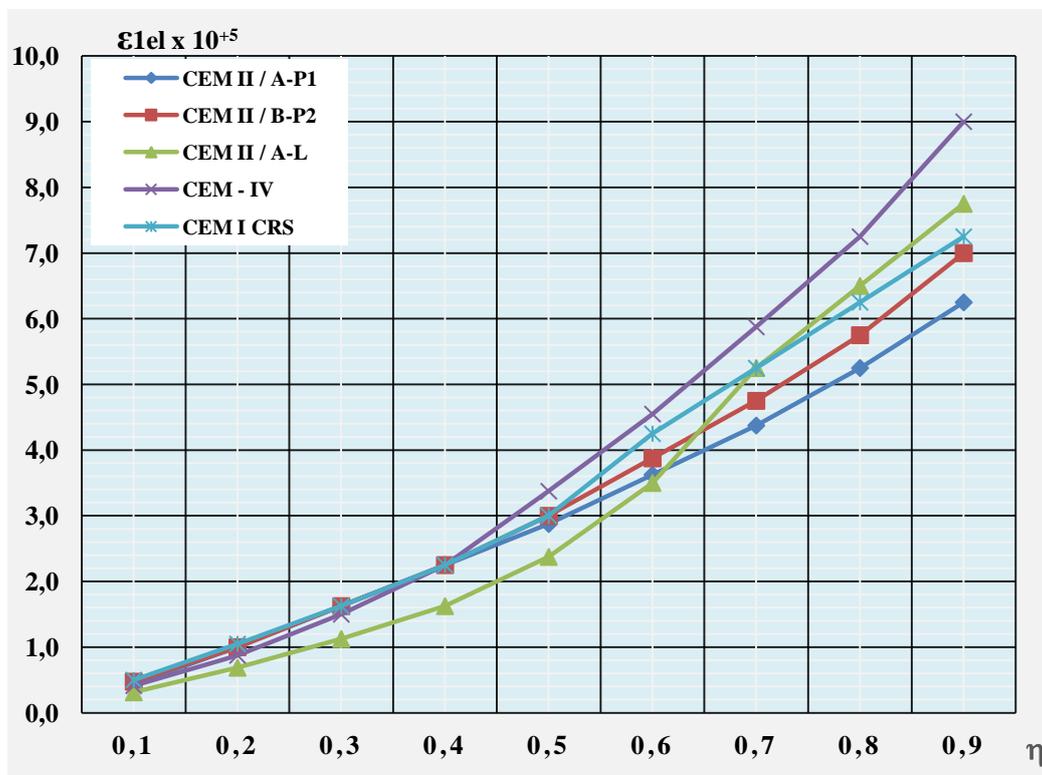
Les figures IV.13 à IV.15 présente la variation des déformations élasto-instantanées longitudinales  $\epsilon_{1el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  des bétons prismes pour tous les mélanges étudiés conservées dans l'eau potable.



**Figure : IV.13:** Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton  $\epsilon_{1el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28 jours pour les séries de prismes **CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS**



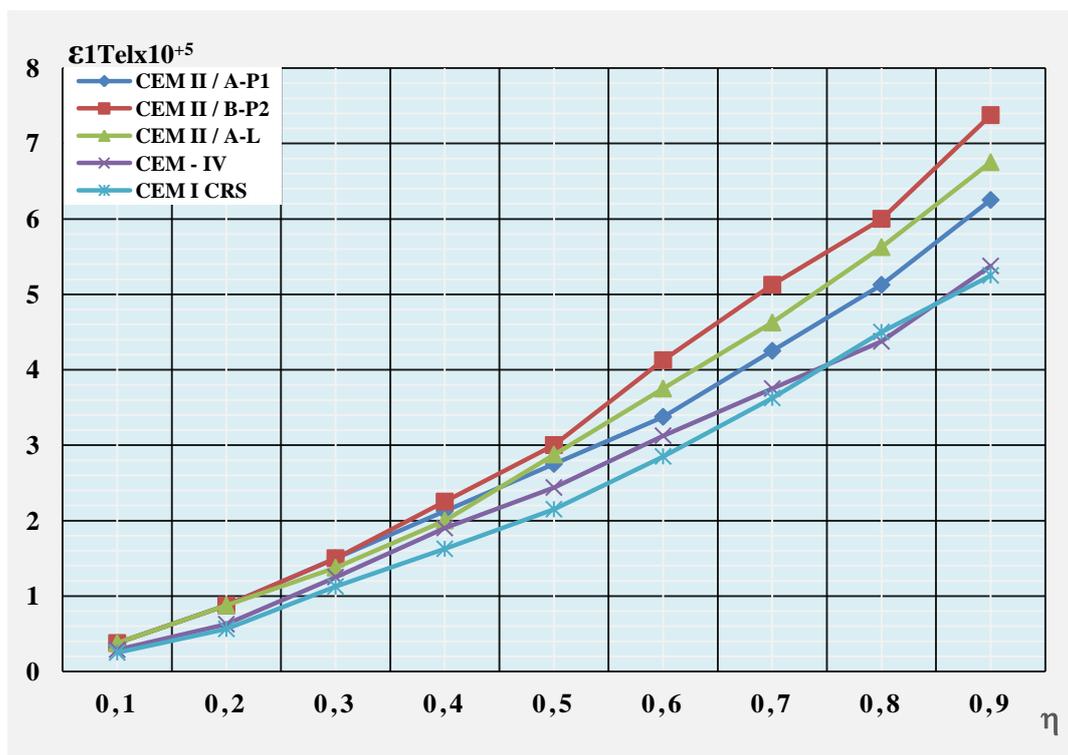
**Figure : IV.14:** Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton  $\epsilon_{1el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS



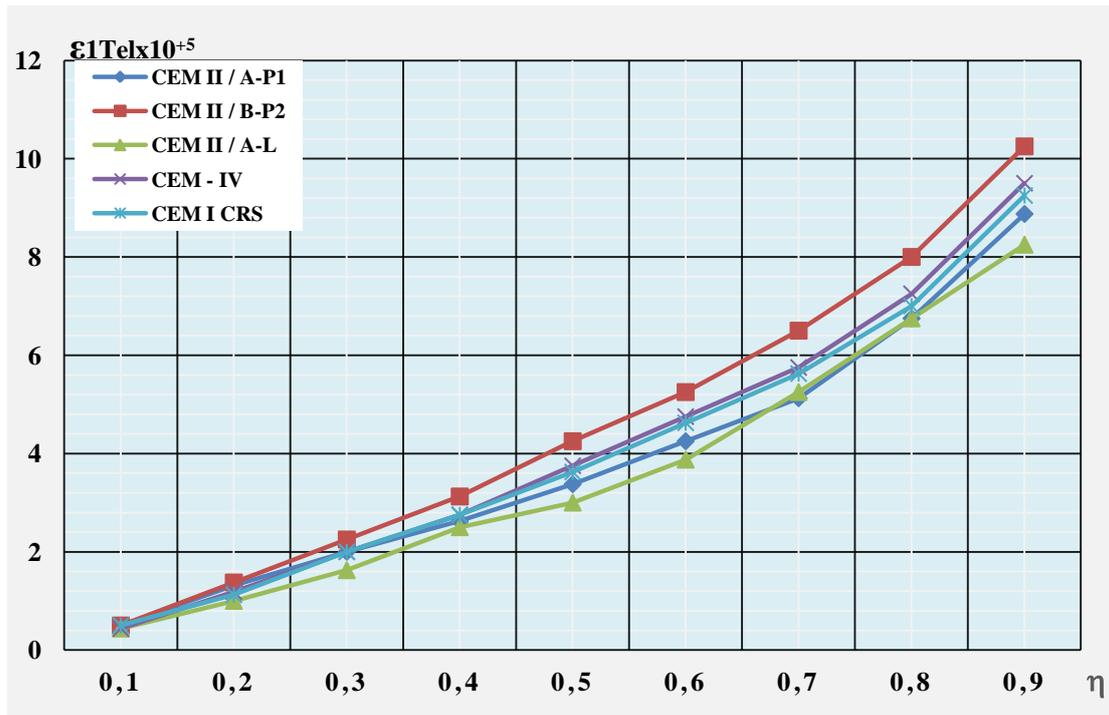
**Figure IV.15:** Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton  $\epsilon_{1el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

**IV.4.2.3.2 Déformations élasto-instantanées totales longitudinales  $\epsilon_{1Tel}$  des bétons en fonction des contraintes relatives  $\eta$  :**

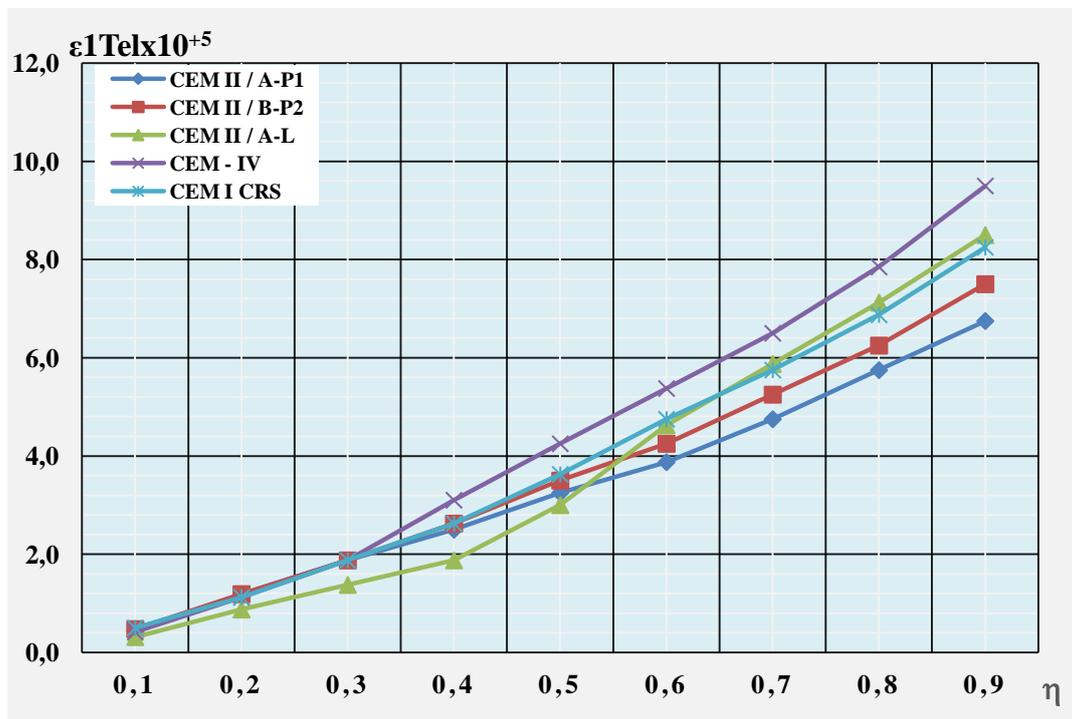
Les figures IV.16 à IV.18 présente la variation des déformations élasto-instantanées longitudinales  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  des bétons prismes pour tous les mélanges étudiés conservées dans l'eau potable.



**Figure : IV.16:** Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28 jours pour les séries de prismes CEM II/A-P1, CEM II/B-P2, CEM II/A-L, CEM-IV et CEM I CRS



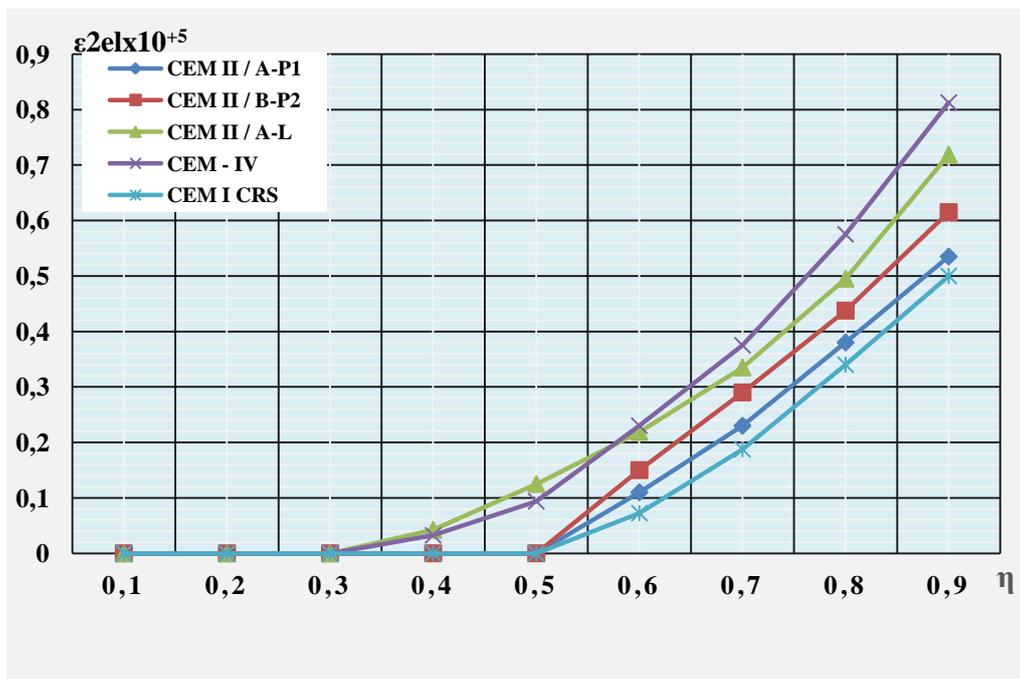
**Figure : IV.17:** Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 180 jours pour les séries de prismes CEM II/A-P1, CEM II/B-P2, CEM II/A-L, CEM-IV et CEM I CRS



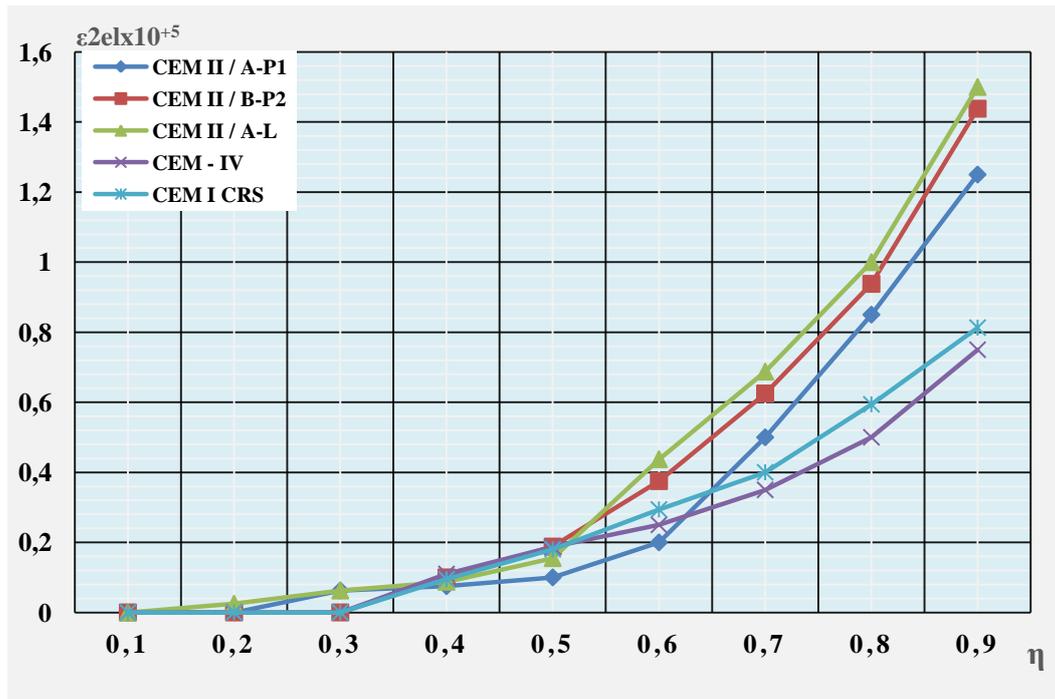
**Figure : IV.18:** Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

IV.4.2.3.3 Déformations élasto-instantanées transversales  $\epsilon_{2el}$  des bétons en fonction des contraintes relatives  $\eta$  :

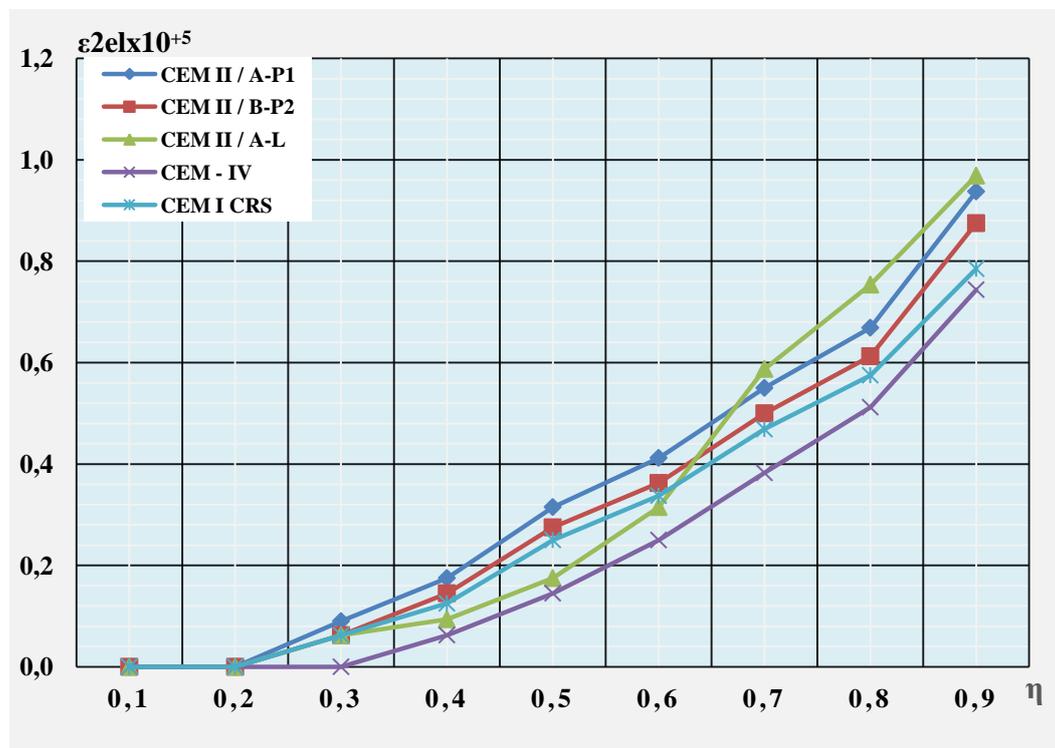
Les figures IV.19 à IV.21 illustres la variation des déformations élasto-instantanées transversales  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour tous les bétons prismes pour tous les mélanges étudiés conservées dans l'eau potable.



**Figure : IV.19:** Déformation élasto-instantanées transversales du béton  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS



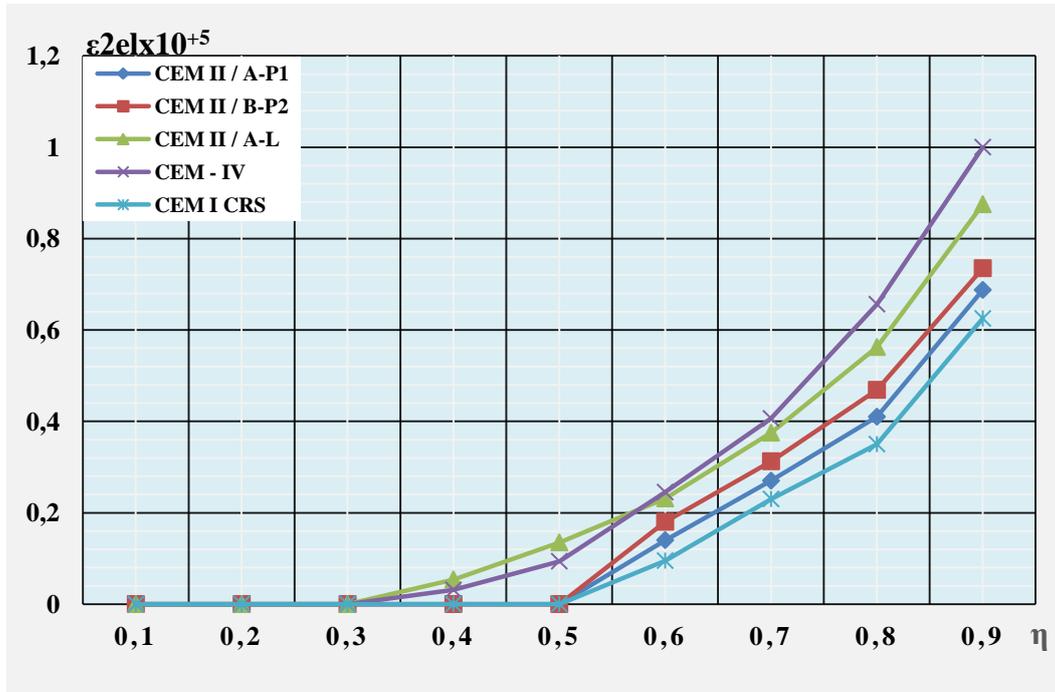
**Figure : IV.20:** Déformation élasto-instantanées transversales du béton  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS



**Figure : IV.21:** Déformation élasto-instantanées transversales du béton  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

**IV.4.2.3.4 Déformations élasto-instantanées totales transversales  $\epsilon_{1Tel}$  des bétons en fonction des contraintes relatives  $\eta$  :**

Les figures IV.22 à IV.24 présente la variation des déformations élasto-instantanées transversales  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  des bétons prismes pour tous les mélanges étudiés conservées dans l'eau potable.



**Figure : IV.22:** Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton  $\epsilon_{2Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28 jours pour les séries de prismes **CEM II / A-P1**, **CEM II / B-P2**, **CEM II / A-L**, **CEM -IV** et **CEM I CRS**

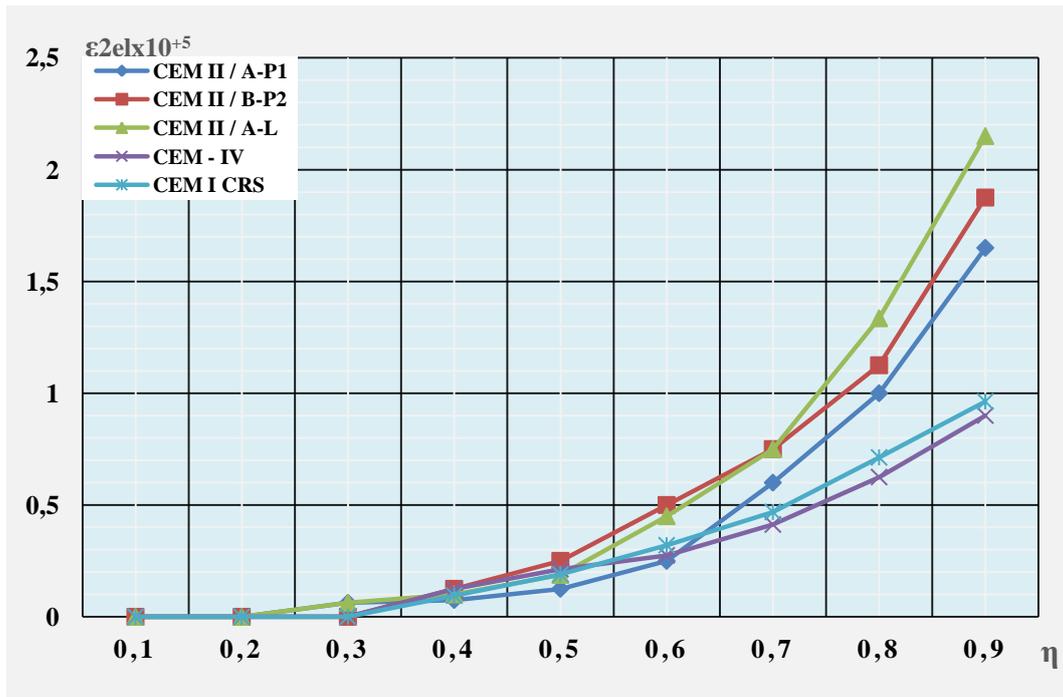


Figure : IV.23: Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton  $\epsilon_{2Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

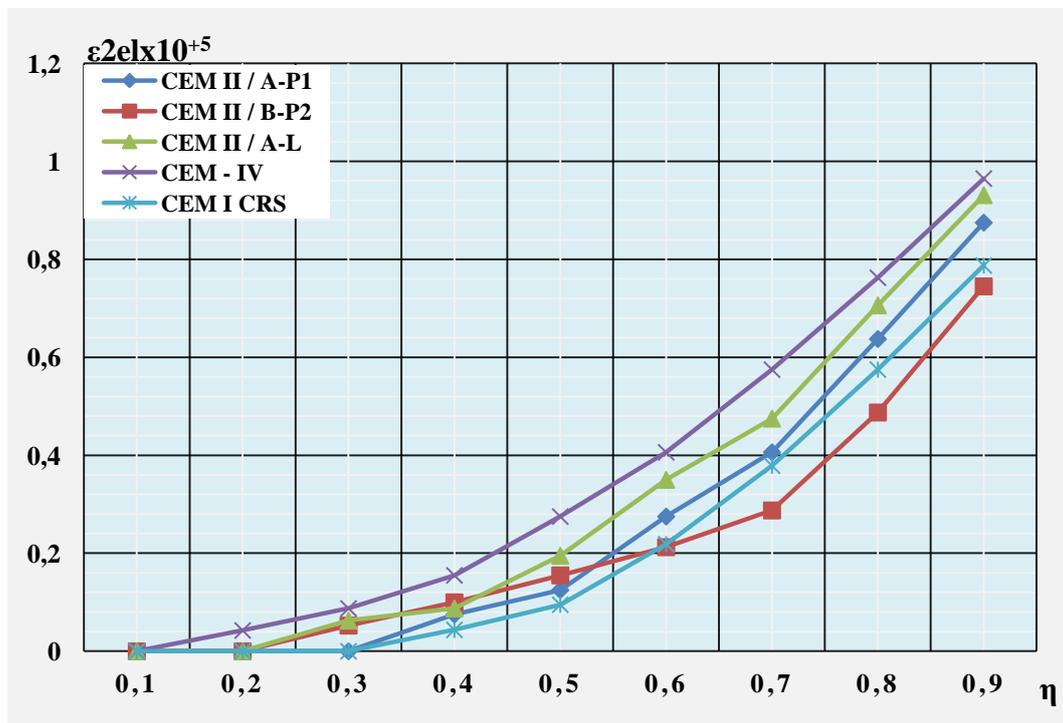
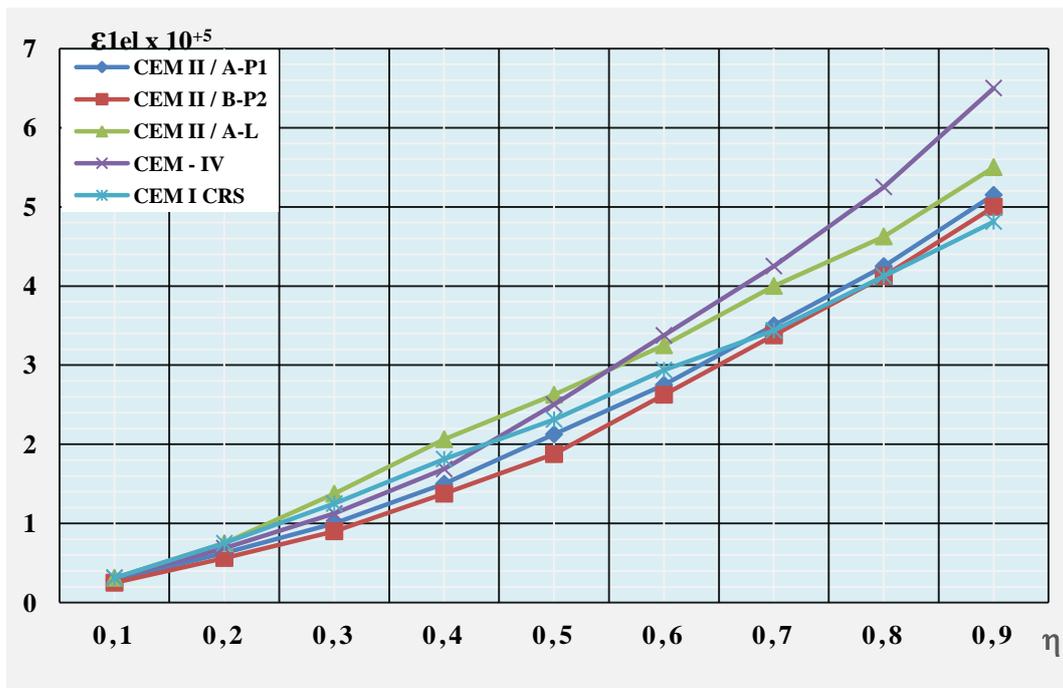


Figure : IV.24: Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton  $\epsilon_{2Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

**IV.4.2.3.5 Déformations élasto-instantanées longitudinales  $\epsilon_{1el}$  des bétons en fonction des contraintes relatives  $\eta$  :**

Les figures IV.25 à IV.27 présente la variation des déformations élasto-instantanées longitudinales  $\epsilon_{1el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  des bétons prismes pour tous les mélanges étudiés conservées dans les sols agressifs.



**Figure : IV.25:** Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton  $\epsilon_{1el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28 jours pour les séries de prismes **CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS**

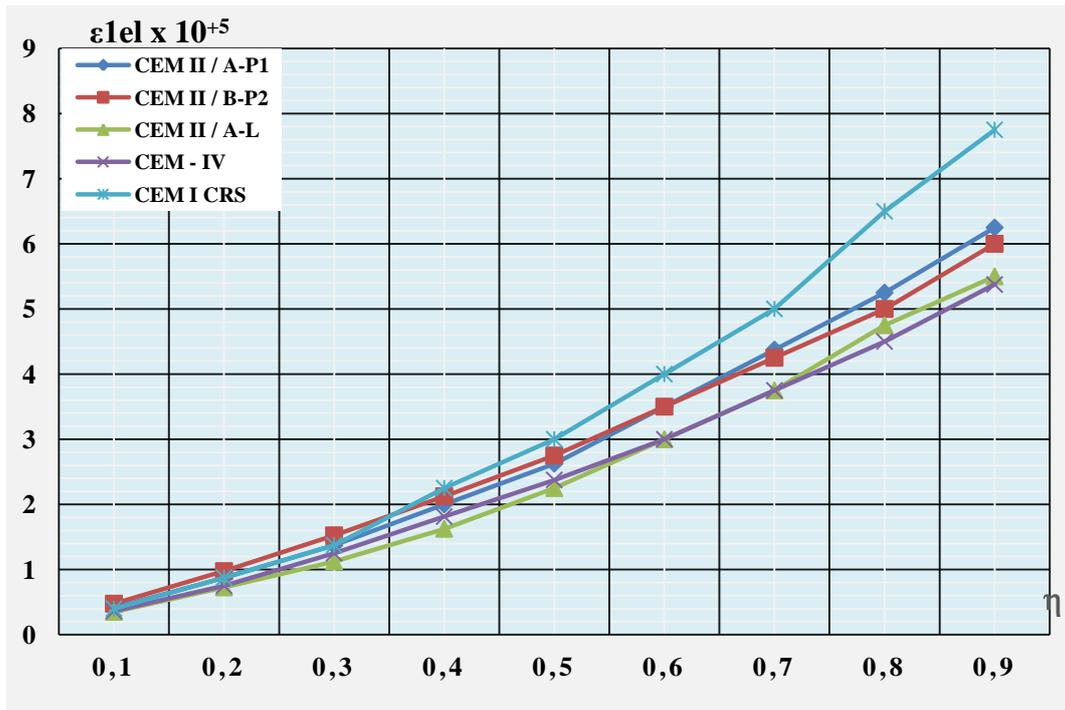


Figure : IV.26: Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton  $\epsilon_{1el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

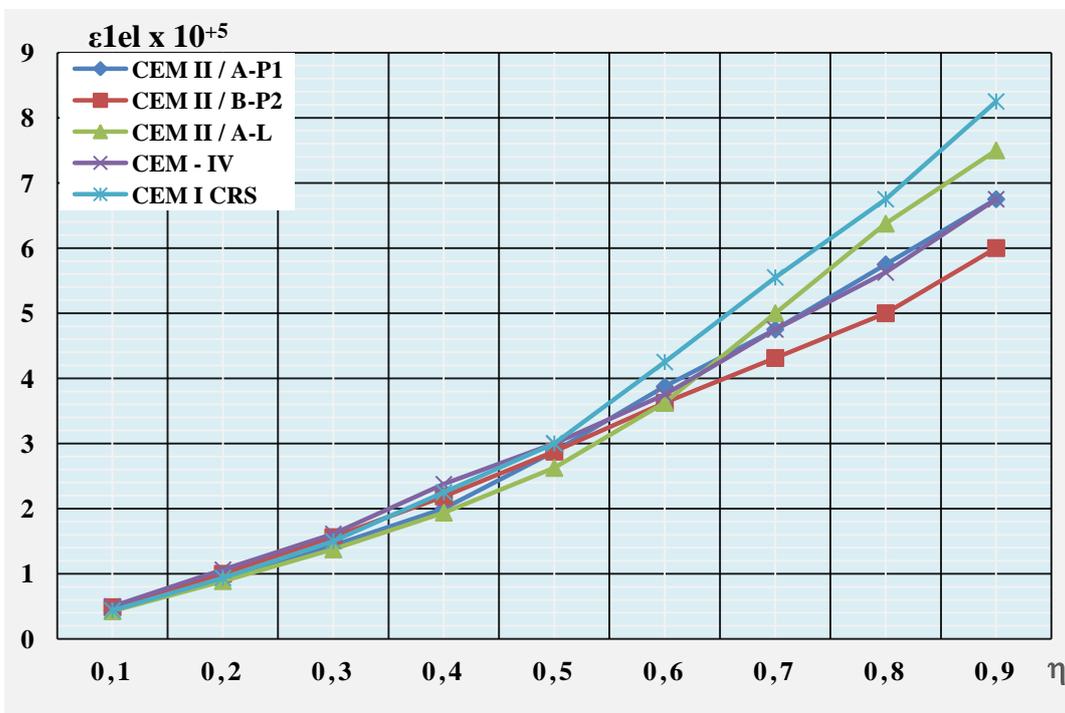
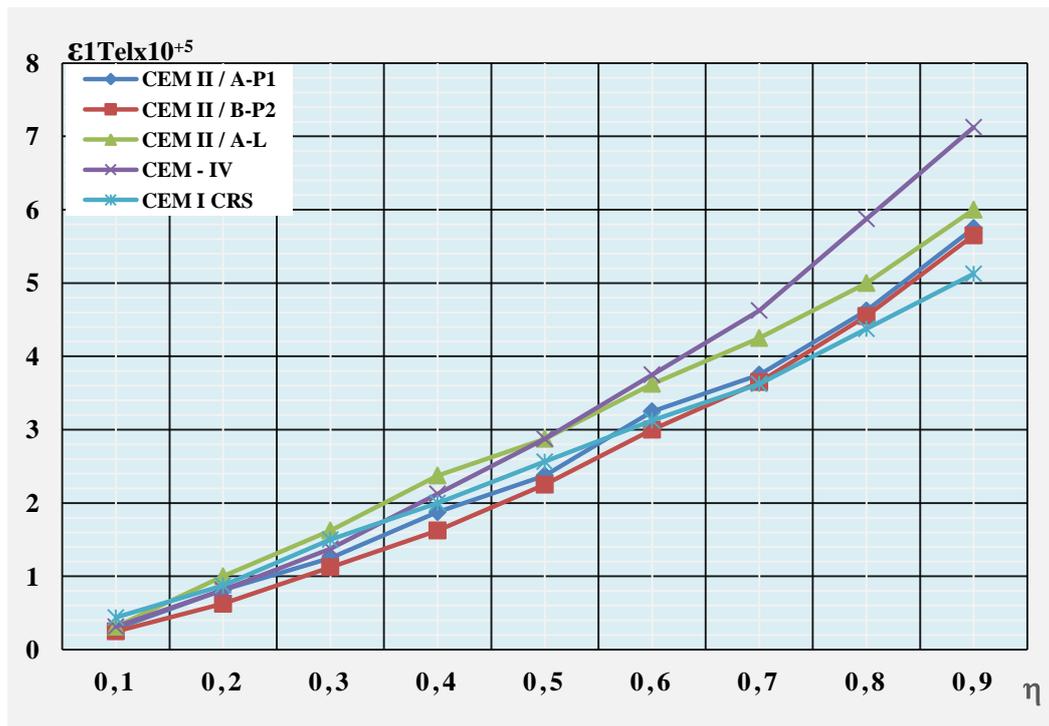


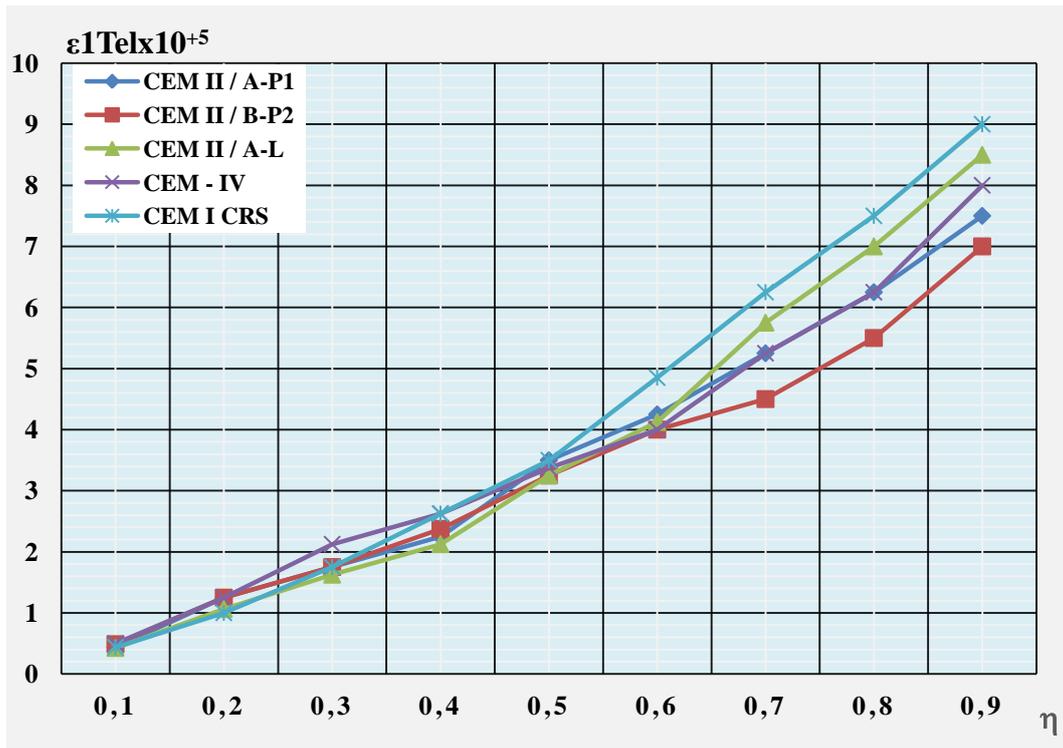
Figure : IV.27: Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton  $\epsilon_{1el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

**IV.4.2.3.6 Déformations élasto-instantanées totales longitudinales  $\epsilon_{1Tel}$  des bétons en fonction des contraintes relatives  $\eta$  :**

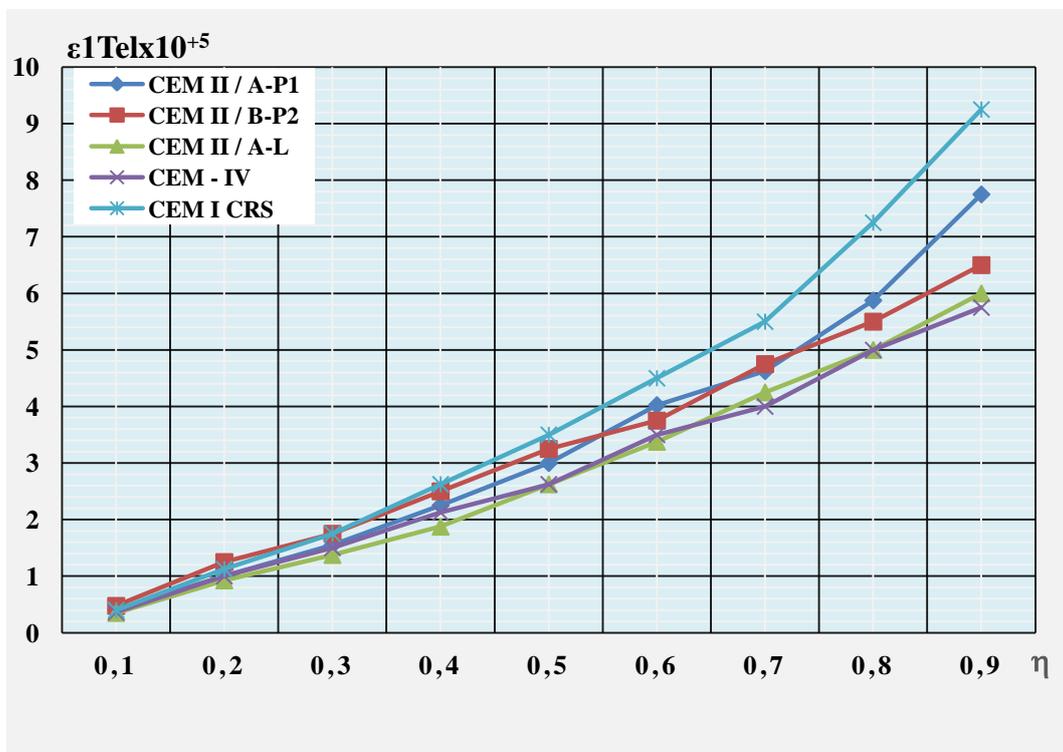
Les figures IV.28 à IV.30 présente la variation des déformations élasto-instantanées longitudinales  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  des bétons prismes pour tous les mélanges étudiés conservées dans les sols agressifs.



**Figure : IV.28:** Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28 jours pour les séries de prismes **CEM II/A-P1, CEM II/B-P2, CEM II/A-L, CEM-IV et CEM I CRS**



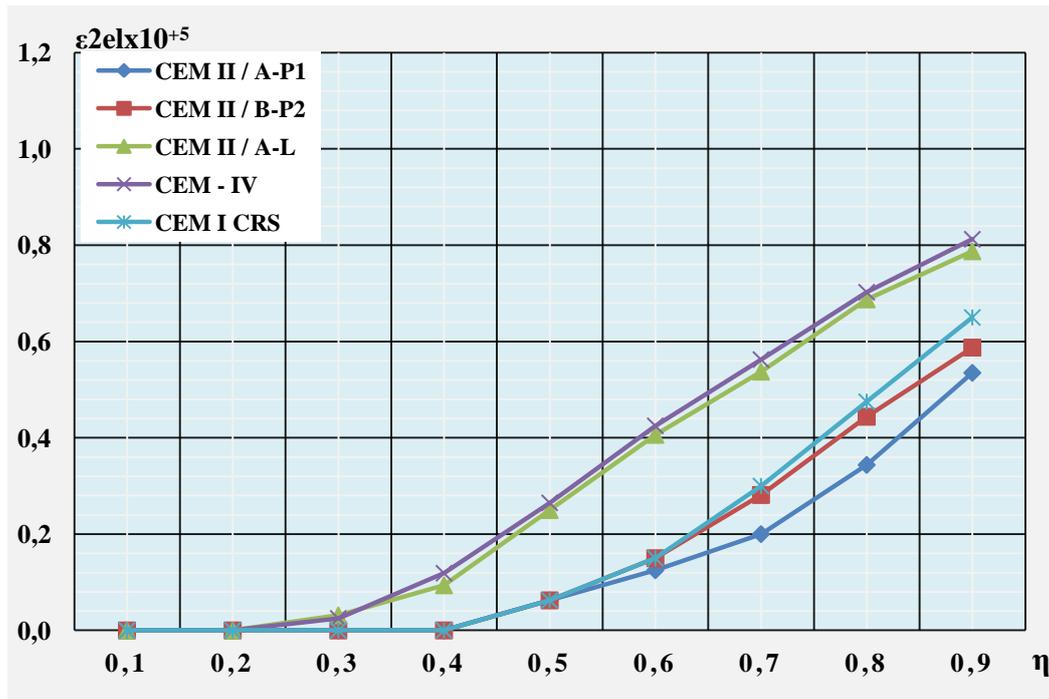
**Figure : IV.29:** Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 180 jours pour les séries de prismes CEM II/A-P1, CEM II/B-P2, CEM II/A-L, CEM-IV et CEM I CRS



**Figure : IV.30:** Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

**IV.4.2.3.7 Déformations élasto-instantanées transversales  $\epsilon_{2el}$  des bétons en fonction des contraintes relatives  $\eta$  :**

Les figures IV.31 à IV.33 illustres la variation des déformations élasto-instantanées transversales  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour tous les bétons prismes pour tous les mélanges étudiés conservées dans l'eau potable.



**Figure : IV.31:** Déformation élasto-instantanées transversales du béton  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28 jours pour les séries de prismes **CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS**

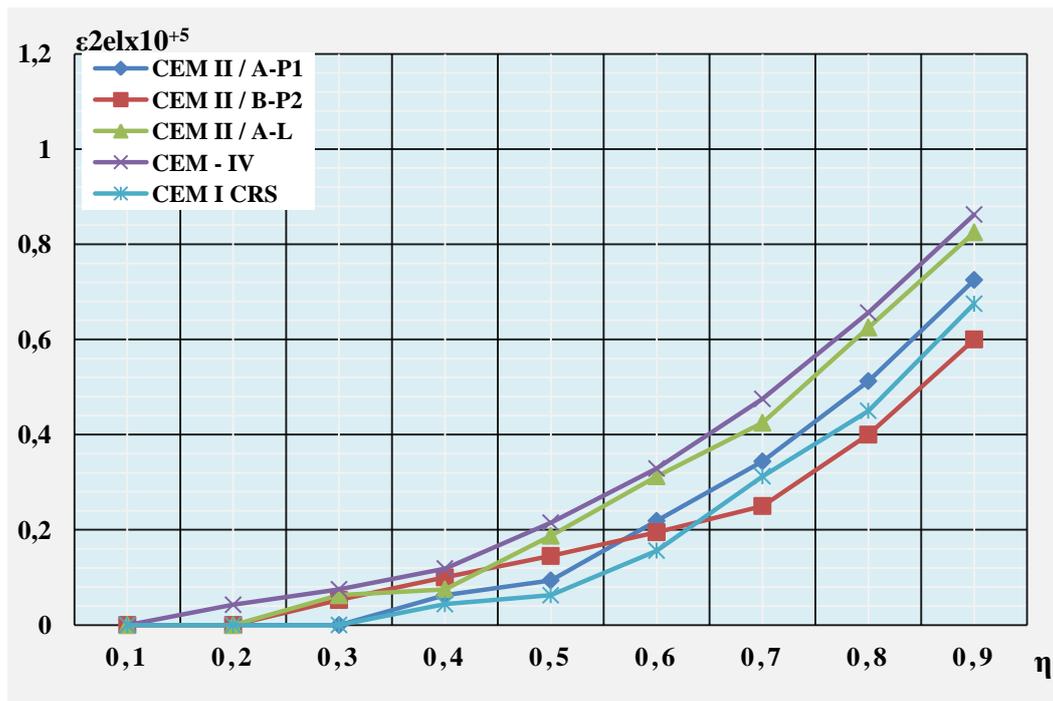


Figure : IV.32: Déformation élasto-instantanées transversales du béton  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 180 jours pour les séries de prismes

CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

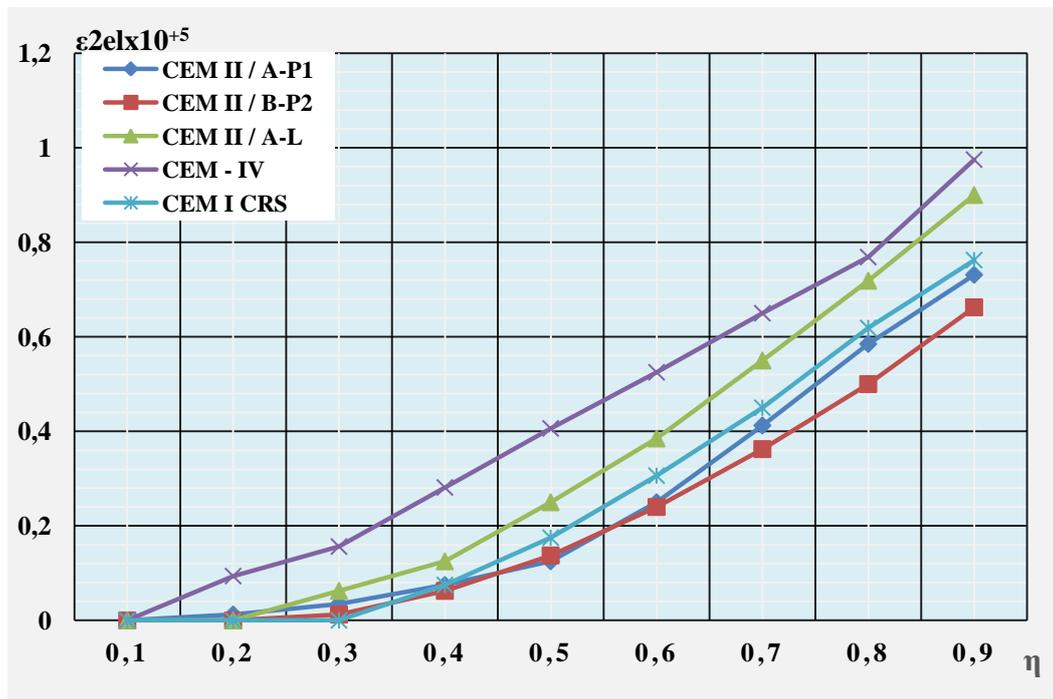


Figure : IV.33: Déformation élasto-instantanées transversales du béton  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2,

CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

IV.4.2.3.8 Déformations élasto-instantanées totales transversales des bétons  $\epsilon_{1Tel}$  des bétons en fonction des contraintes relatives  $\eta$  :

Les figures IV.34 à IV.36 présente la variation des déformations élasto-instantanées transversales  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  des bétons prismes pour tous les mélanges étudiés conservées dans les sols agressifs.

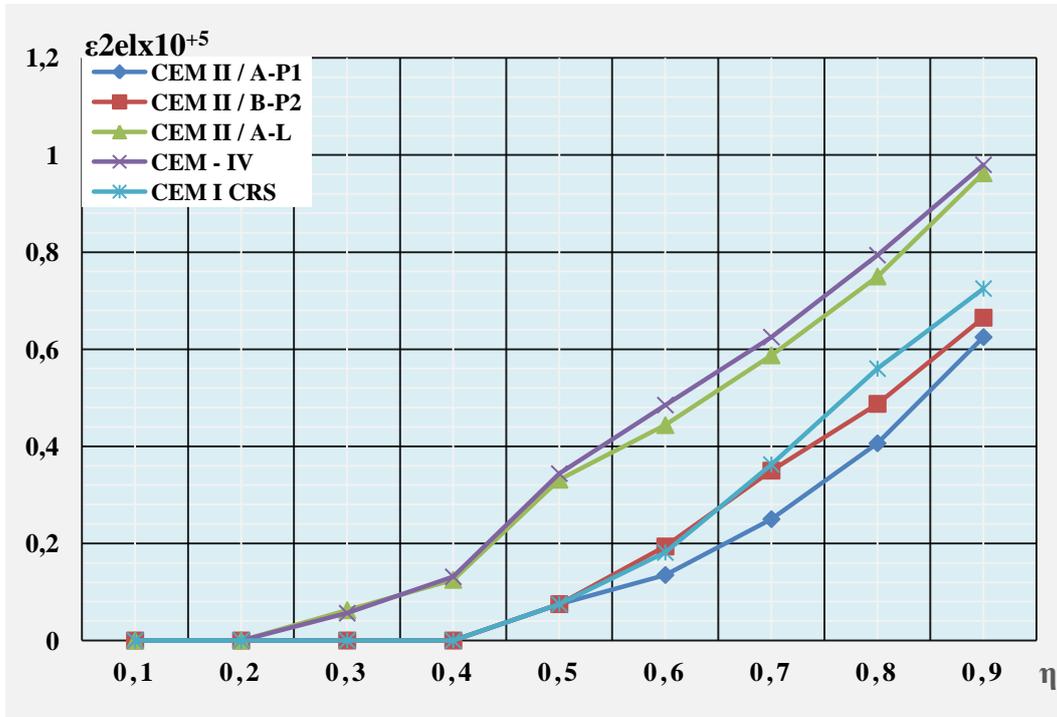


Figure : IV.34: Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton  $\epsilon_{2Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

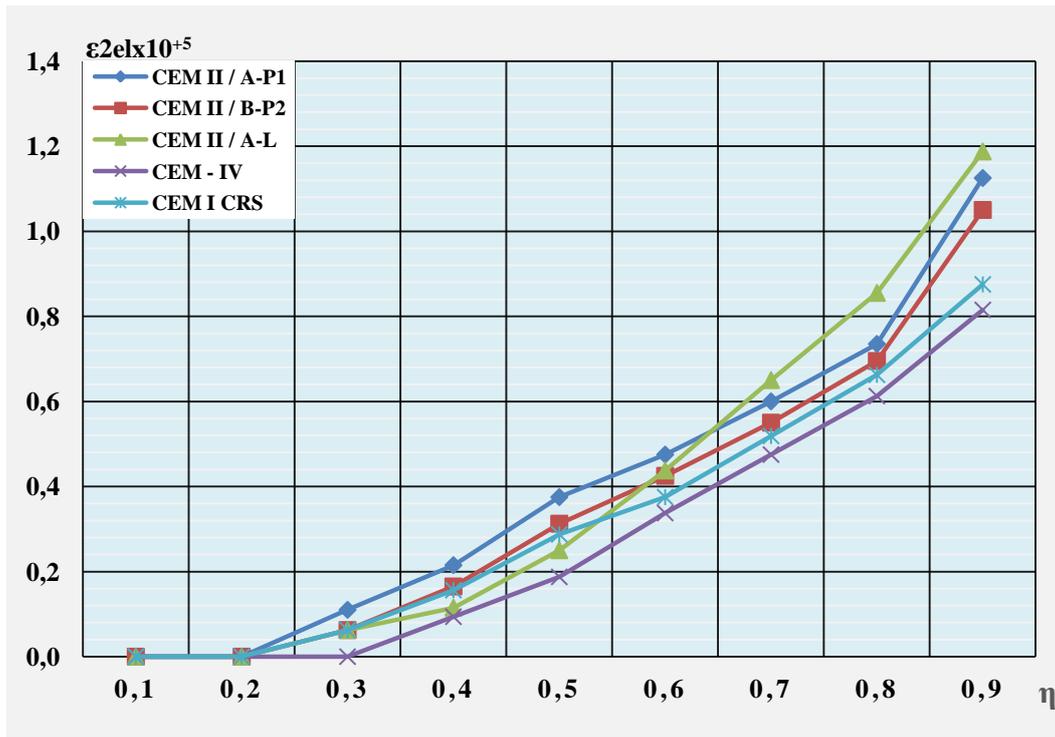


Figure : IV.35: Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton  $\epsilon_{2Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

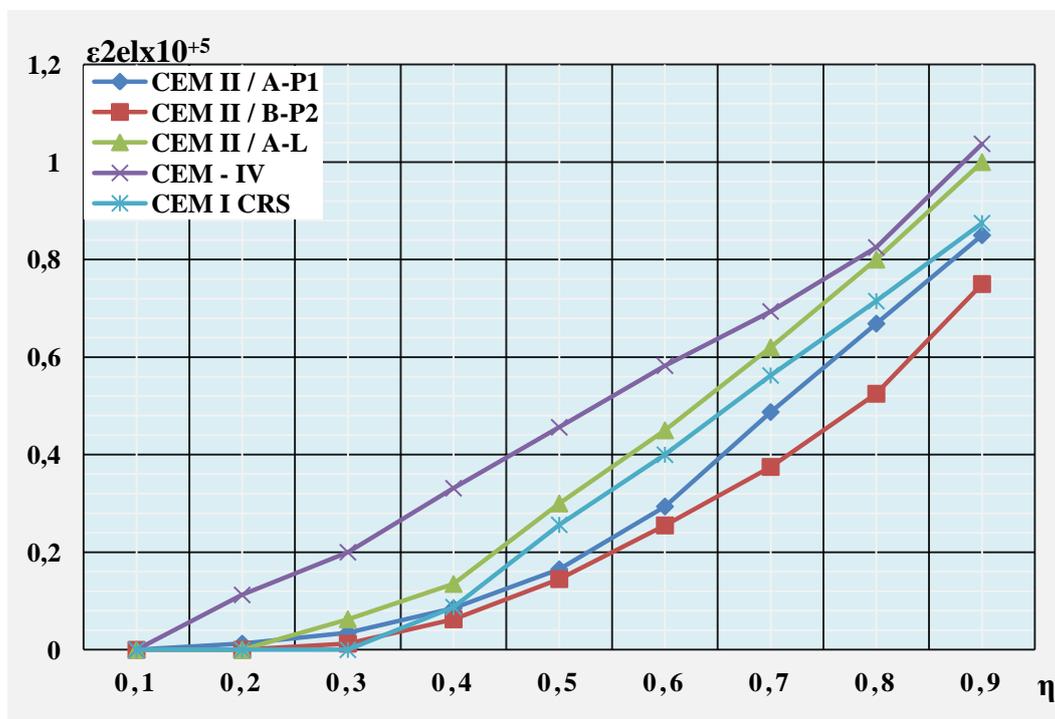
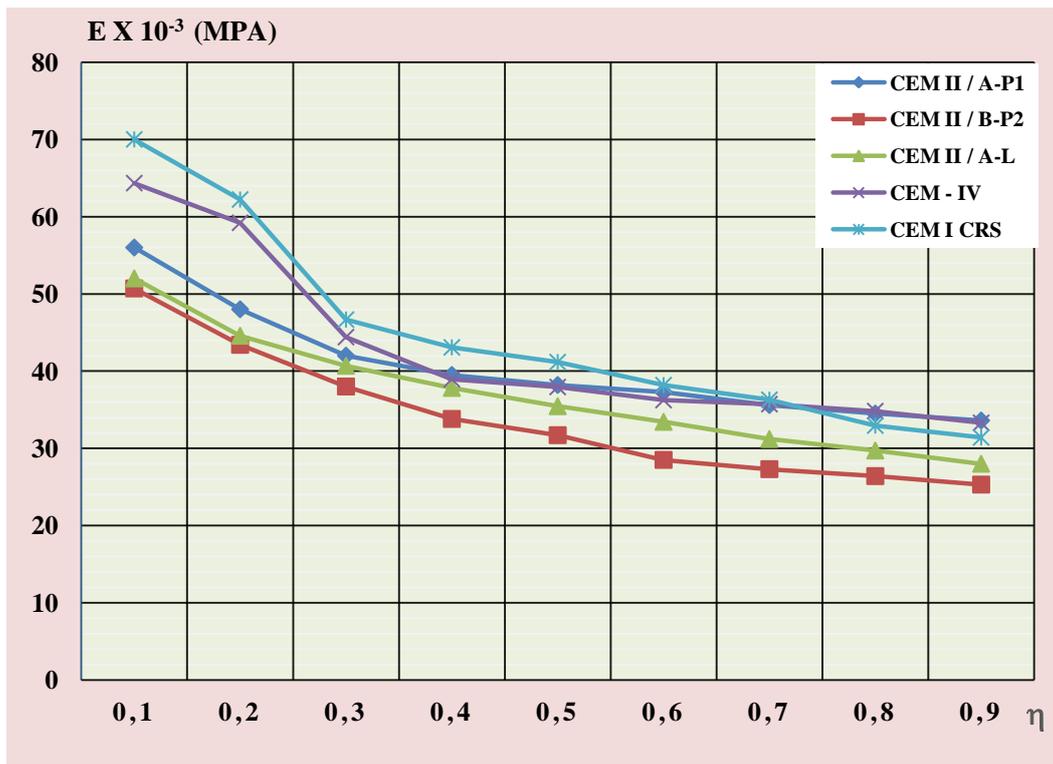


Figure : IV.36: Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton  $\epsilon_{2Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS.

**IV.4.2.3.9 Module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les bétons :**

La variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour tous les bétons étudiés conservés dans l'eau potable est présentée dans les figures IV.37 à IV.42.



**Figure : IV.37:** Module de déformabilité **E** du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28 jours pour les séries de prismes **CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM - IV et CEM I CRS**

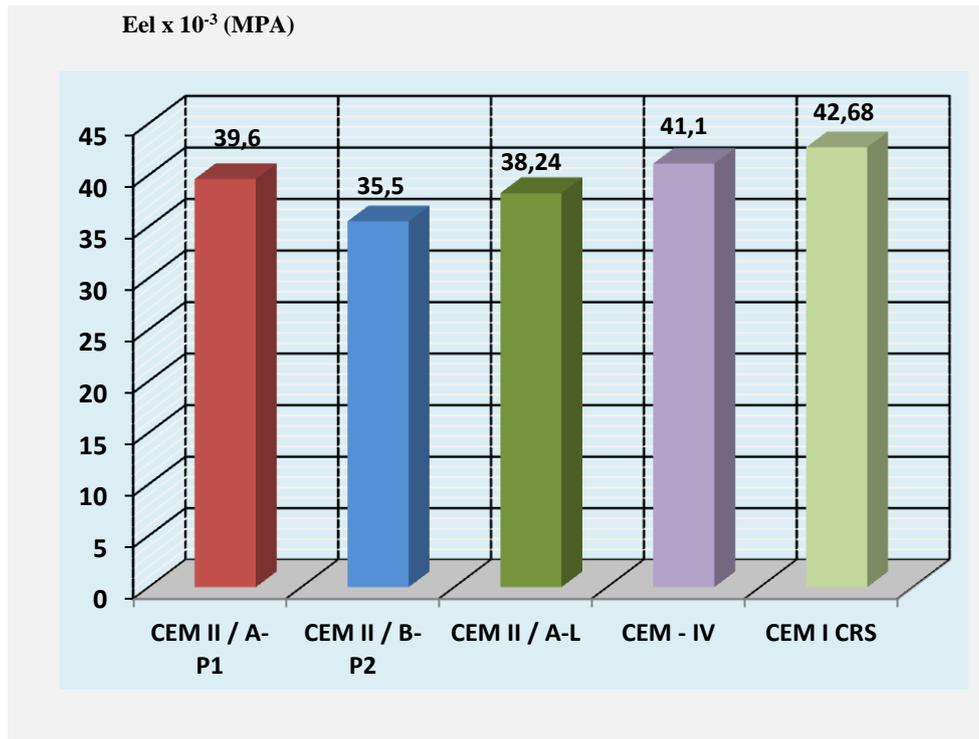


Figure : IV.38: Module d'élasticité E à 28 jours du béton prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

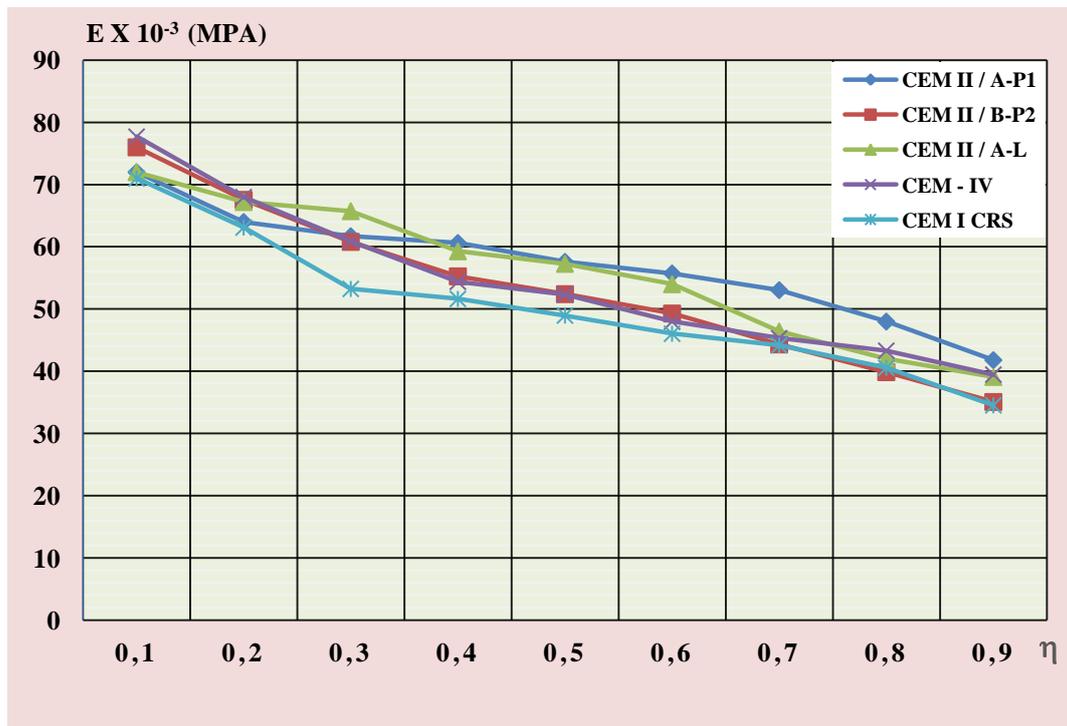


Figure : IV.39: Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives η à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

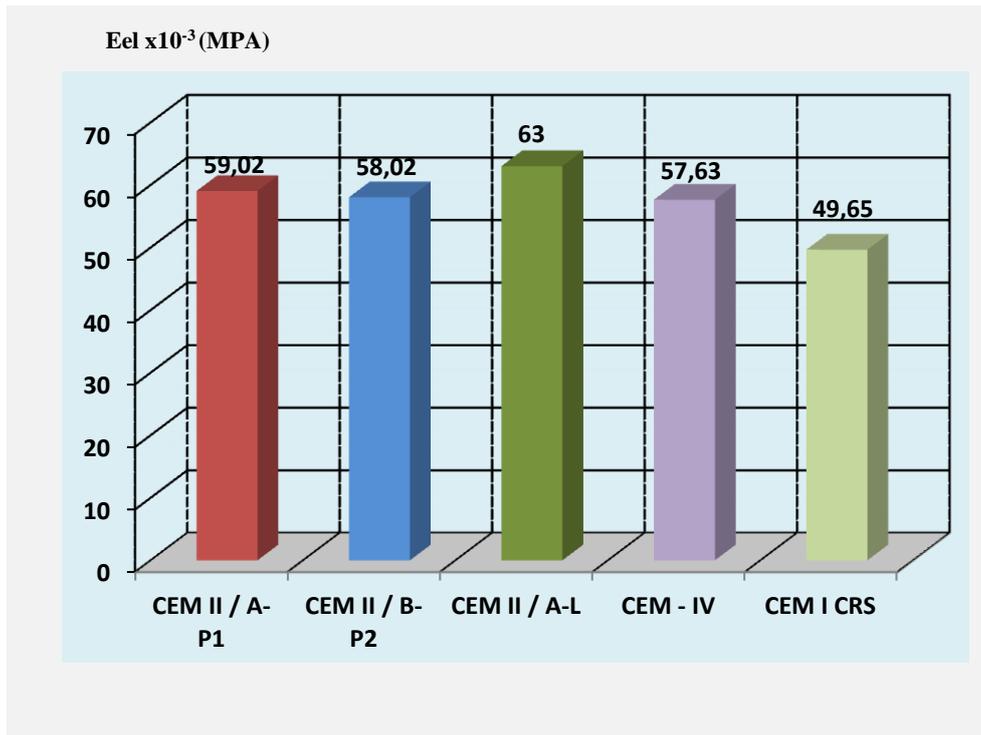


Figure : IV.40: Module d'élasticité E à 180 jours du béton CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

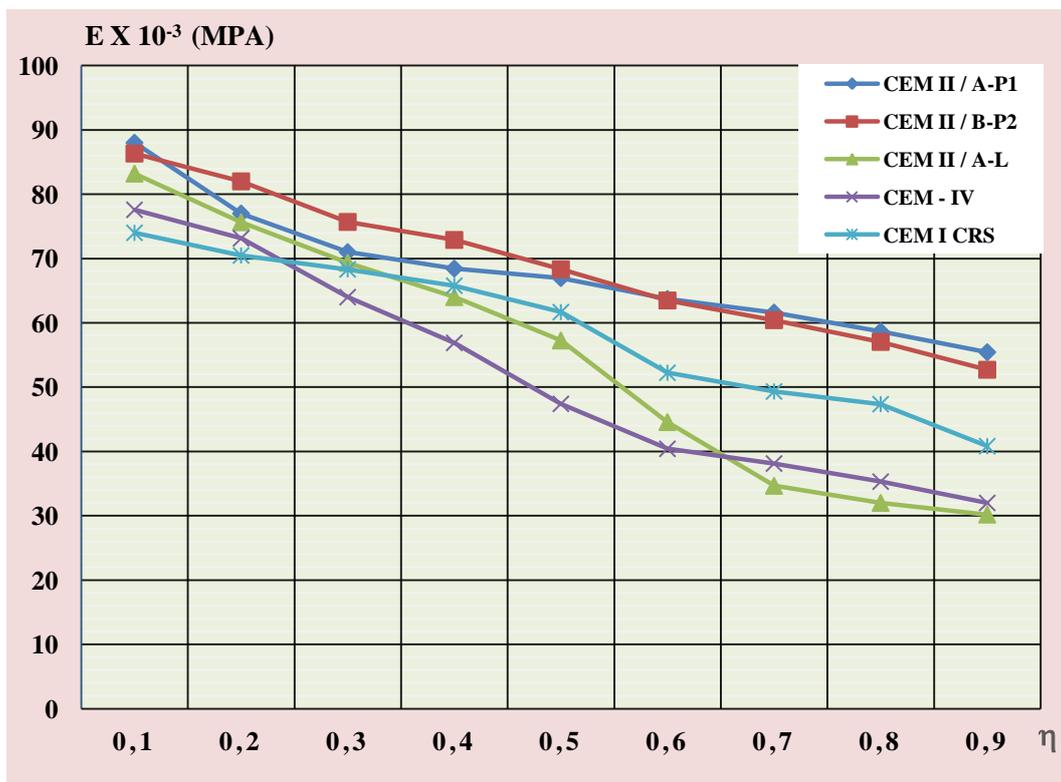


Figure : IV.41: Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

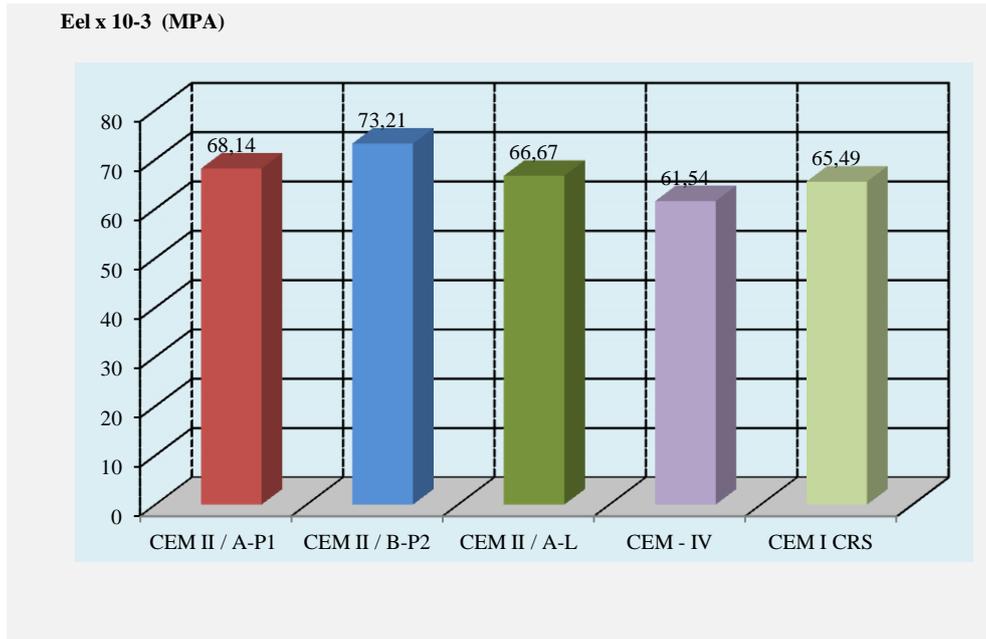


Figure : IV.42: Module d'élasticité E à 360 jours du béton CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

IV.4.2.3.10 Module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les bétons :

La variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour tous les bétons étudiés conservées dans les sols agressifs est présentée dans les figures IV.43 à IV.48.

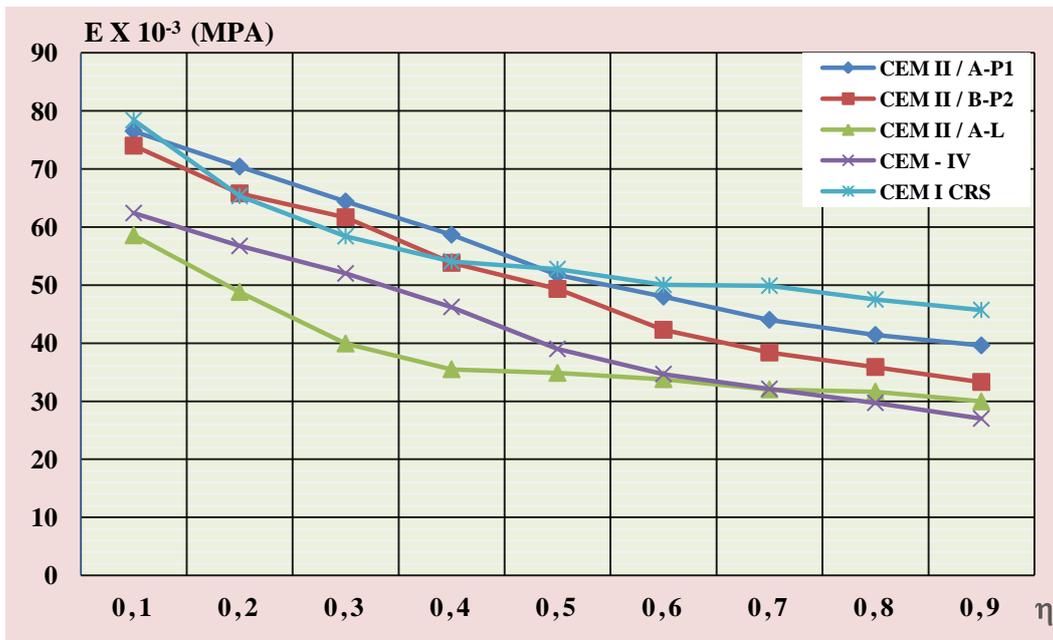


Figure : IV.43: Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 28 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM - IV et CEM I CRS

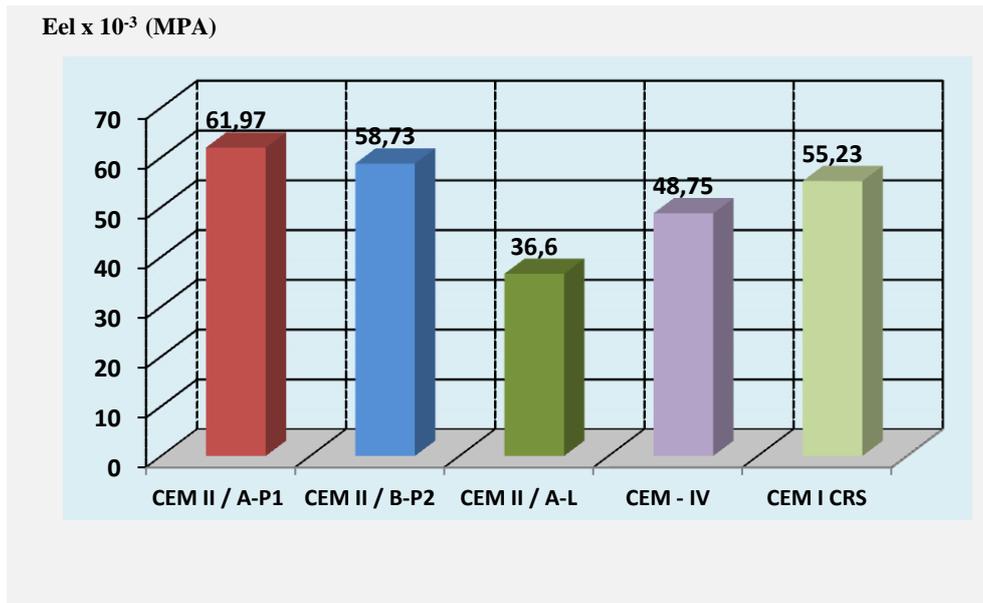


Figure : IV.44: Module d'élasticité E à 28 jours du béton prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

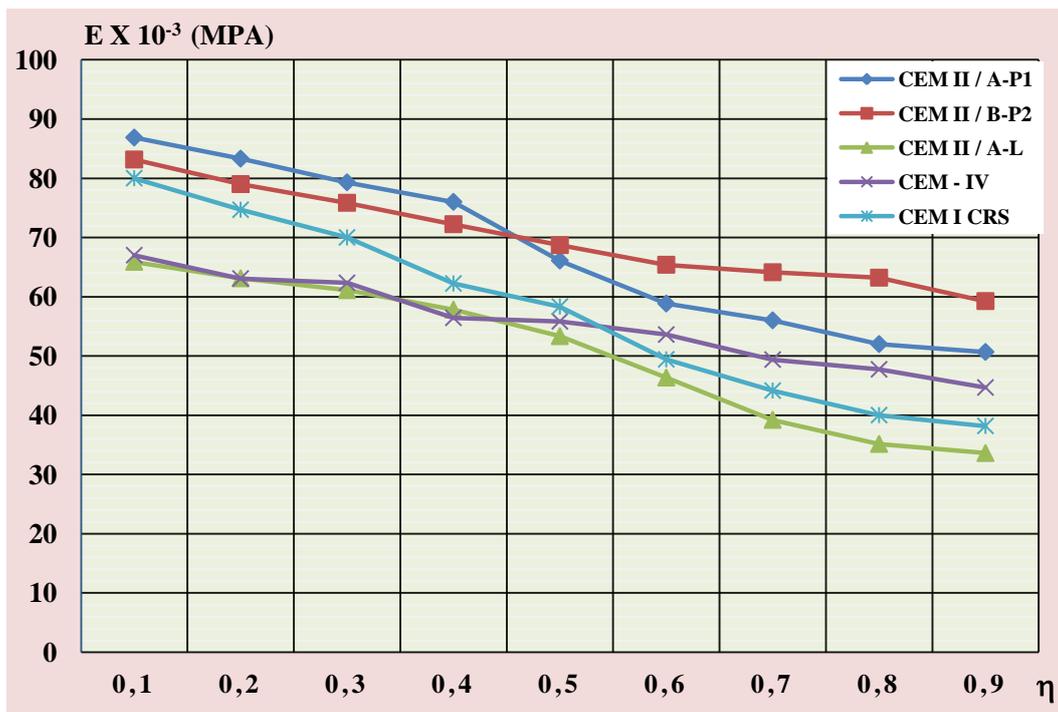


Figure : IV.45: Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  à 180 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

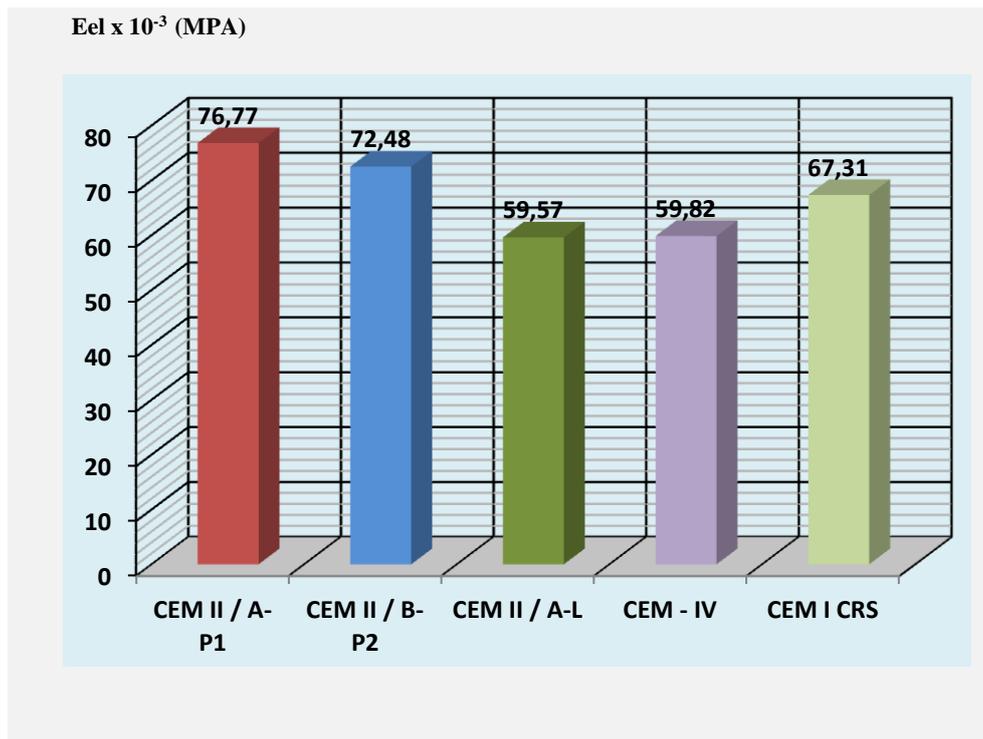


Figure : IV.46: Module d'élasticité E à 180 jours du béton CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

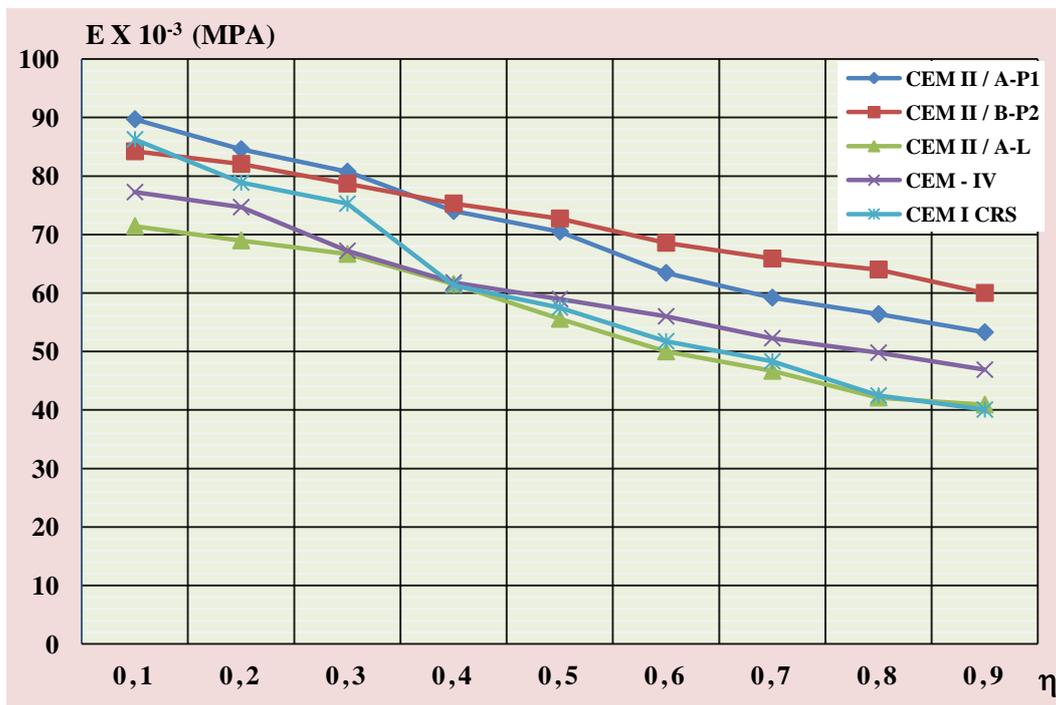


Figure : IV.47: Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives η à 360 jours pour les séries de prismes CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

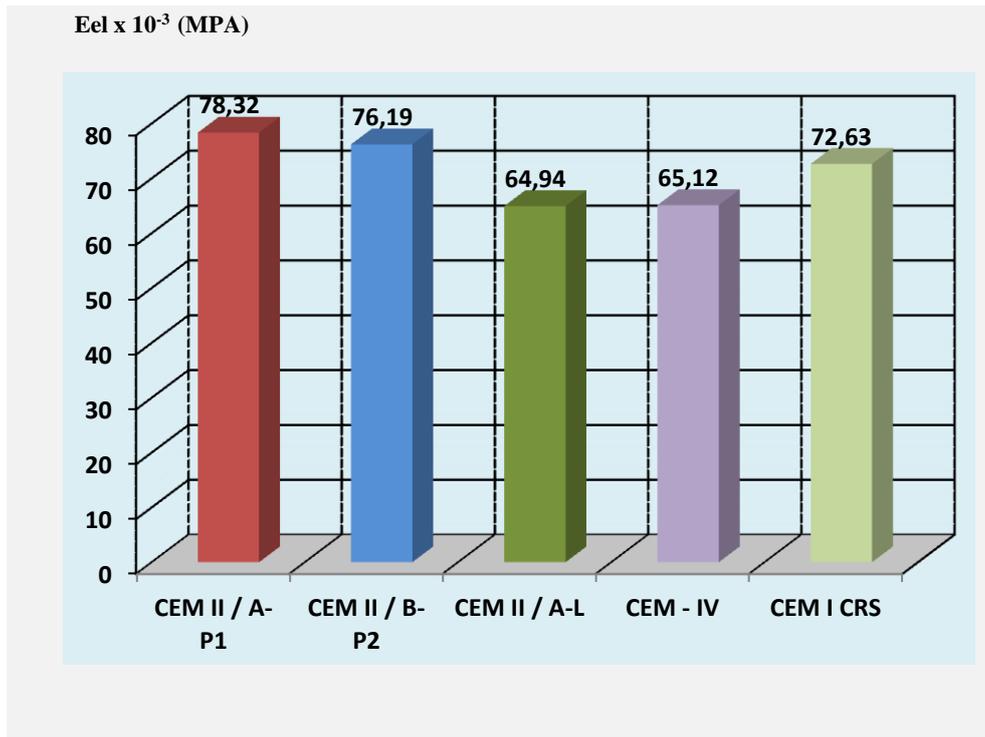


Figure : IV.48: Module d'élasticité E à 360 jours du béton CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, à base de ciment CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

IV.4.2.3.11 Modules élastiques des bétons en fonction du temps:

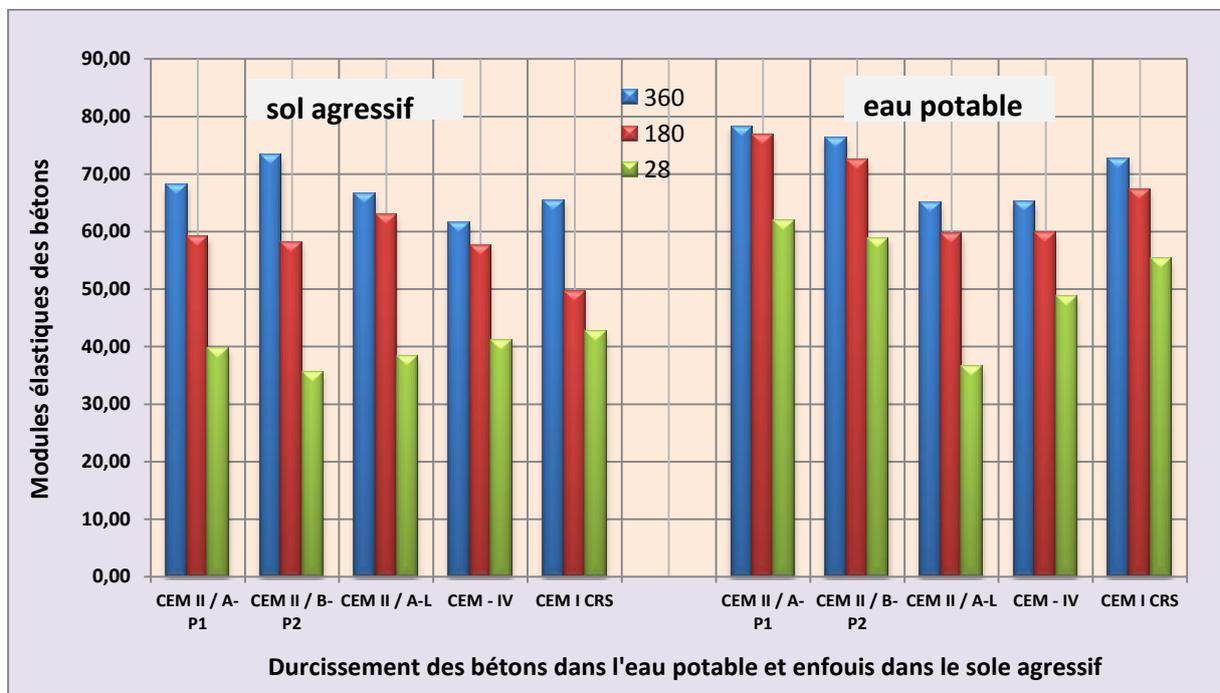


Figure : IV.49: Evolution des modules élastiques des bétons en fonction du temps  
Résistance prismatiques (R<sub>pr</sub>) et cubiques (R<sub>c</sub>) :

IV.4.2.3.12 Résistance mécaniques à la compression cubiques ( $R_c$ ) et prismatiques ( $R_{pr}$ ) des bétons

La figure IV.50 présente la comparaison de la résistance à la compression des éprouvettes cubiques et prismatiques pour tous les mélanges étudiés.

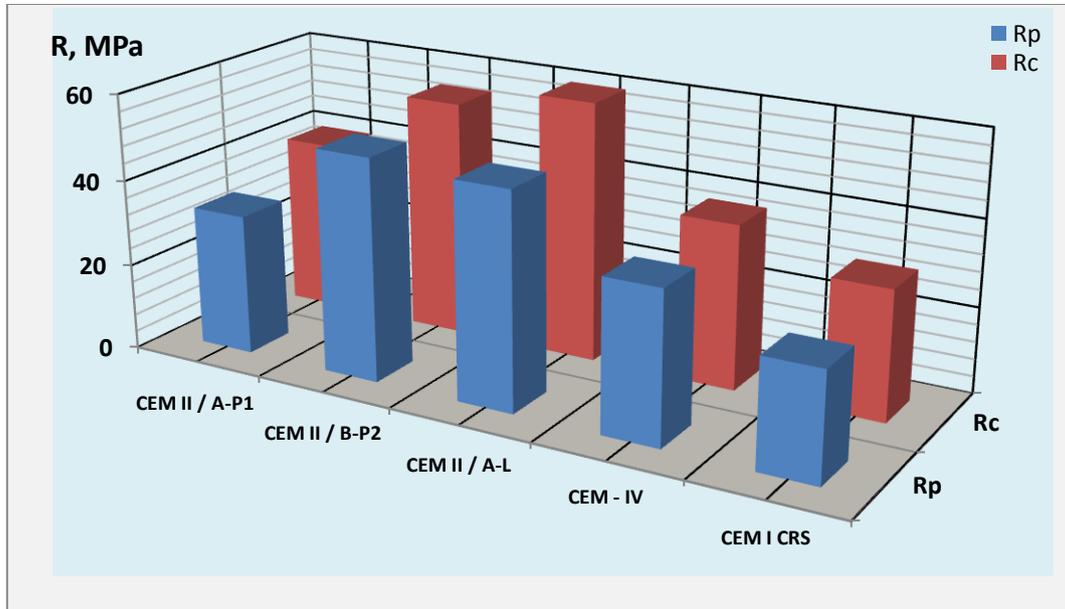


Figure : IV.50: Résistance mécanique à la compression cubiques ( $R_c$ ) et prismatiques ( $R_{pr}$ ) des bétons CEM II / A-P1, CEM II / B-P2, CEM II / A-L, CEM -IV et CEM I CRS

D’après *Mehta* [Mehta,et al, 2006], les premières microfissures aux interfaces mortier/gravier apparaissent déjà pour 30% de la contrainte maximale. Les microfissures sont créées aléatoirement au sein des éprouvettes. Ce caractère aléatoire est lié à l’hétérogénéité des bétons et à l’existence de points durs (les graviers). L’orientation des fissures, quant à elle, est gouvernée par la différence de rigidité de mortier et de gravier.

Lorsqu’on approche de la contrainte maximale, ces microfissures, parallèles à l’axe du chargement, finissent par s’organiser en une ou plusieurs macrofissures, toujours orientées parallèlement à la direction de la sollicitation. Finalement, les fissures macroscopiques s’ouvrent et se propagent, conduisant à la rupture des bétons.

Suivant les résultats des essais des prismes on a construit des graphiques présentant l’évolution de la relation entre le module de déformation du béton à la compression, les déformations élasto-instantanées et relatives totales avec l’augmentation de la contrainte relative.

Les graphes donnent les résultats des essais de trois prismes identiques de chaque série (CEM II/A-L, CEM I (CRS), CEM IV/A, CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>).

Un comportement élastique linéaire (**caractère rectiligne**) était observé entre la contrainte relative et les déformations élasto-instantanées du béton pour ( $\eta=0.1-0.2$ ).

Une relation curviligne était observée entre ( $\eta$ ) et les déformations dans l'intervalle ( $\eta = 0.4-0.9$ ), cela signifie le développement dans le béton des déformations irréversibles.

Dans les **Figures : IV.31, IV.34 et IV.35** distingue :

- Pour des valeurs de  $\eta < 0.2$ , les trois courbes sont presque confondues,
- Pour  $0.2 < \eta < 0.4$ , les trois courbes restent étroitement rapprochées,
- Pour  $\eta > 0.4$ , la courbe **CEM IV/A** changée d'allure et surmonte les autres courbes qui restent proches, en prenant des valeurs de  $\epsilon_{1Tel}$  et  $\epsilon_{1el}$  nettement élevées.

On peut observer que les déformations élasto-instantanées transversales des bétons à base de pouzzolane (**CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>**) conserve dans les sols agressifs sont toujours inférieurs à ceux des bétons témoins. Cela a été attribué à ce phénomène par l'évolution de la microstructure du béton dû à la réaction pouzzolanique qui influe sur l'adhérence entre pâte et granulat.

À travers les figures qui présente les déformations élasto-instantanées totales transversales du béton  $\epsilon_{2el}$  et  $\epsilon_{2tel}$ , on remarque que le béton ordinaire (CEM II / A-L) et CEM IV/A présente des déformations transversales ( $\epsilon_{2el}$ ) et ( $\epsilon_{2tel}$ ) plus élevées que les celles des autres types du béton.

Il faut noter qu'on est resté toujours dans les bétons à base de pouzzolane naturelle (CEM II/A-P<sub>1</sub>, CEM II/B-P<sub>2</sub>) qui peuvent présenter un module d'élasticité « **E** » plus élevé par rapport aux autres types de béton, le béton CEM I (CRS), présente presque le même module d'élasticité. Par contre le béton CEM II / A-L présente le plus bas module d'élasticité.

La pouzzolane exerce une influence remarquable sur l'évolution des déformations élasto-instantanées longitudinales et relatives totales pour une sollicitation de long terme. Les valeurs les plus basses de la déformation relative totale sont propres au béton CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>, dont la macrostructure est très compacte.

Le béton à base de ciment **CEM II/A-L** a développé la plus faible module d'élasticité à toutes les échéances testées et a enregistré une dégradation de résistance quelque soit le

milieu. Nous notons également ces dégradation avec une plus grande proportion des échantillons placés dans des sols agressifs, Ceci est dû à la faible surface spécifique du ciment diminué les résistances mécaniques du béton.

#### IV.4.2.4 Essai de perméabilité:

En 1856 *Henri Darcy* [Darcy H., 1865], a formulé la loi de la vitesse d'écoulement de l'eau dans un corps poreux. Le perméamétrie à l'eau utilisé dans la campagne d'essai est un appareil permettant la mesure du débit d'eau traversant une éprouvette cylindrique en béton de 16 cm de diamètre et 16 cm de hauteur [Bencheik M. et Baali L, 2003] photo IV.2. Les éprouvettes cylindriques 16×16 cm sont obtenues par sciage en deux des éprouvettes 16×32 cm à l'aide d'une scie à béton. Elles sont soumises à une saturation d'eau avant chaque essai.

La perméabilité caractérise l'aptitude du matériau à se laisser traverser par un fluide soumis à un gradient de pression. La perméabilité  $k$  est définie par la loi de *Darcy* [Baron J.,1997].



**Photo IV.2 :** Appareillage d'essai de perméabilité

A cet effet, nous avons étudié la perméabilité de Cinq béton CEM II/A-L, béton CEM IV/A, béton CEM I (CRS), béton avec ajout CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub> à 28,180 et 365 jours.

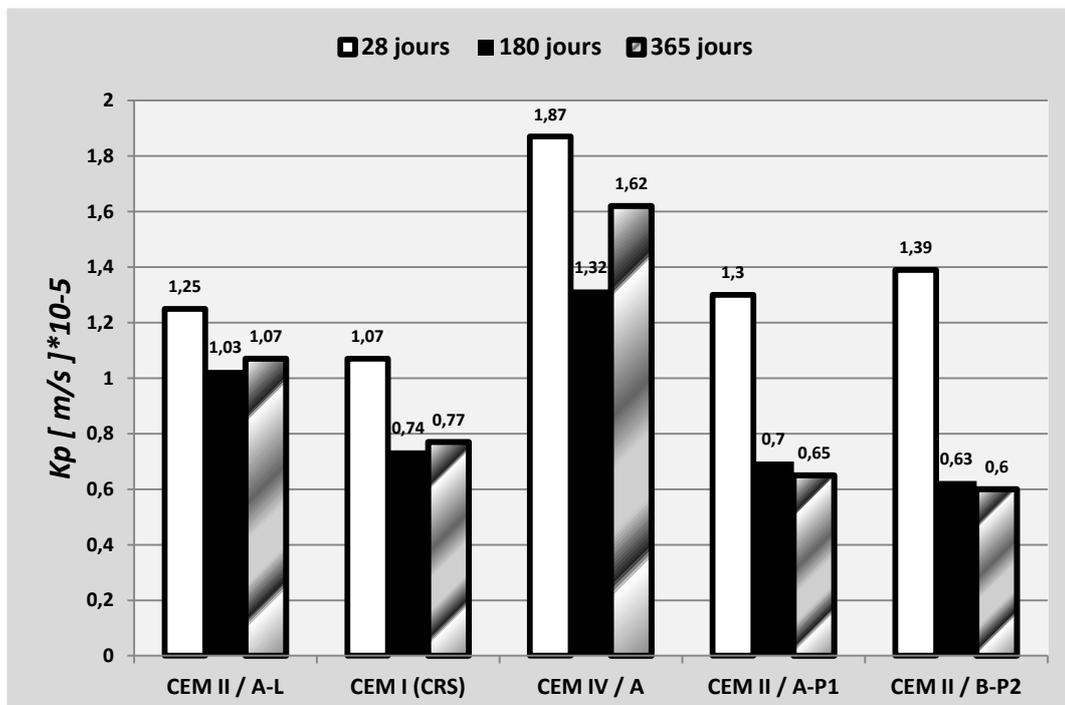
L'essai réalisé dans le cadre de ce travail est appliqué sur des éprouvettes cylindriques (16×16 cm). La durée de l'essai est estimée à **8 heures**, dont la pression est augmentée d'une unité (1 bar) par heure, en commençant par une valeur minimale de **1 bar**. A la fin de l'essai

la pression atteindra **8 bars**. Le coefficient de perméabilité  $K_P$  est calculé à partir de la formule de Darcy

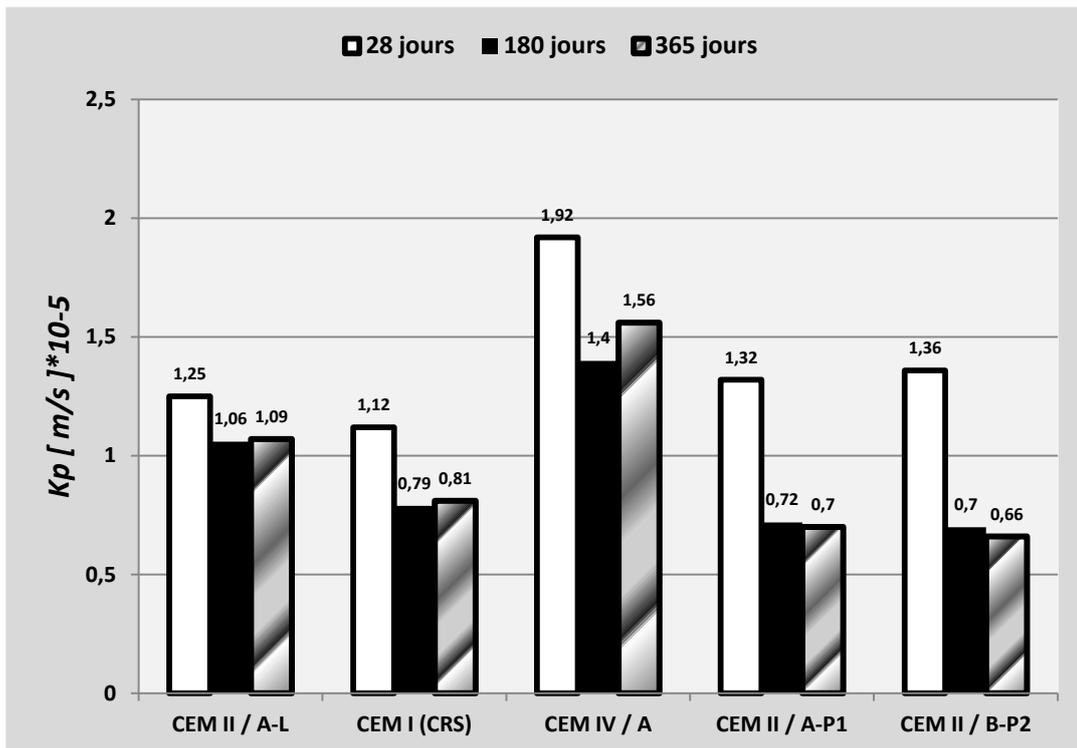
**Tableau IV.11:** Résistances mécaniques à la perméabilité des bétons.

Type de ciment	Sol agressif			Eau potable		
	28 j	180 j	360 j	28 j	180 j	360 j
CEM II / A-L	1.25	1.06	1.09	1.25	1.03	1.07
CEM I (CRS)	1.12	0.79	0.81	1.07	0.74	0.77
CEM IV / A	192	1.4	1.56	1.87	1.32	1.62
CEM II / A-P <sub>1</sub>	132	0.72	0.7	1.3	0.7	0.65
CEM II / B-P <sub>2</sub>	136	0.7	0.66	1.39	0.63	0.6

La mesure de la perméabilité des bétons dépend fortement des paramètres d'essai tel que la pression de mesure, le type de séchage et plus important encore l'état de saturation du béton. On doit les maîtriser avant de faire une étude quelconque de la perméabilité. Les valeurs du coefficient de perméabilité des bétons en fonction du temps sont illustrées sur les **figures IV.51 et IV.52**.



**Figure IV.51** Variation du coefficient de perméabilité du béton en fonction du temps et du type de ciment immergé dans l'eau potable



**Figure IV.52** Variation du coefficient de perméabilité du béton en fonction du temps et du type de ciment placé dans le sol agressif

Après une année, afin d'évaluer la durabilité et le comportement mécanique des bétons étudiés, nous avons placé les éprouvettes dans deux environnements différents et d'après les figures IV.51 et IV.52, on constate que :

La résistance à la perméabilité des échantillons placés dans le sol est légèrement réduite par rapport aux échantillons immergés dans l'eau, Cela est dû à la présence carbonate de calcium dans le sol.

L'analyse des résultats des essais de perméabilité quelque soit le milieu montre que à l'âge à 28 jours le béton à base de ciment avec ajout de pouzzolane de proportion ( 20% ,30%) présenter un coefficient de perméabilité plus élevé que le béton de référence, par exemple nous remarquons qu'il y a une augmentation de la perméabilité des bétons pouzzolanique par rapport au béton témoin (CEM II/A), de 3,84 % et de 11,20% avec l'augmentation du pourcentage du pouzzolane de 20 % à 30 % respectivement.

Ainsi on constate qu'après 28 jours que tous les types de béton étudiés soit pour le béton à base de ciment sans ajout ou bien avec ajout ont présente une diminution du coefficient de

perméabilité  $K_p$ , ceci montre que le degré d'interconnexion des pores dépend au degré d'avancement d'hydratation dans le temps.

Le béton à base de CRS a développé des résistances de perméabilité meilleures par rapport aux autres bétons (CEM II/A-L, CEM IV/A, CEM II/A-P<sub>1</sub> et CEM II/B-P<sub>2</sub>) et cela pour le rapport E/C constant. En comparant les différents environnements, on constate que les éprouvettes conservées dans sol agressive présentent des résistances de perméabilité diminuées par rapport à celles conservées dans l'eau potable.

Selon la **figures IV.51 et IV.52**, on peut constater que le béton de ciment CRS est le moins perméable par rapport au béton ordinaire (CEM II/A-L). Cela est attribué à l'effet de remplissage et à l'amélioration de la compacité par la formation des hydrates grâce à l'activation mécanique de la finesse de mouture.

À 180 jours, l'addition de 30% pouzzolane a réduit la perméabilité à l'eau de l'ordre de 38.31% par rapport au béton ordinaire. L'augmentation considérable de la durabilité à travers la perméabilité à l'eau du béton à base d'un ciment pré mélangé à la pouzzolane broyée par rapport au béton ordinaire s'explique par une plus fine répartition des pores, mais la réduction de la perméabilité à l'eau peut également être due à une meilleure liaison mortier/gravier. La perméabilité à l'eau des bétons se diminue avec l'augmentation du taux de substitution en pouzzolane. Cela est dû essentiellement à la diminution de la porosité de ces bétons

Le béton à base de ciment CEM IV/A à développer la perméabilité à toutes les échéances testées et a enregistré une augmentation de la perméabilité quelque soit le milieu, voir **photo IV.3**. Nous notons également ces augmentations avec une plus grande proportion des échantillons placés dans des sols agressifs. Ceci explique la faible activation mécanique de la finesse de mouture.



**Photo IV.3:** La perméabilité du béton placé dans le sol (commune de Lioua)

#### **On conclue que :**

L'augmentation considérable de la résistance et de la durabilité des bétons contenant de la pouzzolane par rapport aux bétons sans addition, s'explique généralement par une plus fine répartition des pores. Bien que la porosité globale ne soit pas relativement plus faible, la perméabilité des bétons contenant des pouzzolanes est fortement réduite, car il y a moins de gros pores dans la pâte de ciment durcie [HERMANN K., 1975].

Puisque que la résistance à la compression est liée à la valeur du rapport E/C, il existe une relation très nette entre la résistance à la compression et la perméabilité à l'eau. Il a été observé que la perméabilité décroît lorsque la résistance mécanique des bétons croît [PICANDET V., 2001].

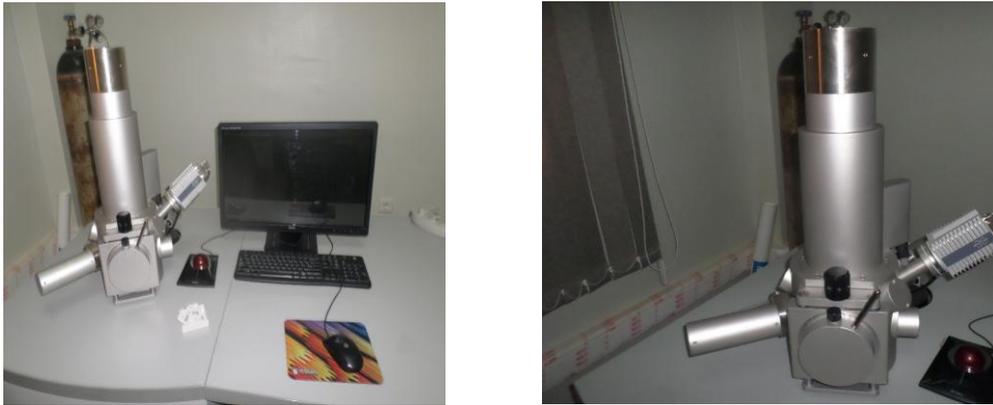
La réduction de la perméabilité est assurée par l'utilisation des ajouts pouzzolaniques, qui devient un facteur majeur dans l'amélioration de la durabilité du béton exposé aux sulfates dans les sols agressifs. Les essais de laboratoire ainsi que les tests in situ montrent que la plupart des pouzzolanes naturelles améliorent la résistance de béton contre l'attaque des sulfates quand elles sont utilisées comme remplacement partiel.

#### **IV.5 ETUDE DU MEB SUR LES BETONS :**

Pour examiner la zone de transition inter faciale à 180 et 365 jours des bétons CEM II / A-L, CEM I CRS, CEM IV / A, CEM II / A-P1 et CEM II / B-P2, nous avons procédé à des différents grossissements à partir d'un microscope électronique à balayage (MEB). Les analyses ont été faites au laboratoire de *l'université de Biskra*.

Le microscope électronique à balayage utilisé pour ce travail est un *JEOL JSM – 6390 LV équipé* d'une microsonde pour l'analyse en sélection d'énergie **Photo IV.4**. La tension

d'accélération appliquée est de  $20\text{ keV}$  pour l'imagerie et pour la micro-analyse (EDS).



**Photo IV.4 :** Microscope électronique à balayage de l'université de Biskra

#### IV.5.1 Analyse des observations par Microscope Electronique à Balayage (MEB) :

Le microscope électronique à balayage (**MEB**) joue un rôle important dans l'examen d'échantillons de béton au niveau micro-structure. Au niveau macro, deux phases sont observées dans le béton, à savoir la phase d'agrégat et la phase de pâte de ciment, tandis qu'en examen de microstructure, une nouvelle zone, appelée zone de transition interfaciale ou ITZ, est également observée [Mehta et Monteiro, 2006]. ITZ est la zone la plus faible et il devient donc extrêmement important d'examiner attentivement cette zone afin d'expliquer les propriétés mécaniques du béton qui seraient autrement très difficiles à expliquer (par exemple, la résistance à la compression du béton). La microstructure du béton est hétérogène et très complexe à comprendre. Le **CSH** est la phase la plus importante de la matrice ciment-agrégat et plusieurs facteurs qui influencent le comportement mécanique des phases du **C-S-H**, tel que la taille, la forme, la distribution et la concentration des particules, la composition des phases, l'orientation des particules dans la matrice.

Après la première et la dernière échéance, des analyses des échantillons du CEM II / A, CEM I CRS, CEM IV / A, CEM II / A-P1 et CEM II / B-P2, sous microscope électronique à balayage ont été effectuées afin d'obtenir des images **MEB** (micrographies) de tous les mélanges dans les différents environnements.

L'analyse des photos par **MEB** est effectuée en supposant que la partie sombre est vide.

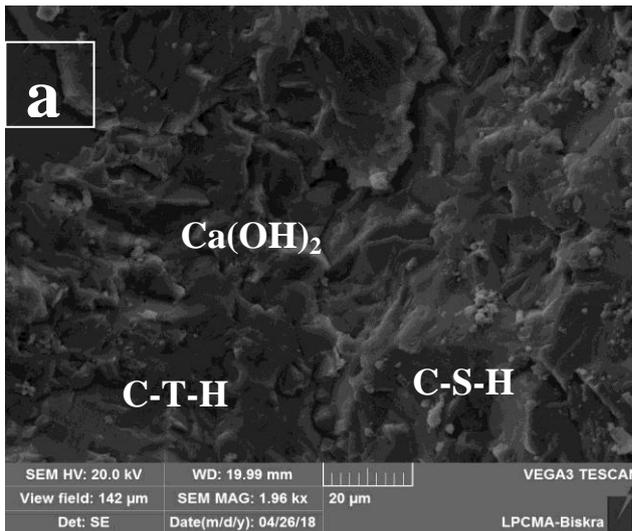
De plus, les cristaux de  $CH$  ou de  $Ca(OH)_2$  (portlandite) sont supposant être de cristaux de morphologie à prisme hexagonal, alors que l'agrégat de petite cristaux fibreux dans les images représente un gel (la pâte  $C-S-H$ )

Les mécanismes d'hydratation de  $C_3S$  et  $C_2S$  donnent naissance à la portlandite et les silicates de calcium hydratés qui sont majoritairement responsable de la cohésion de la pâte de ciment. Dans les bétons, les  $CSH$  des produits d'hydratation internes ressemblent beaucoup plus à une phase compacte ayant une apparence amorphe, la portlandite n'est pas en empilement de gros cristaux hexagonaux, et l'ettringite n'est pas en longues aiguilles.

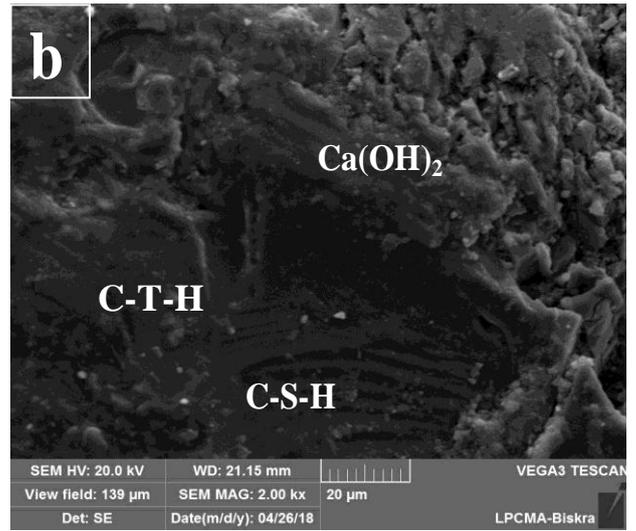
Le spectre  $EDS$  de cet échantillon qui contient ces cristaux en aiguilles indiquait qu'il s'agissait d'ettringites  $C_6AS_3H_{32}$ , qui détectaient les éléments  $AL$ ,  $S$ ,  $Ca$  et  $O$ .

L'ettringites se transforme finalement en monosulfate hydraté  $C_4ASH_{18}$  échantillon des bétons à 180 jours, CEM II / A-L, CEM I (CRS), et CEM IV / A, et les même bétons à 365 jours, qui forme des cristaux à plaques hexagonales. La présence du monosulfate hydraté dans le béton de ciment Portland rend le béton vulnérable aux attaques sulfatiques [Mehta et Monteiro, 2006].

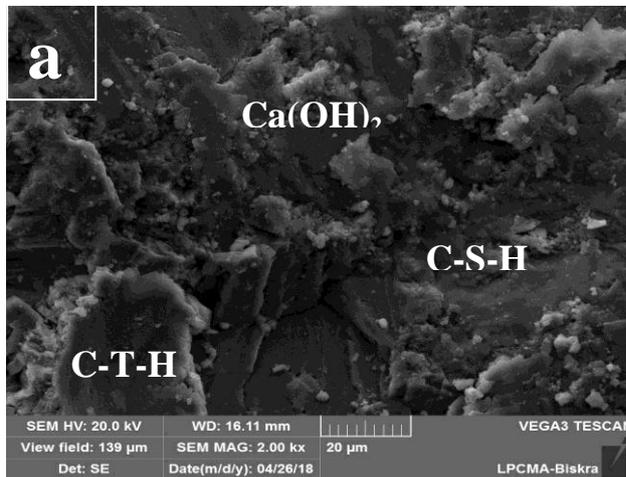
La **figure IV.53** présente les observations au microscope électronique à balayage des bétons de CEM II / A-L, CEM I CRS, CEM IV / A, CEM II / A-P1 et CEM II / B-P2, dégradées après **180 jours** conservées dans deux milieux ; dans l'eau potable et dans un sol agressif.



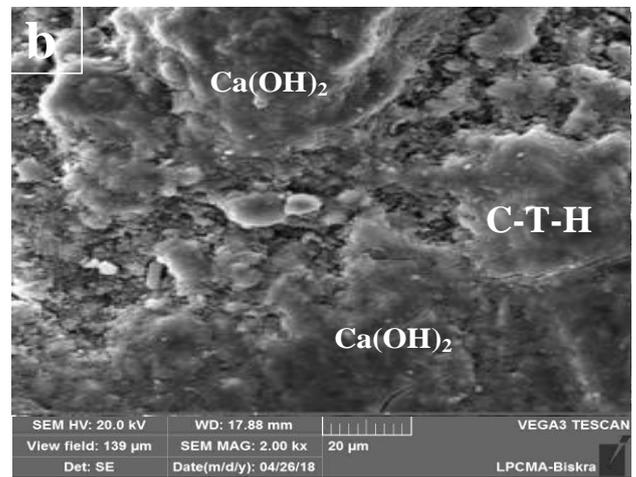
(CEM II/B-P2)



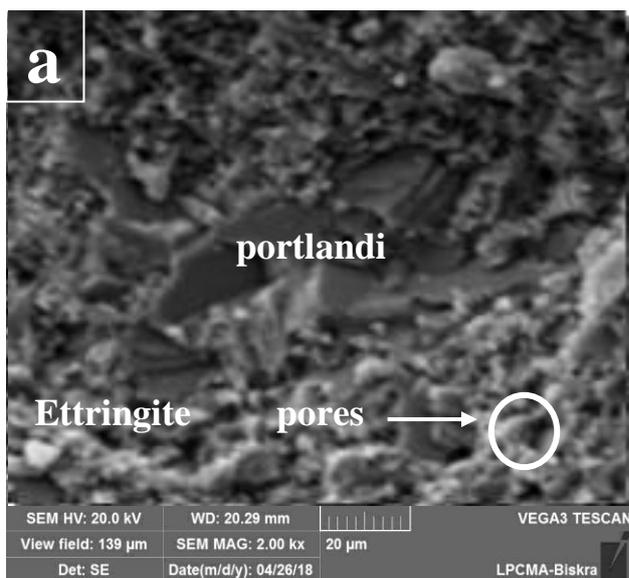
(CEM II/B-P2)



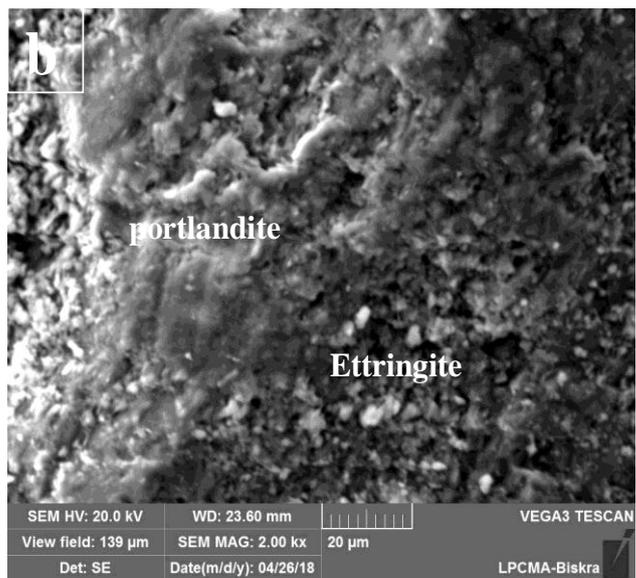
(CEM II/A-P1)



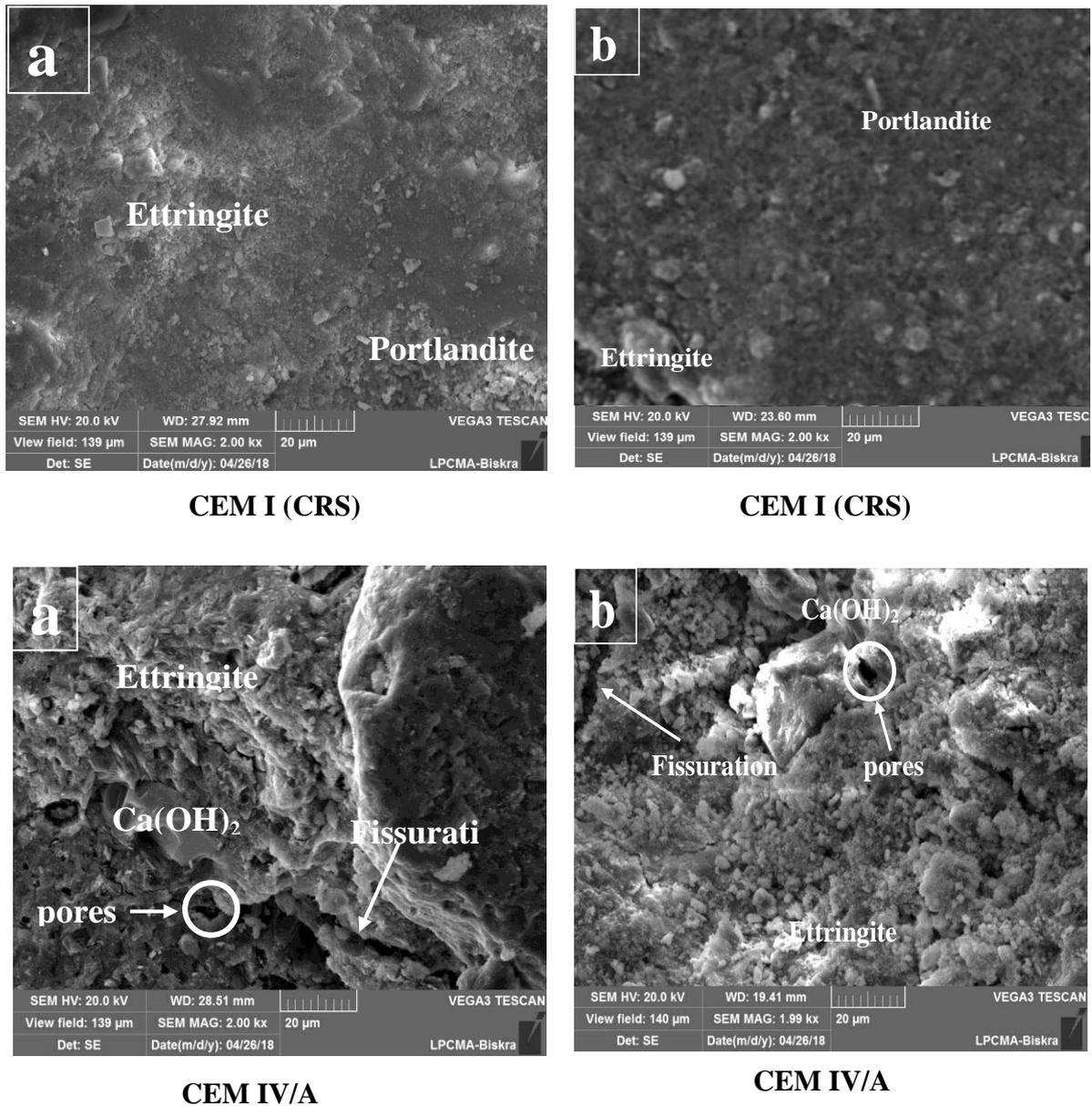
(CEM II/A-P1)



CEM II/A-L 42,5

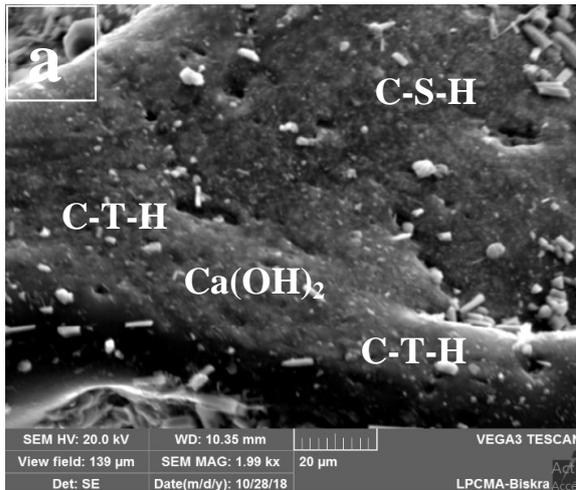


CEM II/A-L 42,5

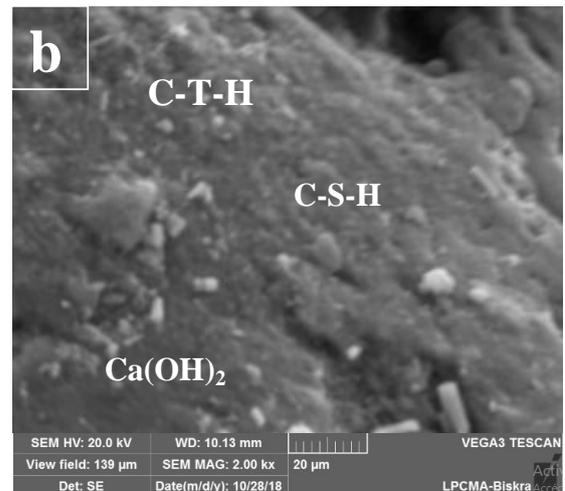


**Figure IV.53:** Observation au MEB de la microstructure interne des éprouvettes des bétons conservées dans deux milieux (a) l'eau potable (b) sol agressif

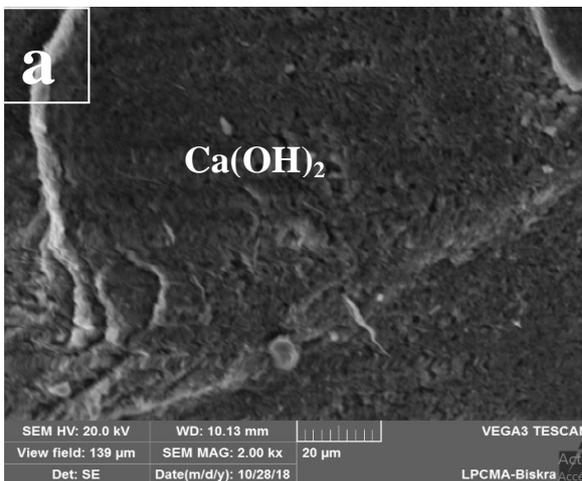
La **figure IV.54** présente les observations au microscope électronique à balayage des bétons de CEM II / A, CEM I CRS, CEM IV / A, CEM II / A-P1 et CEM II / B-P2, dégradées **après 360 jours** conservées dans deux milieux ; l'eau potable et sol agressif.



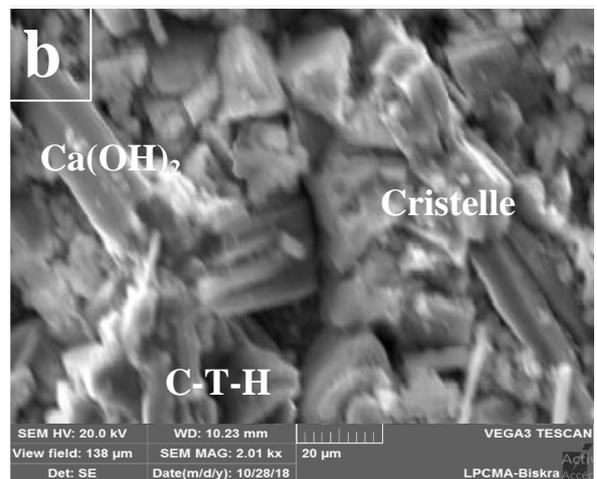
CEM II/B-P2



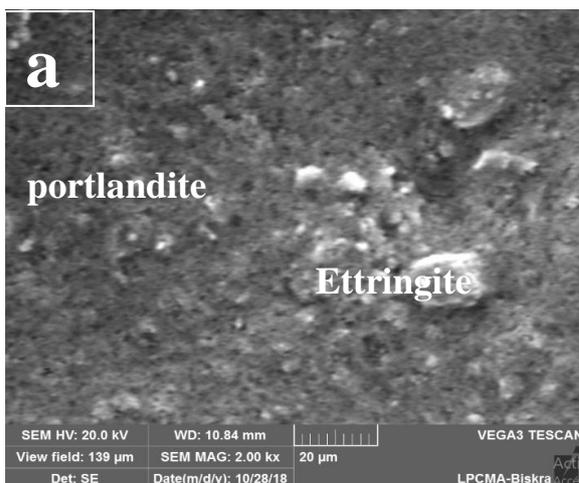
CEM II/B-P2



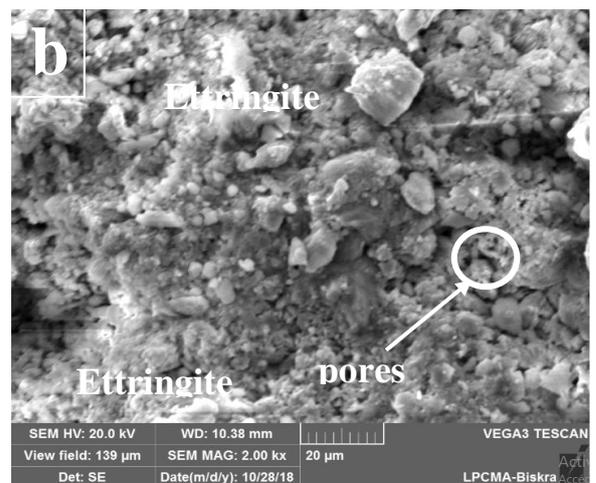
CEM II/A-P1



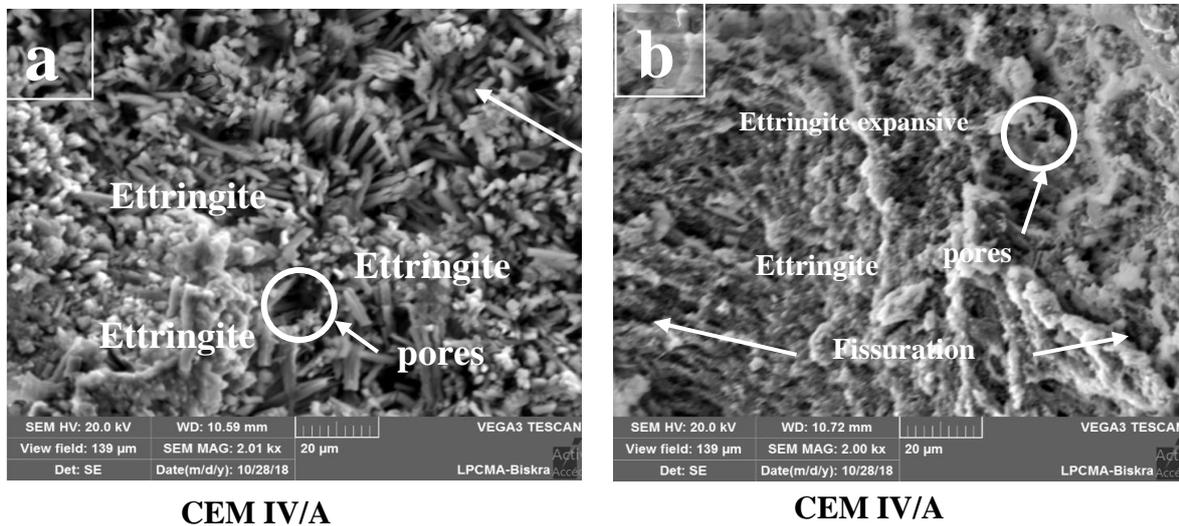
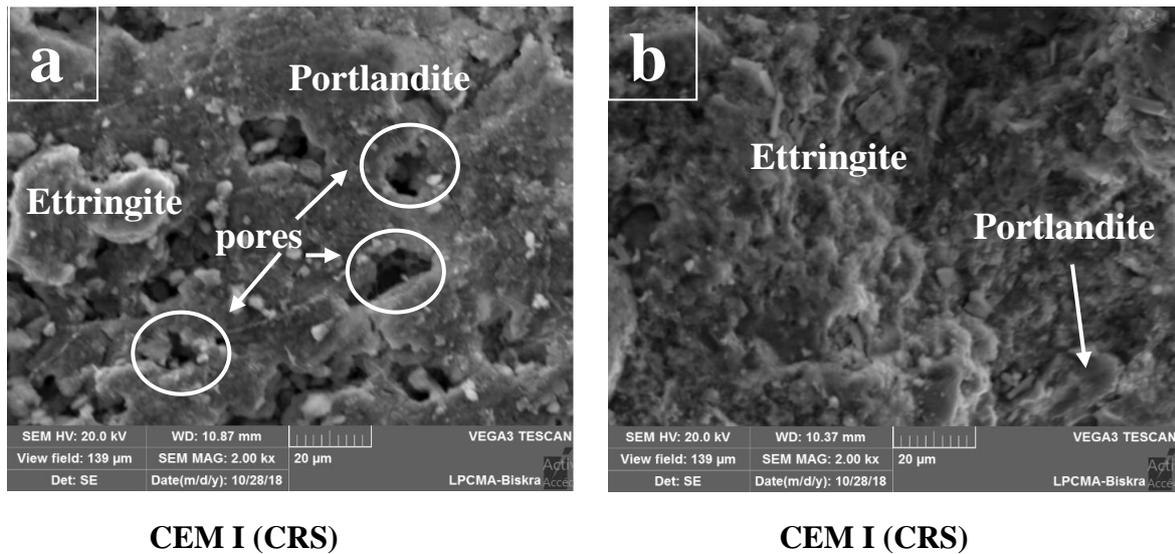
CEM II/A-P1



CEM II/A-L 42,5



CEM II/A-L 42,5



**Figure IV.54:** Observation au MEB de la microstructure interne des éprouvettes de béton conservées dans deux milieux (a) l’eau potable (b) sol agressif

Les figures IV.53 et IV.54 montre l’image au *MEB* ou la micrographie du mélange de béton, l’objectif de cette analyse est de visualiser les détails de la microstructure, telle que la morphologie des phases hydratées (silicates de calcium hydratés *CSH*, portlandite, ettringite, etc.). La formation de gel visible sur les micrographies. Les parties sombres représentent les vides, la partie fibreuse de l’image *MEB* indique un gel de *C-H-S* et des particules de type plaque hexagonale sont des cristaux de *CH* et qui ne sont pas présents en grande quantité.

On observe également de larges pores dans la zone de transition interfaciale qui représente une petite région adjacente aux particules d’agrégat grossier qui existent sous forme de coque

mince, d'une épaisseur typique de 10 à 50  $\mu\text{m}$  autour de gros agrégat [Mehta et Monteiro, 2006]. L'image **MEB** montre également une moindre quantité de gel **C-H-S** et très petite quantité d'ettringite et de monosulfate.

L'examen de la microscopie prouve une autre fois la localisation d'un nombre significatif de gypse à l'ITZ à cause de la concentration modérée des ions sulfates en contact avec le béton. Les images au **MEB** du mélange de béton CEM II / A-P1 et CEM II / B-P2 à 180 jours et 360 jours avec un grossissement à deux milieux de conservation, montrent clairement certaines caractéristiques majeurs telles que la réduction du nombre de vides par rapport au béton témoin et la distribution de gel **C-S-H**, cela conduit à une augmentation de la résistance du béton. Cela indique clairement que les fines d'addition pouzzolanique servent à combler les vides et montrent une réponse positive en termes d'amélioration de la résistance du béton.

Les **figures IV.53** et **IV.54** expose aussi la morphologie des produits d'hydratation cités auparavant après une exposition aux sols agressifs et d'immersion totale. Ces conditions persistent durant une année pour bien diagnostiquer l'effet des facies chimiques sur la durabilité des bétons avec l'addition pouzzolanique. L'examen visuel montre une distribution et amélioration du gel de **C-S-H** de l'ensemble des échantillons avec des fins de pouzzolane immergés totalement par rapport aux autres. Ce constat est prévisible puisque ces échantillons gagnent une longue période d'hydratation, les cristaux de **CH** sont distribués de manière plus au moins comparable.

Il est à noter que l'observation est pratiquée sous un vide poussé. Cela peut expliquer la présence de microfissures sur les micrographies (voir Photo MEP CEM IV). Les hydrates présents dans la microstructure sont essentiellement des silicates de calcium **CSH**. Ils se présentent sous forme d'amas granuleux (voir Photo MEP CEM/ A-L). Au cours du processus de l'hydratation, d'autres **CSH** se forment également en quantité importante et remplissent les vides inter-granulaires (voir Photo MEP CEM/ A-P1).

Après six mois, on observe une formation progressive des cristaux de **CSH** qui combent le vide de ces interfaces. On a des assemblages des différents constituants de la matrice qui présentent une organisation et une compaction relative aux grains (voir Photo MEP CEM/ A-P1). L'ettringite cristallise sous forme d'aiguilles à base hexagonale (voir Photo MEP CEM/ CRS). La portlandite est un composant défini qui se cristallise sous forme de plaquettes hexagonales [M.D. Cohen, 1983] et [W.C. Hansen, 1963] qui peuvent atteindre une taille de quelques micromètres (voir Photo MEP CEM/ B-P2). La portlandite se développe dans

l'espace libre entre les grains de ciment, plus préférentiellement autour des granulats dans le cas de bétons [D. Bonen, et al , 1992].

**On conclue que :**

Les **figures IV.53** et **IV.54** qui présente les micrographies de la microstructure interne des bétons après 12 mois de conservation dans les deux milieux (sol agressive et eau potable).

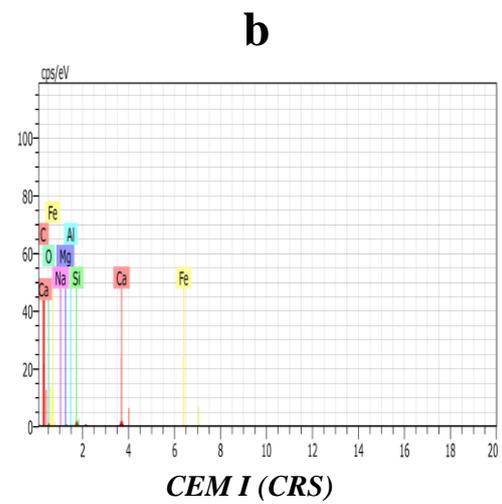
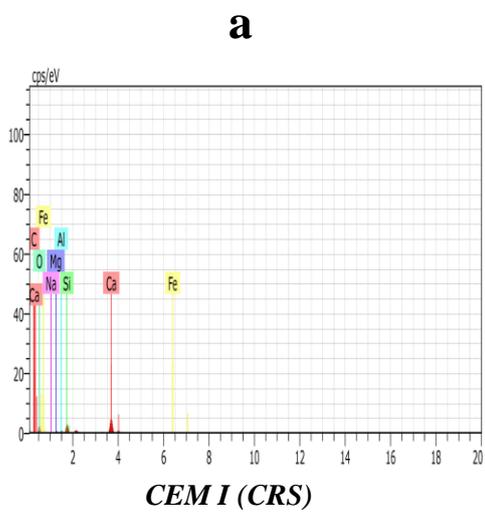
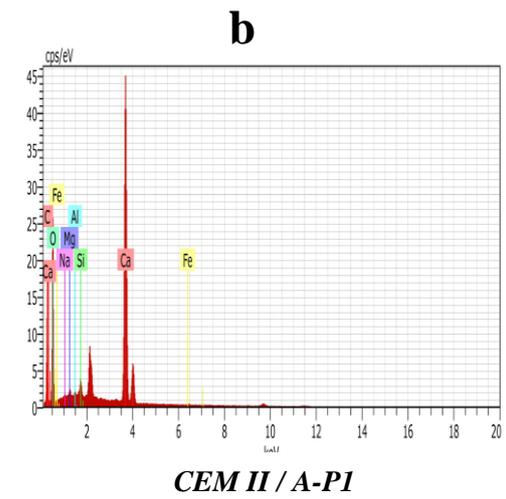
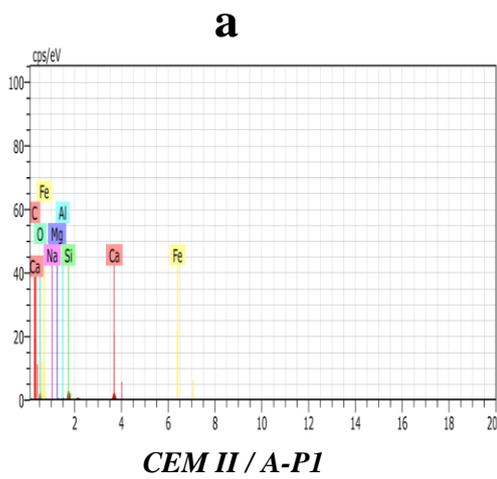
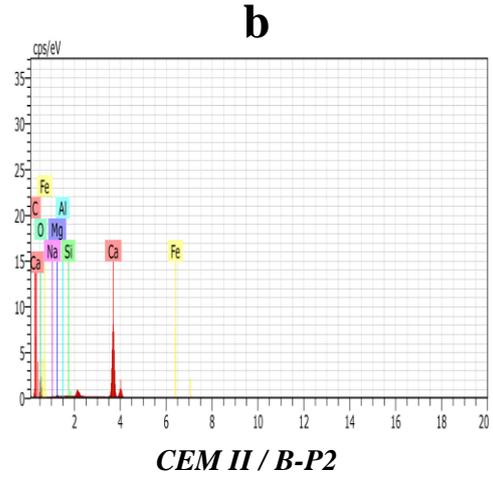
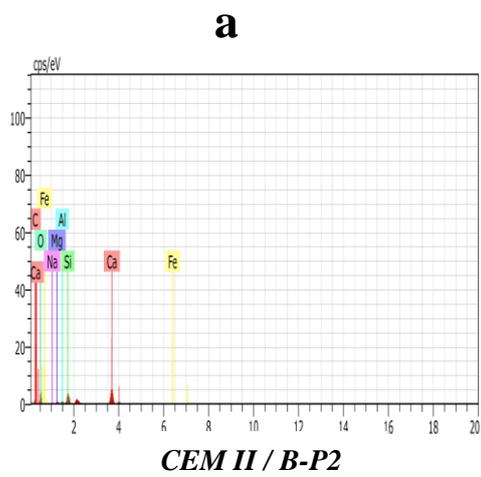
Les échantillons conservés dans l'eau potable, montre la présence de la portlandite et l'ettringite, pour les échantillons conservés dans sol agressive, on trouve le gypse qui se cristallise en forme hexagonal et l'ettringite en fine aiguilles de même morphologie que celle formée dans l'eau potable. C'est-à-dire de l'ettringite primaire non expansive qui ne cause aucun dommage lors de sa précipitation.

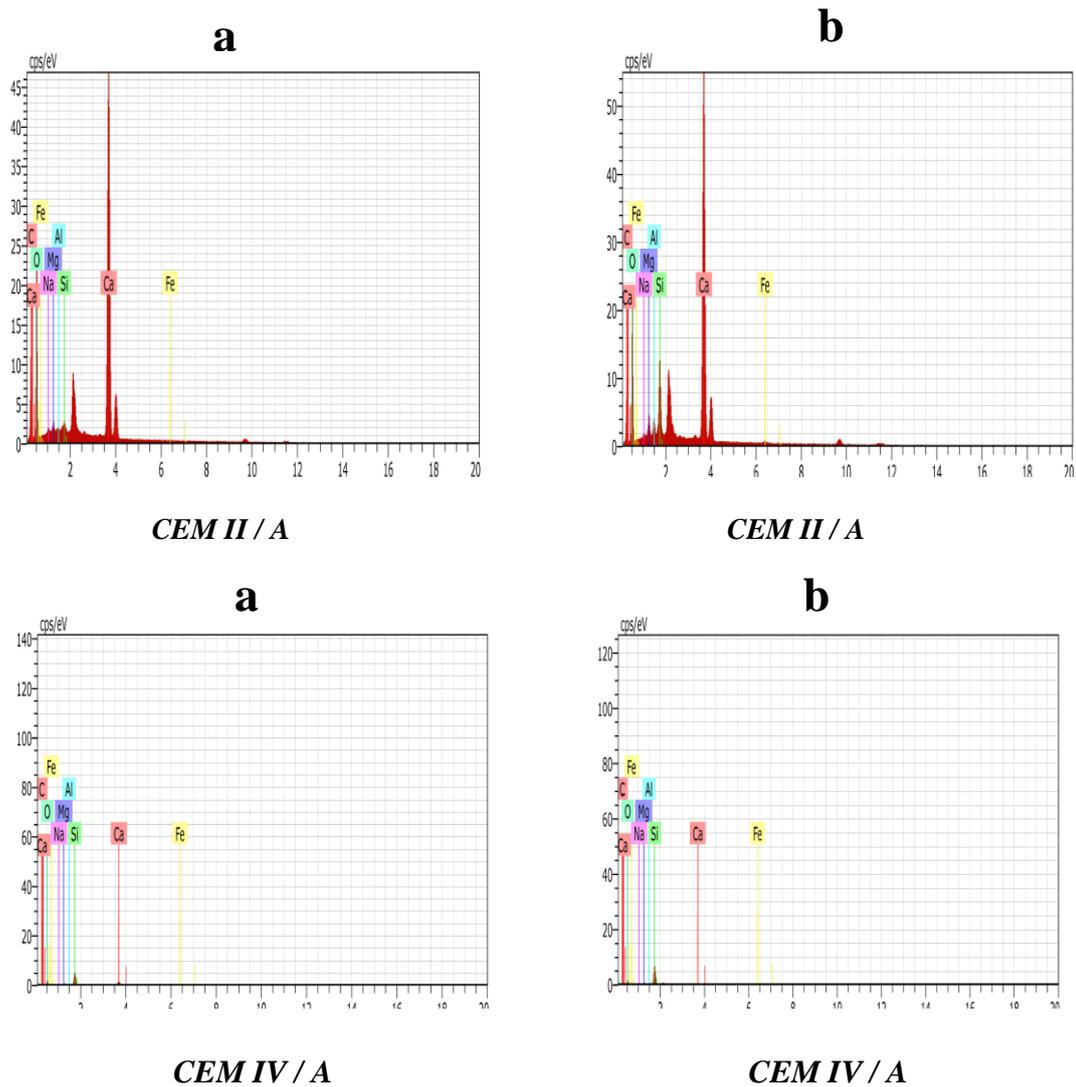
Les ajouts pouzzolaniques limitent la formation gypseuse. Sur les analyses de spectroscopie d'énergie dispersive (**EDS**), on note un taux élevé de silice, ce qui confirme la présence des **CSH** avec leur aspect d'éponge observé dans certaines zones.

#### **IV.5.3 Analyses de spectroscopie d'énergie dispersive (EDS) :**

Les analyses EDS **figure IV.55** de la dernière échéance montrent des légères différences entre les pâtes selon la composition chimique de l'addition utilisée et la concentration des éléments chimiques du milieu de conservation (sol agressif et eau potable).

Pour mettre en évidence les différences des compositions des bétons, selon le type de l'addition utilisé, et l'environnement utilisé. Des rapports atomiques traduisent les analyses des points **EDS** et qui peuvent être interprétés pour donner la composition des phases hydratées présentes et le mélange entre elles. Ceci est particulièrement utile pour estimer la composition moyenne en **C-S-H** (ou la composition en **C-A-S-H** en présence d'aluminium) [K.L. Scrivener et al, 2004].





**Figure IV.55:** courbes représentatives d’EDS de différents échantillons conservées à de milieux (a) l’eau potable (b) sol agressif.

Les analyses chimiques par *EDS* montrent que la pâte de ciment est majoritairement composée de calcium (*Ca*) et silicium (*Si*) et minoritairement d’ aluminium (*Al*), soufre (*S*), magnésium (*Mg*), potassium (*K*), fer (*Fe*), Oxygène (*O*) et sodium (*Na*).

L’analyse EDS du gel sur l’image **figure IV.55** a montré la présence de *Ca* et de *Si*, ainsi que de *S* et *d’Al*, et d’une petite quantité de *Mg* et de *C*, indiquant que la phase *C-S-H* est probablement mélangée avec de l’ettringite et d’autres hydrates. La **figure IV.55** représente une particule sphérique de la phase vitreuse des CVK enrobée des produits d’hydratation.

Le spectre *EDS* au CEM IV / A, présente les signaux du magnésium (intense) et l’oxygène ainsi qu’en Calcium et du soufre d’où la présence de la brucite ( $Mg(OH)_2$ ) et du gypse respectivement. Suivant la réaction suivante on a :



On peut expliquer l’observation de l’ettringite massive, par sa formation au contact d’un site réactif en milieu confiné fortement sursaturé. Pression de cristallisation élevée, développement de contraintes localisées et, par la suite, on a la fissuration du matériau par «effet de coin ». Ces données sont en accord avec certains travaux de recherches [A. Vichot, et al, 2008].

D’après les analyses *EDS*, les oxydes formés à la surface des échantillons conservés dans le sol agressif sont noter une perte de l’oxygène par rapport aux échantillons conservés dans l’eau potable, voire la figure suivante :

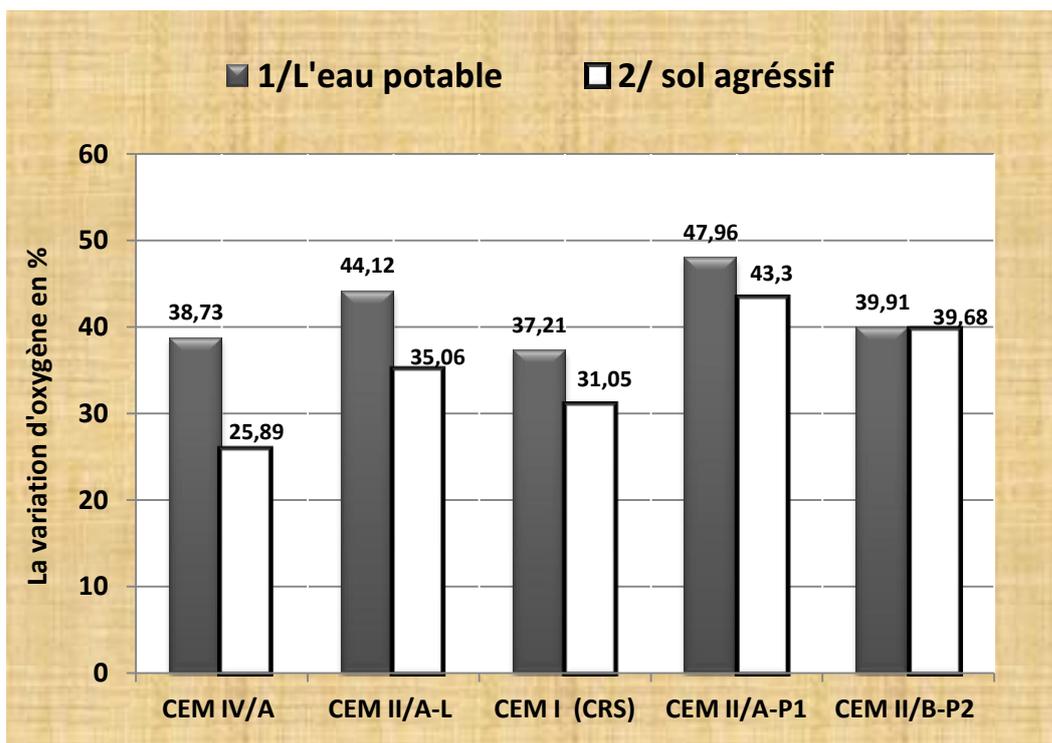
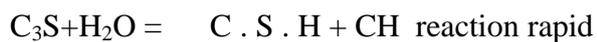


Figure IV.56 : Pourcentage de l’oxygène dans les deux milieux 1/ conservée dans l’eau potable 2/ conservée dans le sol agressif

D'après la **figure IV.56** on remarque que le pourcentage d'oxygène est perdu par une grande différence entre le béton dans le sol agressif et le béton conservé en eau potable, Cela signifie qu'on va avoir une réaction qui conduit à la formation d'étringite expansive et à la substitution des ions  $Ca^{2+}$  par les ions  $Mg^{2+}$ , soit dans les C-S-H, soit dans la portlandite, car le sol agressif est un milieu à haute teneur en ( $CaCO_3$  et  $SO_4$ ). Ces éléments ont un impact direct sur les éprouvettes de béton ce qui confirme l'apparition de la couche blanche voire la **Photo IV.1**. Les sulfates les plus agressifs vis à vis des bétons sont les sulfates de magnésium, d'ammonium, de calcium et de sodium. Le sulfate de magnésium est très fortement agressif par la double action  $Mg^{2+}$  qui s'échange avec  $Ca^{2+}$  et l'anion  $SO_4^{2-}$

Tandis que, pour le béton avec ajout pouzzolanique la réaction d'hydratation du ciment devient rapide et complète (formation du  $Ca(OH)_2$  libérée pendant l'hydratation du ciment) car la réaction pouzzolanique participe à la formation d'un deuxième **C-S-H** supplémentaire suivant la réaction:



#### IV.6 EXAMEN VISUEL :

L'observation visuelle est marquée par la présence d'une couche de couleur blanche au niveau de la surface des éprouvettes ayant subits des attaques chimiques en contact avec carbonate de calcium est un moyen pour évaluer la détérioration des propriétés physiques et les dégradations de l'aspect extérieur des éprouvettes. Les échantillons les moins affectés sont ceux des bétons à base d'addition pouzzolanique, à l'inverse, les échantillons de béton à base de ciment CPJ sont les plus endommagés. L'endommagement observé (fissures et couche blanche) est attribué à la formation des sels à caractère expansif obtenu suite aux réactions entre certains composants de la matrice cimentaire (portlandite) et les carbonates de calcium  $CaCO_3$ . Nous notons également ces dégradation avec une plus grande proportion des échantillons placés dans des sols agressifs formant une couche blanchâtre sur la surface extérieure voir la **figure IV.58**. Il s'agit du dépôt du gypse, qui résulte de la réaction entre la portlandite et la carbonate de calcium [**62,5%  $CaCO_3$**  et **9,1%  $SO_4$** ].

Mais en ce qui concerne le béton avec ajout pouzzolanique CEM/ A-P1 et CEM/ B-P2 qui affecte évidemment la carbonatation du matériau cimentaire en raison de sa faible portlandite (**CH**). Cet effet peut cependant être compensé par la réduction de la diffusivité du dioxyde de

carbone ( $CO_2$ ) dû à une microstructure plus dense avec une fine porosité [Thiery M, 2005]. En comparaison avec le ciment Portland ordinaire CEM II/A-L, le ciment contenant de la pouzzolane a moins de la portlandite ( $CH$ ) et plus de silicates de calcium hydrates ( $C-S-H$ ), car la portlandite ( $CH$ ) est consommée dans l'activité pouzzolanique. Donc, la quantité des ions du calcium ( $Ca^{2+}$ ) de la portlandite ( $CH$ ) représente dans la pâte de ciment pouzzolanique est moins que celle constatée pour les autres ciments durcis au cours de la carbonatation. Ce qui donne des avantages aux ions carbonates ( $CO_3^{2-}$ ) de pénétrer à une profondeur plus grande. Après la consommation de la portlandite ( $CH$ ), les ions carbonates ( $CO_3^{2-}$ ) s'associe ensuite aux ions calcium ( $Ca^{2+}$ ) des silicates de calcium hydrates ( $C-S-H$ ). En outre, les silicates de calcium hydrates ( $C-S-H$ ) contiennent également plus d'aluminium et de magnésium en raison de l'utilisation de la pouzzolane. Par conséquent, le processus de carbonatation et la structure de la pâte carbonatée de ciment à la pouzzolane sont différents par rapport à ceux de la pâte de ciment Portland ordinaire.



Figure IV.57: Aspect des éprouvettes à la sortie de sol agressif.

---

#### IV.7 CONCLUSION:

Dans ce chapitre, les essais physiques, les analyses chimiques et les analyses minéralogiques effectués donnent une idée générale sur les caractéristiques principales des matériaux servant à la formulation des bétons qui seront étudiés au *chapitre III* à l'état frais et à l'état durci. La connaissance de ces caractéristiques nous aide d'une façon significative à commenter les résultats des essais expérimentaux.

La substitution de CPA par (20 % et 30%) de pouzzolane dans un ciment Portland améliore la résistance à la compression et flexion à long terme; Bien que la résistance à la compression et flexion au jeune âge des bétons soit réduite par incorporation de la pouzzolane naturelle 20% et 30%, Ceci peut être attribué à l'activité pouzzolanique qui est lente au jeune âge à 28 jours par rapport au béton témoin.

Le temps de prise augmente avec l'augmentation des quantités de pouzzolanes incorporées.

La perméabilité à l'eau du béton avec pouzzolane diminue considérablement 43,92 % pour une pression de 8 bars, **figure IV.51 et IV.52**. La profondeur de la pénétration d'eau pour les bétons contenant de la pouzzolane est considérablement faible par rapport à celle des bétons sans ajouts. Par l'effet pouzzolanique, qui joue un rôle de remplissage des pores des produits hydratés et de correcteurs granulaires, ce qui améliore la compacité et diminue la perméabilité

Les analyses *MEB/EDS* permettent d'estimer les rapports *Ca/Si* et *Al/Si* moyens des hydrates des pâtes de liants bas *pH*. Les résultats obtenus au MEB et EDS sont en bon accord. La dispersion observée sur les résultats d'analyse *MEB* est due à la taille de sonde (micrométrique) relativement importante

L'étude microscopique de l'interface granulats/matrice cimentaire des éprouvettes de mortiers par microscope électronique à balayage *MEB*, a permis de conclure que la forme des grains de mousse de verre ainsi que leurs porosité, ont joué un rôle important dans l'adhérence des grains avec la matrice cimentaire.

---

# CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

---

### 1) Conclusion Générale

L'Algérie possède un gisement d'andésite intéressant, important et homogène, actuellement largement exploité comme granulats. Les pouzzolanes sont d'utilisation de plus en plus utile et fréquente dans les ciments. Les normes européennes de ciments les adoptent progressivement dans les types de CEM II, CEM IV et CEM V. De nombreuses cimenteries en Algérie utilisent la pouzzolane de Béni Saf dans la production d'un ciment composé de type CEM II, bien que parfois cette matière première est transportée à plusieurs centaines de Kilomètres (de Témouchent jusqu'à Oran, Chlef et même Annaba). L'industrie cimentière en Algérie est en plein développement pour des raisons économiques et aussi environnementales, c'est pourquoi la mise au point d'un ciment composé à partir d'andésite paraît intéressant.

Certains auteurs ont montré que l'utilisation des ajouts présente une problématique majeure qui est la mauvaise résistance à court terme. Pour cela, il est très important de tenir compte de plusieurs facteurs afin de garantir la résistance du mélange en milieu sulfaté : le type de ciment, le module de finesse des pouzzolanes, la surface spécifique et la durée de cure [Fattuhi et al. 1983]; spécialement la composition chimique et la résistance des grains anhydres résiduels de l'ajout en question.

De même, il est bien connu qu'actuellement aucun ciment "courant" n'a donné de bonnes performances vis-à-vis de la résistance chimique en milieux agressifs. Cette situation défavorable est due au fait que les matériaux à base de ciment sont stables en milieu alcalin et se dissolvent progressivement en milieu agressif. Conséquemment, la durée et les conditions de cure s'avèrent très importantes pour favoriser l'hydratation du mélange, spécialement lors de l'utilisation des ajouts pouzzolaniques qui nécessitent une cure plus prolongée que le ciment ordinaire [Fukushima, 1987].

L'objectif de ce travail et l'étude le comportement des bétons dans le sol agressif, grâce à d'apporter une contribution à l'évaluation des effets des ajouts cimentaires tels que, la pouzzolane naturelle de Beni-Saf (Algérie) sur la durabilité des bétons vis-à-vis des sols agressifs (in situ) commune de Lioua.

Le développement de nouveaux matériaux de construction est une question d'actualité, que les chercheurs tentent de trouver des matériaux adaptés à chaque région. Sur la base des résultats de cette étude expérimentale, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Les éprouvettes conservées à l'eau présentent des résistances plus élevées que celles conservées dans le sol suite à une hydratation plus complète du ciment. Le

ciment avec ajout pouzzolanique se distingue par un durcissement ralenti à sa période initiale en comparaison avec le ciment Portland ordinaire sans ajout. Ce type de ciment (ciment composé : CEM II/A-P<sub>1</sub>, CEM II/B-P<sub>2</sub>) présente un temps de prise un peu plus long que le ciment avec ajout ordinaire.

- Le béton à base de ciment (CEM II/A-P<sub>1</sub>, CEM II/B-P<sub>2</sub>) est plus imperméable que le béton ordinaire à long terme. Nous constatons qu'à 28 jours les valeurs du coefficient de perméabilité  $K_p$  se sont augmenté pour le béton contenant de 20 % et 30% de la pouzzolane naturel, cela s'explique par le fait d'une l'hydratation retardé entre les composants du ciment et l'ajout du pouzzolane broyé.
- Les observations au microscope électronique à balayage (*MEB*) montrent que l'ensemble des bétons avec addition pouzzolanique présente une microstructure plus au moins dense et avec un minimum de porosité. La zone d'interface granulat – matrice cimentaire se diffère d'un béton à un autre en fonction du type de béton. La bonne adhérence entre les grains et la matrice cimentaire peut justifier l'amélioration de la ductilité et la résistance à la traction par flexion, les observations au microscope électronique à balayage ont montré le déclenchement de la dégradation de ces bétons par la formation des produits expansifs à la couche extérieure de l'éprouvette, après une année de conservation des bétons d'étude dans un sol agressif, ont montré que toutes les éprouvettes ont subi un endommagement superficielle avec des degrés différents et variable selon le volume des produits expansifs formés (ettringite et gypse secondaire). Le cœur des échantillons analysés reste plus au moins sain.
- D'autre part la maniabilité des pâtes pouzzolaniques diminue avec l'augmentation du taux de substitution du ciment par la pouzzolane naturelle. En outre les pâtes pouzzolaniques ont besoin plus d'eau pour l'obtention d'une consistance normale, influent sur le processus d'hydratation du ciment et augmentent les temps de début et de fin de prise proportionnellement aux pourcentages de la pouzzolane.
- L'ajout des matériaux pouzzolanique permet de réduire l'effet des attaques chimiques par la réduction de la perméabilité du matériau, de la taille des pores et du pourcentage de Ca(OH)<sub>2</sub>. Des dégradations dans un milieu agressif ne seront effectivement à redouter pour un béton. La pouzzolane naturelle présente un

remède à ce problème. Là encore, la perméabilité demeure le facteur essentiel, le taux de la portlandite constituera un indicateur de durabilité primordiale.

- L'augmentation considérable de la résistance et de la durabilité des bétons contenant de la pouzzolane par rapport aux bétons sans addition, s'explique généralement par une plus fine répartition des pores. Bien que la porosité globale ne soit pas relativement plus faible, la perméabilité des bétons contenant des pouzzolanes est fortement réduite, car il y a moins de gros pores dans la pâte de ciment durcie [Hermann K., 1995], puisque que la résistance à la compression est liée à la valeur du rapport E/C, il existe une relation très nette entre la résistance à la compression et la perméabilité à l'eau. Il a été observé que la perméabilité décroît lorsque la résistance mécanique des bétons croît [Picandet V., 2001].
- L'étude de déformabilité du béton à montre que l'ajout de pouzzolane en teneur (20% et 30%) au ciment a conduit a une diminution de déformations transversales et longitudinales; et par conséquence le béton avec ajout pouzzolanique en teneur (20% et 30%), présente un module d'élasticité plus élevé que celui de béton avec ciment sans ajout.

L'amélioration du comportement du béton de ciment avec ajouts face aux attaques chimiques est attribuée à de nombreux facteurs (la diminution de la teneur en  $C_3A$ , la faible teneur en  $Ca(OH)_2$ , etc...). Mais au niveau du phénomène physique, la réduction de la perméabilité du béton de ciment avec ajouts est un facteur très important. L'utilisation d'ajout pouzzolanique, contribue à réduire fortement la perméabilité des bétons (par formation de gels de C-S-H supplémentaires dans la porosité capillaire). La durée de vie d'un béton est d'autant plus longue que ses perméabilité et désinvité sont faibles, c'est la raison pour laquelle il est toujours nécessaire de réaliser un béton compact (E/C faible, bonne adhérence granulats-pâte de ciment, dosage élevé en ciment).

On peut dire de cette étude la possibilité de remplacer une partie d'une substance industrielle le ciment, par une partie d'une substance naturelle: le pouzzolane de Beni Saf. Les deux n'ont pas le même prix de revient. En effet, la pouzzolane, étant un produit naturel et donc ne passant pas par des procédés énergétiques industriels coûteux, est beaucoup moins chère que le ciment, qui lui-même passe par des procédés coûteux. Cependant, le béton obtenu en remplaçant le ciment par cette substance, la pouzzolane, a un bien meilleure performance

physico-chimiques et mécaniques nettement meilleures que celle obtenue avec le ciment ordinaire.

**Enfin**, on peut conclure que le choix d'utiliser la pouzzolane comme substituant au ciment est avantageux du point de vue économique et écologique. De plus, il permet d'améliorer la durabilité des bétons actuellement fabriqués en Algérie en utilisant des matériaux locaux, ainsi que la contribution liante des additions minérales à un double effet, l'une un rôle structurant des liaisons de la matrice cimentaire du point de vue mécanique et l'autre un rôle quantitatif sur la réduction de la porosité. Cette contribution structurante se traduit en termes de durabilité à une meilleure résistance à l'agression chimique

### 2) Perspectives :

Le monde autour de nous change à vitesse, comme les matériaux que nous utilisons et la technologie mise en œuvre pour les produire. Les progrès suscitent de nouveaux besoins et imposent de nouvelles exigences. Les propriétaires d'aujourd'hui demandent des structures qui nécessitent un minimum d'entretien pour une durée de vie plus longue avec une économie sur le plan des coûts. [Salim Guettala., 2012].

Les propriétés du ciment pré mélangé au pouzzolane finement broyé s'améliorent avec la technologie et nous comprenons mieux comment les utiliser rentablement dans les bétons, en améliorant les caractéristiques physiques et mécaniques et en poussant la performance de la durabilité des bétons encore plus loin pour contribuer à protéger l'environnement. C'est une situation où tout le monde gagne [Salim Guettala., 2012].

Afin de compléter les analyses données dans cette thèse, plusieurs perspectives peuvent se dégager.

En perspectives, il serait intéressant de réaliser la simulation numérique du comportement mécanique des bétons conservés dans l'environnement sulfatique.

Dans le cas de l'ASE, la défaillance du matériau est directement liée à son comportement mécanique. Il serait intéressant de faire la liaison entre l'initiation de cette pathologie et l'évolution des caractéristiques mécanique du matériau, par des mesures complémentaires, comme la mesure de l'expansion et de variation du module de Young au cours de l'attaque.

Développement de nouvelles méthode de tests qualitatifs et quantitatifs de la pouzzolanité des ajouts minéraux (protocoles chimiques, méthode électrochimique, ...).

Enfin, une étude plus approfondie à long terme des caractéristiques microstructurales et de durabilité des bétons peut être envisageable. En effet, les comportements vis-à-vis de la carbonatation ou les attaques des sulfates nécessitent un suivi permanent de la composition minéralogique avant et après la conservation dans les milieux agressifs et ce par des analyses au microscope électronique à balayage (MEB) et des analyses minéralogiques par diffraction des rayons X (DRX).

### **3) Recommandations :**

Enfin, ces résultats font l'objet de recommandations pour les entreprises algériennes en vue de garantir aux bétons fabriqués les meilleures performances de résistance mécanique et de durabilité. Ce qui aura pour conséquence, une plus grande résistance aux effets des milieux agressifs qui attaquent les ouvrages en béton. Enfin, ces résultats donnent aussi une indication intéressante sur la « qualité » des bétons fabriqués en Algérie.

---

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

## Références bibliographiques

### A

**A. Charef**, « La problématique des granulats au Maroc », *Push-Button Publishing*, **2007**.

**Amouri C.**, « Contribution à l'étude de l'influence des différents ajouts sur les propriétés des matrices cimentaires (Caractérisation, Performances, Durabilité) », *thèse de doctorat, Université Mentouri Constantine*, 168 p, **2009**.

**Andra**, Référence matériaux, Tome 3, Les matériaux cimentaires, France, **2001**.

**Aitcin P.C.**, "Concrete the most widely used construction material, Adam Neville Symposium on Concrete Technology", *2nd CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, SP-154, Las Vegas*, p. 257-266, **1995**.

**Aichouba A., et al.**, « Effect de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf sur les propriétés d'un ciment à base de calcaire », *Colloque Méditerranéen sur les Matériaux CMEDIMAT, Oran, Algérie*, 6-7 décembre **2005**.

**Achoura. D, Redjel. B., Jauberthie. R.**, « Durabilité des bétons de sable a base de laitier de haut fourneaux dans les milieux sulfatique », *Ist International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria)*, October 12-14 **2009**, 7p.

**Adan Neville**, « The confused world of sulfate attack ». *In cement and concrete resaerch*, 34, **2004** pages 1275-1296.

**A. Neville**, « Propriétés des bétons », *CRIB, France*, **2000**, pages 488-492

**Ashraf M.Y. ansBhatti S. A.**, « Effects of salinity on grwthans chlorophyll content in rive ». *Pak. J. IndRes.*, 43 : 130-131, **2007**.

**Aubert G**, « Observation sur les caractéristiques, la dénominaion et la classification des sols salés salsodiques ». *Cah. O.R.S.T.O.M. Sér. Pédol*, 20 (1) : 73-78. **1983**.

**Anissa-Bessa B.**, « Etude de la contribution des additions minérales aux propriétés physiques, mécaniques et de durabilité des mortiers », *thèse de doctorat de l'université de Cergy pontoise*, **2004**.

**Association Francaise Génie Civil. Grandubé** « Grandursassocées à la durabilité des bétons », *Ginette Arliguie, Hugues Hornain édition. Presses de l'école natianle des ponts et chaussées, France*, 437 P. **2007**.

**A. Vichot, J.-P Ollivier**, « La durabilité des bétons », *Ed. Presses de l'École nationale des Ponts et chaussées (ENPC), France*, **2008**.

### B

**Bastide JC., Pliskin L.**, « la fabrication du ciment », *Edition Eyrolles*, **1992**

**Baron J., et Sauterey R.**, « Le béton hydraulique », *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées Paris*, P. 559, **1982**.

**Baron J., Ollivier J. P.**, « Les bétons, bases et données pour leur formulation », Editions Eyrolles, 1997.

**Baroghel-Bouny V., Chaussadent T., Croquette G., Divet L., Gawséwitch J., Godin J., Henry D., Platret G. et Villain G.** « Caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons -Méthodes de mesures et d'essais de laboratoire ». *Méthodes d'essai n°58. Dans : Techniques et Méthodes des Laboratoires des Ponts et Chaussées, L.C.P.C Paris, Février 2002,87p;*

**Bencheik M. et Baalil.**«La perméabilité, la porosité et la résistance d'un béton à base de matériaux locaux comme critères de sa durabilité». *Séminaire International, GEOMAT 02 Université de M'sila, les 10-11Mars 2003. 1-9.*

**B. Tian, M.D. Cohen**, « Does gypsum formation during sulfate attack on concrete lead to expansion », *Cement and Concrete Research*, 30, **2000**, 117-123.

**B. Lothenbach, FP. Glasser**, « The distribution of sulfate in hydrated Portland cement paste », *12th International Congress on the Chemistry of Cement*”, Montréal**2010**.

**Belhachemi B.**, « Influence de la surface spécifique Blaine sur les résistances d'un ciment pouzzolanique », *Colloque Méditerranéen sur les Matériaux, Oran, Algérie, 2005*.

**Bensted. J., Munn. J.**,« A discussion of the paper “Redefining cement characteristics for sulphate-resistant Portland cement” by P.J. Tikalsky, D. Roy, B. Scheetz, T.Krize », *Cement and Concrete Research*, Vol 34, **2004** , p355–357.

**Bich C., Ambroise J., Pera J.**, « influence of degrés of dehydroxylation on the pouzzolanic activity of métakaolin », *Appl. Clay Sci 44 : 194-200. 2009*

**Bertron A.**, « Durabilité des Matériaux cimentaires soumis aux acides organiques cas particulier des effluents d'élevage », *Thèse de Doctorat, spécialité Génie Civil, INSA Toulouse, 2004*.

**Bolomey, J.** « Granulation et prévision de la résistance probable des bétons ». *Travaux,19(30), 1925, pp 228-232*.

**Boudchicha A.**,« Utilisation des additions minérales et des adjuvants fluidifiants pour l'amélioration des propriétés rhéologiques et mécaniques des bétons». Thèse de Doctorat, Université Mentouri Constantine, 2007.

**Brunetaud X. et Jausserand L.**, «Travaux pratiques ; Ciment et bétons», *Ecole Polytechnique de l'Université d'Orléans, 2005*.

### C

## Références bibliographiques

---

**Chatterji, J. W. Jeffery**, « A new hypothesis of sulphate expansion », *Magazine of Concrete Research*, Vol. 15, No 44, pp 84-86, **1966**.

**Chaid, R., Jauberthie, F., & Rendell, F.**, « Influence of a natural pozzolana on the properties of high performance mortar », *Indian Concrete Journal*, ed. AssociatedCementCompanies Ltd., Vol. 78, Issue 8, India, pp. 22-26, **2004**.

**C. Castella C.**, « Les différentes observations au microscope électronique à balayage dans le cadre des expertises des pathologies du béton », *Rapport interne LCPC, France*, **2011**, 36p

**Chaïd. R., Bali. A., Jauberthie. R., Talah. A.**, « Comportement d'un béton à hautes performances à base de laitier en milieu sulfatique », *Revue. Science et Technologie, Synthèse Vol 24*, **2012**, p 91-99

**Chihaoui. R., Khelafi. H., Mouli. M., Senhadji. Y.**, « Effets de la pouzzolane naturelle sur la durabilité des mortiers exposés aux attaques sulfatiques », *1st International Conference on Sustainable BuiltEnvironment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria), October 12-14, 2009*, 8p.

**Cohen M. D.**, Mather B., "Sulfate attack on concrete – Research needs", *ACI Materials Journal*, Vol. 24, N° 1, pp. 177-202, **1991**.

**Cyr M., Lawrence P., Ringot E., Carles-Gibergues**, "Variation des facteurs d'efficacité caractérisant les additions minérales", *Materials and Structures*, Vol. 33, p. 466-472, **2000**.

## D

**Damene Z., Azzouz L., Goual M.S., Kenai S.** « Durabilité des mortiers à base de ciments algériens vis-à-vis du sulfate de magnésium (MgSO<sub>4</sub>) et effet de sable de dune sur le taux de chute de résistance ». *Colloque Méditerranéen sur les Matériaux (CMEDIMAT), ENSET d'Oran les 06 et 07 Décembre 2005*.

**Darcy H.**, « Fontaine publiques de la ville de Dijon ». *Librairie des corps impériaux des ponts et chaussées et des mines*, **1865**.

**David.**, « Couplage comportement mécanique et dessiccation des matériaux à matrice cimentaire : étude expérimentale sur mortier ». *Thèse de doctorat. École Centrale de Lille (France)*, **2002**.

**D. Bonen, M.D. Cohen**, « Magnesium sulfate attack on Portland cementpaste »: *I. Microstructural analysis, Cement Concrete Research* 22, 169–180, **1992**.

**D.a.G. Damidot, F.P.**, « Thermodynamic investigation of the CaO-Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>-CaSO<sub>4</sub>-H<sub>2</sub>O system at 258C and the influence of Na<sub>2</sub>O<sub>3</sub> », *Cement and Concrete Research*, **1993** 221–238.

**Dauzères. A.**, « Etude expérimentale et modélisation des mécanismes physicochimiques des interactions béton-argile dans le contexte du stockage géologique des déchets radioactifs », *thèse de doctorat, Université de Poitiers*, **2010**, 272p.

**Denden et al.**, « Effet de la salinité sur la fluorescence chlorophyllienne, la teneur en proline et la production florale de trois espèces ornementales », *disponible sur : www.tropicultura.org/text/v23n4/220.pdf*, **2005**.

**Djili, B.** « Etude des sols alluviaux en zones arides .cas de la daya d'El-Amide (région de Guerrara), essai morphologique et analytique ». *Mém. Mag., Univ. de Ouargla*, 82p, **2004**.

## Références bibliographiques

---

**Durand JH.** « Les sols irrigables ». *Presses universitaires de France Paris*, **1983** ; 322 p.

**Dreux. G., Festa. J.**, « Nouveau guide du béton et de ses constituants », *8e édition, Eyrolles, 1998, 416p.*

**Dreux G.** « Guide pratique du béton », *Collection de l'ITBTP, Paris, 1970.*

**De Larrard**, « Structures granulaires et formulation des bétons, traduit de l'anglais par LECO A », *études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, Paris, 414 p.2000.*

**Defosse C.**, « Chimie du ciment (Valorisation des déchets en cimenterie », *Université libre de Bruxelles. 2004. site "CHIM 315 Partie 32004.*

**Donlad E., Macphee et Eric E. Lachowski**, « cement components and their phase relations », *LEAS'S, Chemistry of cement and concrete, 4 ème édition par PETER C. HEWLETT, 2001, part 3.*

**Double D.D.**, New development in understanding the chemistry of cement hydration, *Philosophical Transactions of the Royal Society of London, A310, P. 53-66, 1983.*

**D, Stark**, « Deterioration Due to Sulfate Reactions in Portland Cement-Stabilized Slag Aggregate Concrete, » *American Concrete Institute, SP-100, Vol. 2, pp. 2091- 2102, 1989.*

## E

**E. Candlot**, « Ciments et chaux hydrauliques. Fabrication, propriétés, employ », *3ième édition, Librairie polytechnique Ch. Béranger, Edition Paris, p. 408, 1906.*

**El-Hachem. R., Rozière. E., Grondin. F., Loukili. A.**, « Multi-criteria analysis of the mechanism of degradation of Portland cement based mortars exposed to external sulphate attack », *Cement and Concrete Research , Vol 42, 2012, p1327–1335.*

**Eric Garcia-Diaz**, « Réactivité pouzzolanique des métakaolinites : Corrélations avec les Caractéristiques minéralo-gitologiques des kaolinites », *thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure Des Mines De SAINT-ETIENNE, 1995.*

**Ezziane K., Bougara A., Kadri A., Khelafi H., Kadri E.**, “Compressive strength of mortar containing natural pozzolana under various curing temperature”. *Cement and Concrete Composites; 29 (8): 587–93, 2007.*

## F

**Fattuhi N. I.** « Concrete carbonation as influenced by curing regime ». *Cement and Concrete Research, 18(3):426{430, 1983.*

**Farhi A.**, « Macrocéphalie et pôles d'équilibre: la wilaya de Biskra. L'Espace géographique » , *N°3, pp 245-255. 2001.*

**F.A.O.**, « Annuaire statistique de la FAO » **2008.**

**Faury J.**, « Le béton : Influence de ses constituants inertes - Règles à adopter pour sa meilleure composition », sa confection et son transport sur les chantiers, *3ième édition, Dunod, Paris, France, 1942.*

**Forgas M.**, « Irrigation et salinité », 40 p, **1972.**

**Ferreres, D. B.** « Étude à long terme et à la fatigue des systèmes d'ancrage de pièces métalliques dans le béton ». **2010**, *Thèse de doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya*.

### G

**GarciaR., Vigil de la Villa., Vigas I., Frias M., Sanchez de Rojas M.I.**, « Thé pozzolanic properties of papersludgewaste », *Construction ans Building Material (7) : 1484-1490*, **2008**

**Gagne, R. et Aïtcin, P.-C.** « Super plasticizers for durable concrete. Comptes rendus de la conférence internationale sur la durabilité du béton ». *Monterrey, Octobre, Mexique, pp. 200-217*.**1993**.

**Goto T.**, « Influence des paramètres moléculaires du latex sur l'hydratation, la rhéologie et les propriétés mécaniques des composites ciment/latex ». *Thèse de doctorat, L'université paris vi - pierre et marie curie, Paris vi, France*. **2006**.

**Govin, A.** « Aspects physico-chimiques de l'interaction bois-ciment. Modification de l'hydratation du ciment par le bois », *Thèse de doctorat. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne*, **2004**.

**G. Cochet, F. Sorrentino:** « Limestone filler cement, properties and use, minéral admixture in cement and concrete », *Vol. 4, First edition*, (**1993**).

**Ghrici, M., Kenai, S., Said-Mansour, M.**, « Mechanical properties and durability of mortar and concrete containing natural pozzolana and limestone blended cements », *Cement & Concrete Composites, Vol. 29, pp. 542–549*,**2007**.

### H

**Halitim A.**, « Etude expérimentale de l'amélioration des sols sodiques d'Algérie en vue de leur mise en culture ». *Thèse de 3 eme cycle. Univ de Renne, 176 p*. **1973**.

**Halitim A.**, « Sols des régions arides d'Algérie ». *OPU, Alger, 384 p*, **1984**.

**Halitim A.**, « L'Aridoculture : contraintes, impacts et perspectives. Colloque international sur l'aridoculture- optimisation des productions agricoles et développement durable ». *Biskra, C.R.S.T.R.A, 13-14 Décembre 2008. Communication N° 2*.**2008**.

**Halitim A.**, « communication orale sur le sol ». **2015**.

**Hermann K.**,«Les ajouts: Les fumées de silice», *Bruxelles, n°7/Juillet***1975**.

**Houhou M. N., Mezghiche B.**, « Influence de l'ajout pouzzolanique sur le comportement mécanique de la pâte de ciment », *2ème colloque Maghrébin en Génie Civil, P. 129-137, Biskra, Algérie*, **2002**.

**Hewlett P. et al.**, « Lea's, Chemistry of Cement and concrete », *4° Edition*,**2004**.

**H.Ismail et D.Ait-Amrane**, « «Etude de l'influence des ajouts cimentaires sur l'activité pouzzolanique des mortiers », *Mémoire Master, Université A.Mira de Bejaia*, **2012**.

**H.F.W. Taylor**, « Cement chemistry », *2nd edn, Thomas Telford Publishing, London, ISBN:*,**1997**. 439 p.

**Humboldt K.D.H., Wedag A.G.**, « L'évolution technologique du four rotatif avec préchauffeur à cyclones vers le four court », *Pyrorapid*, **1986**.

### I

**I. Biczok**, “Concrete Corrosion Protection” ,*Chemical publishing, New York, pag 53, 1967.*

**I. Leberet F.A. BLAKEY**, « Some effects of carbon dioxide on mortars and concrete », *ACI J. AMER. Concr. Inst.*, 53 pp. 295-308 (sept.1956).

### J

**J. Haas, A. Nonat**, « From C-S-H to C-A-S-H : Experimental study and thermodynamic modeling », *Cement and Concrete Research*, 68, **2015**, pages 124-138

**J. Skalny , J. Marchand, I. Odler**, « Sulfate attack on concrete » (*Modern Concrete Technology*), *Spon Press*, 230 p, **2002**.

**J. Skalny , J. Marchand, I. Odler**, « Sulfate attack on concrete » (*Modern Concrete Technology*), *Spon Press*, **2002**, 230 p.

**José B. et al** .« The influence of particle size on the pozzolanic reactivity of quartz powder », *Powder Technology*, Vol. 103, p. 26-29, **2008**.

### K

**Kaminskas R., Cesnauskas V., Kubiliute R.**, « Influence of différent artificial additives on Portland cément hydration and hardening »*Construction and Building Materials* 95 : 537-544, **2015**.

**Khalid Cherkaoui**, « Caractérisation de la microstructure et comportement à court et long terme d’un Béton de Poudre Réactive Extrudable » **2010**

**K. Scrivener, J. Skalny**, « Conclusions of the International RILEM TC 186-ISA Workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation » *4 au 6 September 2002, Villars, Switzerland*), *Materials and Structures*, 38,**2011**, p 659-663.

**Khelafi H., Siad., Senhadji Y., Chihaoui R.**, « Étude des matériaux cimentaires résistants aux agressions chimiques, influence de différents additions minérales locales », *projet de recherche CNEPRU J0401920110016*. **2012/2014**.

**K.Ogawa et al**, « The mechanism of the hydration in the system C3S-pozzolana », *Central Research Laboratory Onoda Cement Co., Ltd., Tokyo, Japan*, **1980**.

**Kucukyildirim E., Uzal B.**, « Characterstics of calcinés natural zeolites for use in high-performance pozzolan blender cement » *Construction and Building Materials*: 229-234, **2014**

**K. Tittelboom, N. Belie, R.D. Hooton**, « Test Methods for Resistance of Concrete to Sulfate Attack – A Critical Review », in: *M. Alexander, A. Bertron, N. De Belie (Eds.) Performance of Cement-Based Materials in Aggressive Aqueous Environments: State-of-the-Art Report, RILEM TC 211 - PAE, Springer Netherlands, Dordrecht*, **2013**, pp. 251-288.

**Khan, M.I., etAlhozaimy, A.M.**, « Properties of natural pozzolan and its potential utilization in environmental friendly concrete», *Can. J. Civ. Eng.*, Vol. 38, pp. 71-78.**2011**.

### L

**L. Laoufi et al** « Evaluation de la durabilité de mortiers pouzzolaniques exposés à une attaque chimique », Université d'Oran, Algérie **2016**.

**L. Laoufi, et al** « Influence des additions minérales sur le besoin en eau et les résistances mécaniques des mélanges cimentaires », *Thèse de doctorat, Université Cergy-Pontoise*, **2013**.

**Lea F.M.**, « The Chemistry of Cement and Concrete », *Edward Arnold Ltd, London*, **1970**.

**Le Chatelier H.**, « Application des phénomènes de sursaturation à la théorie du durcissement de quelques ciments et mastics ». *Comptes rendus hebdomadaires des Seances de Academic des Sciences, Paris*; 96: 1056-9, **1883**.

### M

**M.D. Cohen**, « Theories of expansion in sulfoaluminate-type expansive cements »: *Schools of thought, Cement Concrete Research*, 13, 809–818, **1983**.

**Mangat, P. S. et Khatib, J. M.** « Influence of fly ash, silica fume and slag on sulphate resistance of concrete ». *ACI Mat. J.*, **1992**, volume 92, n° 5, p. 542-552.

**Maggion R.** « Etude bibliographique sur l'hydratation et la structure du ciment », *Centre de recherche sur les solides à organisations cristalline imparfaite, France*, **1989**.

**Michaelis W.**, “Also Erdmenger L”. *Journal für Praktische Chemie Chemiker-Zeitung*, 17: 982-6 referring to the colloidal theory of Michaelis W. **1893**.

**Marchand, J. Skalny**, « Materials Science of Concrete: Sulfate Attack Mechanisms », *American Ceramic Society*, **1994**.

**Messi A.**, « Propriétés des ciments pouzzolaniques élaborées à partir de latérites activées thermiquement », *thèse de doctorat INSA Lyon, France*, **1988**.

**M.A. Gonzalez, Irassar, E.F.**, « Ettringite formation in low C3A Portland cement exposed to sodium sulfate solution », *Cement and Concrete Research*, 27, **1997**, 1061–1072.

**M. Collepardi**, “A state of the art review on delayed ettringite attack on concrete”, *Cement and Concrete Composites*, 25, **2003**, pages 401-407.

### N

**N. Touloum, A. Brara**, « Evidence of thaumasite formation in a newly built concrete structure in northeastern Algeria », *Innovation et Valorisation en Génie Civil et Matériaux de Construction INVACO en Algérie*, 17 et 18 Novembre **2014**, pp. 343-348.

## Références bibliographiques

---

**N.Kaid et al**, « étude de la durabilité des mortiers pouzzolaniques face aux milieux agressifs », *faculté d'architecture et de génie civil, département de génie civil, université des sciences et de technologie Mohamed Boudiaf d'Oran, (Algérie).* **2010**.

**Norme SIA 215** : Société Suisse des ingénieurs et architectes, liant minéraux, Zurich, **1978**

**Ndiaye, D. &Sall, A.** « Conception, formulation et mise en œuvre d'un béton compacte au rouleau (B.C.R) comme revêtement des chaussées : application au tronçon DIAMNIADIO-MBOUR », *projet de en d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception, école supérieure Polytechnique*, **2007**, Université de Dakar.

**Nicoleau, L., Nonat, A., &Perrey, D.** « The di-and tricalcium silicate dissolutions ». *Cement and Concrete Research*, **2013**, vol. 47, p. 14-30.

**Nonat. A.** « the structure and stoichiometry of C-S-H », *cement and concrete research*, vol 34, **2004**, pages 1521-1528.

**Norme Afnor. NF EN 197-1**, « Cement. Composition, specifications and conformity criteria for common cements », **2011**.

## O

**Osborne, G. J.** « Determination of sulphate resistance of blast furnace slag cement using small scale accelerated methods of tests ». *Adv. Cem. Res.*, volume 2, p. 21-27, **1989**.

**O. Saeed, B. Al-Amoudi**, “Attack on plain and blended cements exposed to aggressive sulphate environnements”. *Cement and Concrete Composites* 24, **2002**, pages 305-316

## P

**Patsikas. N., Katsiotis. N., Pipilikaki. P., Papageorgiou. D., Chaniotakis. E., Beazi-Katsioti.M.**, « Durability of mortars of white cement against sulfate attack in elevated temperatures», *Construction and Building Materials*, Vol36, **2012**, p1082–1089.

**Pierre Claude A.**, « Bétons Haute Performance ». Édition Eyrolles. **2001**.

**Pliskin L.** « La fabrication du ciment », *Edition Eyrolles*, **1993**.

**Pigeon M., Marchand J. and Pleau R.**, « Frost resistant concrete », *Construction and Building Materials*, Volume 10, Issue 5, pp. 339-348, juillet**1987**.

**Planel D.** « Les effets couplés de la précipitation d'espèces secondaires sur le comportement mécanique et la dégradation chimique des bétons», *Thèse de doctorat en Génie Civil, Université de Marne La vallée, UFR des Sciences et Technologies, le 04 Juin***2002**

**P.J.M. Monteiro, K.E. Kurtis**, « Time to failure for concrete exposed to severe sulfate attack », *Cement and Concrete Research*, 33, **2003**, 987-993.

**Picandet V.**, « Influence d'une endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydraulique des bétons». *Thèse, Université de Nantes*, **2001**.

## R

**Rashad A.M.**, « A comprehensive overview about the influence of different admixtures and additives on the properties of alkali-activated ash », *Materials and Design: 1005-1025*, **2014**.

**R.MohamedKrachai et al**, « Influence de la pouzzolane de Beni-Saf sur les performances mécaniques des bétons auto plaçant », *SBEIDCO – 1st International Conférence on Sustainable Built Environnement Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) – October 12- 14*, **2009**.

**Rodriguez, C.E, et Uribe, A.R.**, « Importance of using the natural pozzolans on concrete durability », *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, pp. 1851–1858, **2002**.

**Regourd M.** « Microstructure et propriétés des ciments, mortiers et bétons ». *Ciments, Bétons, Plâtres, Chaux*, vol 82, n° 1, p 41-49, **1982**.

**R.H.Bogue., Lerch W.** «Hydration of Portland cement compounds». *Industrial and Engineering Chemistry N°8* pp. 837-47 Easton, Pa, 1934.

**R. Maillot**, « Mémento technique des Granulats », *les Presses de l'Ecole des Mines, Paris*, 166 p., **2001**.

**R. Taylor, I.G. Richardson, R.M.D. Brydson.** « Composition and microstructure of 20-year-old ordinary Portland cement-ground granulated blast-furnace slag blends containing 0 to 100% slag. » *Cement and Concrete Research* 40, **2010**, pages 971-983.

## S

**Salim Guettala.**, « Contribution à l'étude de l'influence de l'ajout du sable de dune finement broyé au ciment, sur les performances physico-mécaniques, la déformabilité & la durabilité du béton », *Thèse de doctorat en sciences, Biskra*, **2012**

**Santhanam. M., Cohen. M.D., Olek. J.**, « Mechanism of sulfate attack: a fresh look, Part 2. Proposed mechanisms », *Cement and Concrete Research*, Vol 33, **2003**, p341–346.

**Saraya M.E.I.**, « Study physico-chemical properties of blender cements containing fixed amount of silica fume, blast furnace slag, basalt anslimestone, a comparative study », *Construction and Building Materials*, 72 : 104-112, **2014**.

**Skalny J. et Pierce J. S.**, « Sulphate attack issues », *Seminar on sulphate mechanisms, Quebec City, Quebec, Canada, October 5 and 6* **1998**.

**S. Sarkar, S. Mahadevan, J.C.L. Meeussen, H. van der Sloot, D.S. Kosson**, « Numerical simulation of cementitious materials degradation under external sulfate attack », *Cement and Concrete Composites*, 32, **2010**, pages 241–252.

**Scrivener K.L., John V.M., Gartner E.M.**, « Eco-efficient cements potential economically viable solutions for a low-CO<sub>2</sub> cement-bases materials industry », *Cement and Concrete Research* 114 : 2-26, **2018**

**Shi C., Day R.L.**, « Pozzolanic reaction in the presence of chemical activators Part II. Reaction products and mechanism », *Cement and Concrete Research* 30 : 607-613, **2000**.

**Sadhouari, F., Goufi, N., & Guezzouli, A.** « Valorisation de l'utilisation des sables concassés par analyse des propriétés des mortiers et des bétons ». *SBEIDCO–1st. In: International conference on sustainable built environment infrastructures in developing countries, ENSET Oran (Algeria)*. **2009**. p. 247-54.

### T

**Thiery M.** « Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires, prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurelles et hydriques ». *Thèse de doctorat, Paris, LCPC 2005*;

**Touil, B., Ghomari, F., Khelidj, A., and Bonnet, S.,** « Les bétons aux pouzzolanes en façade maritime, » *No MAD 2015, Douai, France, 2015.*

**Toutain G.,**« Eléments d'Agronomie Saharienne » *.De la Recherche au Développement. Cellule des Zones Arides.p : 120-121.271p. 1977.*

**T. Schmidt, B. Lothenbach, M. Romer, J.r. Neuenschwander, K. Scrivener,** « Physical and microstructural aspects of sulfate attack on ordinary and limestone blended Portland cements », *Cement and Concrete Research, 39, 2009, 1111-1121.*

### V

**Van Rompaey. G.,** « Etude de la réactivité des ciments riches en laitier, à basse température et à temps court, sans ajout chloruré », *thèse de doctorat, Université de Bruxelles, 2006, 462p.*

**Vogt. T** « Problèmes de genèse des crottes calcaires du Quaternaire ».- *Bull Cent Rech Explor. Prod Elf Aquitaine,8.1 pp209-221, 1984*

**Vernet C.,** « Séquence cinétique des réactions d'hydratation de l'aluminate tricalcique en présence de gypse de chaux et de fillers calcaires », *Proceeding of the 8ème Congrès International de la Chimie des Ciments. RIO de Janeiro-Brasil, V3 pp 70-74,1986.*

**Vimane Phoummavong, m.** «Cours en béton armé-Essais de laboratoire»,page.1 à 146. **2002**  
**V.SyamPrakash ,Dhany Krishnan, G. Jeenu.,** « Influence of fin stone dust on high strength concret ». *Conference on our world in concrete & structure: 28-29, Singapore, August2007.*

### W

**W.C. Hansen,** « Crystal growth as a source of expansion in Portland cement concrete », *ASTM Proceeding, Vol. 63, pp. 932–945, 5, 1963.*

**Wang S.D., Scrivener K.L., Pratt P.L.,** « Factors affecting the strength of alkali activated slag »,*Cement and Concrete Research 24 : 1033-1043 , 1994*

**W. Kunther, B. Lothenbach, K.L. Scrivener,** « On the relevance of volume increase for the length changes of mortar bars in sulfate solutions », *Cement and Concrete Research, 46 ,2013, 23-29.*

### Z

## Références bibliographiques

---

**Zeghichi. L., Mezhiche. Z., Merzougui. A.**, « l'influence de l'activation de laitier sur le comportement mécanique des bétons », *lebanese Science Journal*, Vol 2, N2, **2007** p 105-113.

**Z. Makhloufi, S. Aggoun, B. Benabed, E.H. Kadri, M. Bederina**, « Effect of magnesium sulfate on the durability of limestone mortars based on quaternary blended », *Cement and Concrete Composites* 65, **2016**, pages 186-199

### NORMES CONSULTES

<b>NF-P 15-301</b>	Liants hydrauliques, ciments courants, Juin 1994.
<b>NF-P18-404</b>	Bétons- Essais d'étude, de convenance et de contrôle confection et conservation des éprouvettes, Décembre 1981.
<b>NF-P18-405</b>	Bétons- Essais d'information confection et conservation des éprouvettes, Décembre 1981.
<b>NF-P18-406</b>	Bétons- Essais de compression, Décembre 1981.
<b>NF-P18-407</b>	Bétons- Résistance à la traction par flexion, Décembre 1981.
<b>NF-P18-451</b>	Bétons-Essai d'affaissement, Décembre 1981.
<b>NF-P18-452</b>	Bétons - Mesure du temps d'écoulement des bétons et des mortiers aux maniabilimètres, Mai 1988.
<b>NF-P18-553</b>	Granulats- Préparation d'un échantillon pour essai, Septembre 1990.
<b>NF-P18-554</b>	Granulats- Mesure des Masses Volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux, Décembre 1990.
<b>NF-P18-555</b>	Granulats- Mesure des Masses Volumiques, coefficient d'absorption et de la teneur en eau de sables, Décembre 1990.
<b>NF-P18-560</b>	Granulats- Analyse granulométrique par tamisage, Septembre 1990.
<b>NF-P18-598</b>	Granulats- Équivalent de sable, Octobre 1991.
<b>NF-EN 932-1</b>	Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats Partie 1 : Méthodes d'échantillonnage, Décembre 1996.
<b>NF-EN 196-3</b>	Méthodes d'essais des ciments - Partie 3 : Détermination du temps de prise et de la stabilité, Avril 2006.
<b>NF-EN 196-6</b>	Méthodes d'essais des ciments : Détermination de la finesse, Août 1990.
<b>NF-EN 1008</b>	Eau de gâchage pour bétons - Spécifications d'échantillonnage, d'essais et d'évaluation de l'aptitude à l'emploi, y compris les eaux des processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour béton, Juillet 2003.
<b>NF-EN 12350-5</b>	Essais pour béton frais - Partie 5 : essai d'étalement à la table à choc, 2009.
<b>NF-EN 12390-1</b>	Essai pour béton durci-Forme, dimensions et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules, Octobre 2001.
<b>NF-EN 12390-2</b>	Essai pour béton durci-Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance, Octobre 2001.
<b>NF-EN 12390-3</b>	Essai pour béton durci-Résistance à la compression des éprouvettes, Février 2003.
<b>NF-EN 12390-5</b>	Essai pour béton durci-Résistance à la flexion sur éprouvettes, 2001.

---

# ANNEXE

---

## ANNEXE A



# مخبر و مكتب الأشغال العمومية

## Laboratoire & Bureau des Travaux Publics

**Partie : Essai chimique**

**Zone : commune de LIOUA**

**Wilaya : BISKRA**

**L'étudiant : SAYAD YUCEF**

**ANNEE : 2016**

**Rapport de sol.**

*Analyse chimique pour l'échantillon est présente par le tableau ci-dessus*

Teneur en	Echantillon
	0.00m-1.5m
SO <sub>4</sub>	9.1 %
CaCo <sub>3</sub>	62.5%
Niveau d'agressivité	A4
Environnement	Très fortement agressif

Choix de ciment	Ciment spécial résistant aux sulfates
Protection supplémentaire	Nécessite d'une protection externe (enduit-peintures) interne imprégnation.
Dosage mini en ciment -kg/m <sup>3</sup> -(*)	$700/\sqrt[3]{D}$
E/C (**)	≤ 0.50
Granulat (*)	Granulométrie conforme aux règles de composition des bétons
Ouvrabilité du béton	Consistance compatible avec une bonne mise en place et conduisant a la compacité maximale du béton vibration. Usage éventuel d'adjuvants
Enrobage des armatures (***)	≥ 40mm



مخبر و مكتب الأشغال العمومية / حي الرمال - الوادي

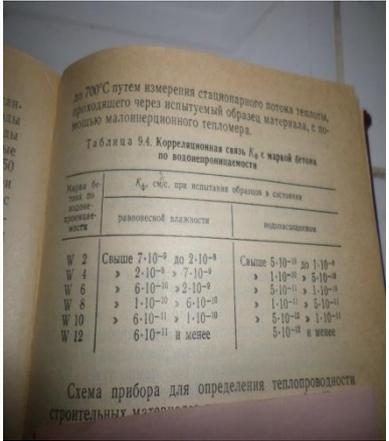
[lbtp\\_redouane@yahoo.com](mailto:lbtp_redouane@yahoo.com) / 032 13 40 44 / 032 13 40 34 / 0771 55 60 03

## ANNEXE B

Les photos dans le cadre d'une thèse de doctorat au sein du laboratoire Matériaux des Constructions, du département de génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra.

## 1/ Laboratoire





## 2/ Sur site (sol)





# ANNEXE C

## Analyses de spectroscopie d'énergie dispersive (EDS) :

Tableaux représentatives d'EDS de différents échantillons conservés à de milieu

### 1) CEM IV/A

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	38.73	44.98	51.78	4.95
Si	14	K-series	17.13	19.89	13.05	0.76
C	6	K-series	14.82	17.21	26.39	2.46
Ca	20	K-series	13.26	15.40	7.08	0.42
Mg	12	K-series	0.77	0.90	0.68	0.07
Al	13	K-series	0.59	0.69	0.47	0.06
Na	11	K-series	0.44	0.52	0.41	0.06
Fe	26	K-series	0.36	0.42	0.14	0.05
Total:			86.11	100.00	100.00	

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	25.89	40.52	47.50	3.39
Si	14	K-series	25.30	39.60	26.44	1.11
C	6	K-series	9.62	15.05	23.50	1.89
Ca	20	K-series	2.08	3.26	1.53	0.09
Al	13	K-series	0.40	0.62	0.43	0.05
Mg	12	K-series	0.21	0.34	0.26	0.04
Fe	26	K-series	0.21	0.33	0.11	0.04
Na	11	K-series	0.18	0.28	0.23	0.04
Total:			63.90	100.00	100.00	

### 1) CEM II/A-L

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	44.12	51.86	60.46	5.71
Ca	20	K-series	26.10	30.68	14.28	0.79
C	6	K-series	12.93	15.19	23.59	1.92
Na	11	K-series	0.68	0.80	0.65	0.08
Mg	12	K-series	0.61	0.71	0.55	0.06
Si	14	K-series	0.34	0.40	0.27	0.04
Al	13	K-series	0.23	0.27	0.18	0.04
Fe	26	K-series	0.06	0.07	0.02	0.03
Total:			85.06	100.00	100.00	

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	35.06	47.06	59.10	4.72
Ca	20	K-series	25.95	34.82	17.46	0.79
C	6	K-series	8.06	10.82	18.10	1.37
Si	14	K-series	2.58	3.46	2.48	0.14
Mg	12	K-series	1.17	1.57	1.30	0.10
Al	13	K-series	0.74	0.99	0.74	0.07
Na	11	K-series	0.53	0.71	0.62	0.07
Fe	26	K-series	0.42	0.56	0.20	0.05
Total:			74.51	100.00	100.00	

## 1) CEM I (CRS)

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	37.21	45.92	58.57	4.95
Ca	20	K-series	25.03	30.89	15.73	0.76
C	6	K-series	7.59	9.36	15.91	1.38
Si	14	K-series	6.81	8.40	6.10	0.32
Al	13	K-series	1.84	2.27	1.71	0.12
Fe	26	K-series	1.19	1.47	0.54	0.07
Mg	12	K-series	0.97	1.20	1.00	0.09
Na	11	K-series	0.40	0.49	0.43	0.06
Total:			81.03	100.00	100.00	

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	31.05	44.33	55.28	4.54
Ca	20	K-series	23.06	26.12	13.00	0.62
C	6	K-series	8.87	11.55	19.18	1.60
Si	14	K-series	8.71	11.33	8.05	0.40
Al	13	K-series	1.58	2.06	1.52	0.11
Mg	12	K-series	1.52	1.98	1.63	0.12
Fe	26	K-series	1.42	1.85	0.66	0.08
Na	11	K-series	0.61	0.79	0.69	0.07
Total:			76.82	100.00	100.00	

## 1) CEM II/A-P1

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	47.96	53.09	60.55	6.12
Ca	20	K-series	25.36	28.07	12.78	0.77
C	6	K-series	14.83	16.42	24.95	2.16
Na	11	K-series	0.62	0.69	0.55	0.07
Si	14	K-series	0.62	0.68	0.44	0.06
Mg	12	K-series	0.58	0.64	0.48	0.06
Al	13	K-series	0.30	0.33	0.22	0.04
Fe	26	K-series	0.07	0.07	0.02	0.03
Total:			90.32	100.00	100.00	

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	43.30	49.07	63.72	5.91
Ca	20	K-series	32.51	34.34	17.80	0.94
C	6	K-series	5.43	5.98	10.34	1.08
Mg	12	K-series	2.91	3.20	2.74	0.19
Si	14	K-series	2.84	3.13	2.31	0.15
S	16	K-series	1.60	1.76	1.14	0.09
Na	11	K-series	0.94	1.04	0.94	0.10
Al	13	K-series	0.86	0.94	0.73	0.07
K	19	K-series	0.49	0.54	0.29	0.05
Total:			90.89	100.00	100.00	

## 1) CEM II/B-P2

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	39.91	48.79	56.14	5.14
Ca	20	K-series	18.15	22.18	10.19	0.56
C	6	K-series	13.70	16.74	25.66	2.14
Si	14	K-series	5.43	6.64	4.35	0.26
Al	13	K-series	1.42	1.73	1.18	0.10
Mg	12	K-series	1.35	1.65	1.25	0.11
Fe	26	K-series	1.02	1.24	0.41	0.06
Na	11	K-series	0.84	1.03	0.82	0.09
Total:			81.81	100.00	100.00	

El	AN	Series	unn. C [wt.%]	norm. C [wt.%]	Atom. C [at.%]	Error (1 Sigma) [wt.%]
O	8	K-series	39.68	47.12	59.85	5.34
Ca	20	K-series	34.26	40.68	20.63	1.03
C	6	K-series	9.21	10.94	18.50	1.46
Mg	12	K-series	0.46	0.55	0.46	0.06
Na	11	K-series	0.34	0.40	0.36	0.06
Si	14	K-series	0.13	0.15	0.11	0.03
Al	13	K-series	0.10	0.12	0.09	0.03
Fe	26	K-series	0.03	0.04	0.01	0.03
Total:			84.21	100.00	100.00	

## ANNEXE D

**S.P.A BISKRIA CIMENT**

ن.ذ.ا. - رأسمالها الاجتماعي : 870.000.000 DA  
 Société par actions au capital social de : 870.000.000 DA

N° Identification Fiscale : 000907024283698 - N° Article d'Imposition : 07030013436 - N° Registre de Commerce : 07/00-0242836 E

**FICHE TECHNIQUE****CEM IV / A - 42.5**

Mise à jour du 21 Septembre

**Caractéristiques chimiques**

Eléments	Garanties	Teneur %
SO <sub>3</sub>	(NA 237) < 3.5%	2.3
P.A.F	(NA 237) ≤ 5 %	2.9
<b>C3A Clinker</b>	Calculé Selon Bogue	5.25

**Caractéristiques physiques**

Désignation	Unité	Garanties	mesures
Surface spécifique Blaine	Cm <sup>2</sup> /g	(NA 231)	3350
Début de prise	min	(NA 233) ≥ 60 min	180
Expansion à chaud	mm	≤ 10mm (NA 232)	0.5
Consistance	%	T (NA 229)	26.6
Chaleur d'hydratation	J/g ciment	(NA 5061) Ch ≤ 270	152 / <del>292</del>

**Caractéristiques mécaniques**

Résistance à la compression MPa	02 jours	≥ 10	19.9
	28 jours	62.5 ≥ R ≥ 42.5	45



Y. K. HADAR  
 Service Contrôle  
 De Qualité