

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département : Génie Civil & Hydraulique  
Réf : .....



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 : Génie Civil  
Option : Génie Civil

**Effet de l'étuvage par énergie solaire sur les propriétés  
mécaniques, la déformabilité et la durabilité des bétons.**

Présentée par :  
**Ben Khadda BEN AMMAR**

Soutenue publiquement le : 14 / 12 / 2014

**Devant le jury composé de :**

Mr. Mellas Mekki	Professeur	Président	Université de Biskra
Mr. Mezghiche Bouzidi	Maître de Conférences 'A'	Rapporteur	Université de Biskra
Mr. Guettala Abdelhamid	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Mr. Chabil Hocine	Professeur	Examineur	Université de Constantine
Mme. Zeghichi Leila	Professeur	Examinatrice	Université de M'sila
Mr. Boudchicha Abdelaziz	Professeur	Examineur	Université d'Oum El-Bouaghi

## Remerciements

Ce travail de thèse a été effectué au Laboratoire de Génie-civil (LGCB) de l'Université de BISKRA sous la direction du Docteur Bouzidi Mezghiche, maître de conférences à l'université de Biskra, Je tiens à lui manifester toute ma reconnaissance, pour la confiance qu'il m'a accordée, pour ses conseils qui ont éclairé le déroulement de mes travaux pour sa patience tout au long de ce travail.

Je remercie le Professeur Mellas Mekki d'avoir accepté de présider mon jury de thèse et les professeurs Messieurs : Guettala Abdelhamid, Chabil Hocine, Boudchicha Abdelaziz et Madame Zeghichi Leila d'avoir accepté d'être examinateurs de mon travail de thèse.

Je remercie également tout le personnel de la faculté des sciences et de la technologie ainsi que tout l'encadrement du département de Génie-civil pour leur soutien moral et ses conseils tout au long de ce travail de thèse.

Je tiens donc à remercier dans un premier temps l'ensemble des membres du laboratoire de Génie-civil (LGC) de l'université de Biskra que j'ai pu côtoyer durant ces quelques années et qui ont contribué à la réussite de cette thèse, pour l'aide scientifique ou matérielle qu'ils ont pu m'apporter, mais également pour l'ambiance chaleureuse et dynamique qu'ils ont créée, ambiance qui constitue l'un des atouts de ce laboratoire.

Je tiens également à remercier toutes les personnes du Laboratoire de Centre d'Etudes et de services Technologiques de l'Industrie des Matériaux de construction (C.E.T.I.M) - Boumerdès, qui par leurs conseils et les échanges enrichissant que nous avons eu, ont contribué à faire avancer ce travail. Mes remerciements vont particulièrement à Mrs A. Samari et M.Bennouh, actuellement Maîtres de Conférences à l'université de Boumerdès.

Mes remerciements vont également à Salim Guettala. Je lui suis infiniment reconnaissante pour sa présence, son apport scientifique qu'il m'a fourni. Merci aussi Salim pour le dynamisme scientifique dont tu fais preuve et que tu transmets avec enthousiasme, sourire et gentillesse.

Je suis enfin très reconnaissant envers ma famille, en particulier mes parents, mes frères et sœurs, pour le soutien qu'ils m'ont apporté durant toute la durée de ce travail.

Mes derniers remerciements vont tout simplement à ceux qui plus personnellement ont partagé ma vie et donc ma thèse, sous un autre angle, et m'ont accompagnée et soutenue durant cette période de ma vie des moins tranquilles, tant professionnellement que personnellement.

## RESUME

Les exigences de la construction moderne imposent de nouveaux défis : optimiser les coûts, réduire les délais, améliorer la pérennité des ouvrages, intégrer la protection de l'environnement, l'industrie du béton répond aux exigences du marché en proposant des solutions nombreuses, de plus les délais limités de fabrication, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre, c'est le béton préfabriqué par l'utilisation de l'énergie solaire.

Cette thèse présente une étude de l'utilisation de cette énergie pour le durcissement des bétons, dont on a étudié :

L'influence de l'étuvage par énergie solaire sur la résistance mécanique des bétons et mortiers pour les éléments de préfabrication au cours des premières heures du chauffage, afin d'atteindre le minimum de résistance jugée indispensable pour la rotation des moules tout en économisant de l'énergie électrique. A terme, ce travail permet de mettre en place une méthodologie et des outils tout en respectant au mieux les ressources naturelles et environnementales.

Un programme expérimental a été réalisé pour étudier l'effet du rapport eau/ciment (0.4, 0.5 et 0.6), l'influence du type de ciment et de l'influence des méthodes de durcissement (à l'eau, à l'air libre et l'étuvage à 29 et 45°C) sur la résistance à la compression et à la flexion des bétons. Six formulations à base de Ciment Portland artificiel (CEM I 42,5) et Ciment Portland Composé (CEM II/B 42,5) sont étudiées.

Les résultats nous permettent de mettre en évidence l'effet bénéfique de l'étuvage sur la résistance mécanique, en particulier dans les premières heures de durcissement. L'étuvage par énergie solaire est une technique efficace et rentable pour accélérer le durcissement des bétons.

***Mots clés:*** Béton, Etuvage, Energie solaire, Déformabilité, Durabilité, Résistance, Durcissement, Eléments préfabriqués.

## ABSTRACT

Requirements of modern building set new challenges optimize costs, reduce delays, improve the sustainability of structures, integrate protection of the environment, the concrete industry is responding to market demands by offering many solutions, more limited production, availability and ease of implementation delays, the precast concrete by using solar energy.

This thesis presents a study of the use of this energy for curing concrete, which has been studied:

The influence of steam curing (natural treatment by solar energy) on the strength of concrete and mortar for precast elements during the early hours of heating to achieve the minimum resistance deemed essential for the rotational molds while saving electricity. Ultimately, this work helps to establish a methodology and tools while respecting the best natural and environmental resources.

An experimental program was conducted to study the effect of water / cement ratio (0.4, 0.5 and 0.6), the influence of the type of cement and the influence of curing methods (water, air free and steam curing at 29 and 45 °C) on the compressive strength and flexural strength of concrete. Six formulations of artificial Portland cement (CEM I 42.5) and Compound Portland Cement (CEM II/B 42.5) are studied.

The results allow us to highlight the beneficial effect of parboiling on strength, especially in the early hours of curing. Steaming solar energy is an efficient and effective technique to speed up the hardening of concrete.

**Keywords:** Concrete, Steam-curing, Solar energy, Deformability, Durability, Strength, Hardening, precast elements.

### ملخص

متطلبات البناء الحديث يكرس التحديات الجديدة بتقليل التكاليف، والحد من التأخير، وتحسين استدامة الهياكل، وبضمان حماية البيئة، وصناعة الخرسانة تستجيب لمتطلبات السوق من خلال تقديم العديد من الحلول، إنتاج أكثر بأقل وقت، وبتوافر وسهولة في التنفيذ، وهي الخرسانة مسبقة الصنع باستخدام الطاقة الشمسية.

تقدم هذه الأطروحة دراسة عن استخدام هذه الطاقة لتسريع تصلب الخرسانة العادية عند البناءات الخرسانية الجاهزة، والتي تم البحث في دراستها عن :

تأثير التعرق بالبخار (العلاج الطبيعي بالطاقة الشمسية) على القوة الميكانيكية للخرسانة وللعناصر المسبقة الصنع خلال الساعات الأولى من التعرق لتحقيق المقاومة الدنيا التي تعتبر ضرورية لفك القوالب بغرض التناوب عليها مع توفير الطاقة الكهربائية في نهاية المطاف، ويساعد هذا العمل على وضع منهجية وأدوات أفضل مع احترام الموارد الطبيعية والبيئية.

أجري برنامج تجريبي لدراسة تأثير نسبة الماء/الأسمنت (0.4، 0.5 و 0.6) وتأثير نوع الأسمنت وتأثير نوع المعالجات : (التصلب في الماء، في الهواء الطلق وفي البخار في الدرجتين 29 و 45 مئوية) على قوة الضغط وقوة الانحناء للخرسانة. ستة تركيبات من الاسمنت البورتلاندي الصناعي والاسمنت البورتلاندي المركب يتم دراستها.

النتائج سمحت لنا بتسليط الضوء على الأثر الإيجابي للتعرق بالبخار، خاصة في الساعات الأولى من المعالجة . وهي تقنية ناجعة وفعالة لتسريع تصلب الخرسانة .

**كلمات بحث أساسية :** الخرسانة، التعرق، الطاقة الشمسية، التشوه، الديمومة، المقاومة، تصلب، عناصر مسبقة الصنع .

---

*TABLE DES MATIÈRES*

---

## Table des matières

<b>Sommaire</b>	<b>Page</b>
<i>Remerciements</i>	
<i>Résumé /Abstract</i>	
<b>Table des matières</b>	
<b>Liste des figures et tableaux</b>	
<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
1. Contexte.....	<b>1</b>
2. Objectifs visés.....	<b>2</b>
3. Méthodologie de travail.....	<b>3</b>
<b>A : Recherches bibliographiques</b>	
<b>Chapitre 1 : Caractéristiques générales des matériaux cimentaires et méthodes de traitement</b> .....	<b>4</b>
<b>1.1 Fabrication et mise en œuvre des matériaux cimentaires</b> .....	<b>4</b>
1.1.1 Constituants.....	<b>4</b>
1.1.2 Fabrication.....	<b>5</b>
1.1.3 Mise en œuvre dans le coffrage.....	<b>6</b>
<b>1.2 Maturation du béton</b> .....	<b>6</b>
1.2.1 Composants du ciment hydraté.....	<b>6</b>
1.2.2 L'état de l'eau dans la pâte de ciment hydraté .....	<b>7</b>
1.2.2.1 Relations relatives à la résistance du béton.....	<b>09</b>
1.2.2.2 Le degré d'hydratation.....	<b>10</b>
1.2.3 Structure de la pâte de ciment et du béton.....	<b>10</b>
1.2.3.1 Porosité volumique totale.....	<b>11</b>
1.2.3.2 Distribution poreuse.....	<b>11</b>
1.2.3.3 Interface pâte-granulat.....	<b>16</b>
<b>1.3 L'étuvage des bétons et mortiers</b> .....	<b>17</b>
Introduction.....	<b>17</b>
1.3.0 L'étuvage des bétons et mortiers (mûrissement).....	<b>17</b>
1.3.1 Facteurs influençant sur le traitement par chauffage.....	<b>20</b>
1.3.1.1 Influence de la température et de la durée du traitement.....	<b>20</b>
1.3.1.2 Amélioration des résistances par préchauffage du béton.....	<b>20</b>
1.3.1.3 Influence de la composition du béton sur l'efficacité du traitement par la chaleur.....	<b>20</b>
1.3.1.4 Amélioration des résistances finales des bétons chauffés.....	<b>20</b>
1.3.2 Revue des travaux expérimentaux sur le comportement des bétons sous l'effet de la température	<b>21</b>

1.3.2.1	Effet de la température sur la microstructure du béton.....	21
1.3.2.1.1	Conséquences de l'étuvage sur les produits d'hydratation.....	21
1.3.2.1.2	Déshydratation et modifications physico-chimiques du béton...	23
1.3.2.1.3	Microfissuration et dégradation de l'interface pâte-granulats..	23
1.3.2.1.4	Evolution de la porosité.....	24
1.3.2.1.5	Perte de masse.....	25
1.3.2.1.6	Evolution de la masse volumique.....	26
1.3.2.1.7	Modification de l'état hydrique.....	26
1.3.3	Evolution des propriétés thermique du béton avec la température.....	26
1.3.3.1	Conductivité thermique.....	27
1.3.3.2	Chaleur spécifique.....	27
1.3.3.3	Diffusivité thermique.....	29
1.3.4	Evolution des propriétés mécaniques du béton avec la T°.....	29
1.3.4.1	Energie de fissuration .....	29
1.3.5	Effet bénéfique de l'étuvage sur les Rc au jeune âge.....	30
1.3.6	Effet néfaste de l'étuvage sur les Rc à long terme.....	30
1.3.7	Conclusion du chapitre.....	31
<b>Chapitre 2 : Durabilité des bétons et leur pathologie à l'état durci.....</b>		<b>33</b>
2.0.1	Introduction à la durabilité des bétons.....	33
2.0.2	Critères de durabilité concernant les matériaux étuvés.....	34
2.1	<u>Déformabilité des bétons</u> .....	35
2.1.1	Définition.....	35
2.1.2	Déformations instantanées.....	35
2.2	<u>Etude de la résistance au gel dégel</u> .....	37
2.2.1	Le processus gel/dégel.....	37
2.2.1.1	Influence de l'environnement sur la dégradation au gel- dégel...	39
2.2.1.2	Les cycles de gel-dégel.....	40
2.2.1.3	Les sels de deverglaçage .....	44
2.2.1.4	L'humidité relative de l'air.....	41
2.2.2	Les paramètre matériaux influents.....	41
2.2.2.1	Résistance mécanique.....	41
2.2.2.2	Le réseau de bulles d'air et la teneur en air.....	42
2.2.2.3	La taille des pores.....	42
2.2.2.4	L'état de surface.....	42
2.2.3	Processus de dégradation dus aux effets de bord.....	43
2.2.4	Etat des lieux sur la formulation d'un béton durable au gel-dégel.....	43
2.2.4.1	Le type de ciment.....	43
2.2.4.1.1	Influence de la teneur en C <sub>2</sub> S et en C <sub>3</sub> S.....	44
2.2.4.1.2	Influence de la teneur en C.....	44
2.2.4.1.3	Influence de la teneur en C <sub>4</sub> AF.....	44
2.2.4.2	La formulation (rapport entre la masse d'E et la masse de C.....	44
2.2.4.3	Air entraîné.....	45

2.2.5	Etude de la formation et de la fonte de la glace au sein des pâtes de ciments et des bétons.....	45
2.2.5.1	Mécanismes de dégradation des pâtes de ciment soumises aux gel/dégel.....	46
2.2.5.2	Les différents phénomènes.....	47
2.2.5.3	Mise en évidence expérimentale des phénomènes de dilatation et de contraction des pâtes de ciment lors du gel.....	47
2.2.6	Conclusion.....	48
2.3	<u>Porosité et Perméabilité des bétons</u> .....	49
2.3.1	Porosité des bétons.....	49
2.3.2	Perméabilité des bétons.....	50
2.4	<u>Absorption d'eau</u> .....	51
2.4.1	Etat des connaissances sur la capillarité.....	52
2.4.2	Modélisation du processus de capillarité.....	52
2.4.3	Méthodes de mesure de la capillarité.....	54
2.5	<u>Attaques chimiques (La réaction sulfatique d'origine externe)</u> .....	55
2.5.1	Introduction.....	55
2.5.2	Réactions chimiques et dégradations du béton associées à la pénétration des sulfates.....	55
2.5.3	Influence du cation associé au sulfate.....	56
2.5.4	Influence de la composition du béton.....	56
2.5.5	Formation de la thaumasite et couplages avec d'autres anions.....	57
2.5.6	Mécanismes lors d'un couplage d'agressions.....	58
2.6	<u>Fissurations</u> .....	59
2.6.1	Fissuration induite par le retrait.....	59
2.6.1.1	Le retrait thermique.....	59
2.6.1.1.1	Cas des bétons de masse.....	59
2.6.1.1.2	Cas des bétons traités thermiquement.....	59
2.6.1.1.3	Facteurs aggravant dans des bétons traités thermiquement.....	59
2.6.1.1.4	Moyens de prévention.....	60
2.6.1.1.5	Remède pour le retrait thermique.....	61
2.6.1.1.6	Les paramètres qui conditionnent la fissuration du béton.....	61
2.6.1.2	Retrait du béton et mortier.....	61
2.6.1.2.1	Retrait plastique.....	61
2.6.1.2.2	Le retrait thermique.....	63
2.6.1.2.3	Le retrait endogène.....	63
2.6.1.2.4	Gonflement .....	63
2.6.1.2.5	Retrait de séchage (ou retrait de dessiccation).....	63
2.6.2	Conclusion du chapitre.....	64

## B : Etude expérimentale

<b>Chapitre 3 : Matériaux de l'étude et l'étuvage des bétons .....</b>	<b>65</b>
<b>3.1 Matériaux de l'étude.....</b>	<b>65</b>
<u>Introduction</u> .....	<b>65</b>
3.1.1 Constituants des mélanges.....	<b>65</b>
3.1.1.1 Matériaux.....	<b>65</b>
3.1.1.1.1 Ciments.....	<b>65</b>
3.1.1.1.2 Eau.....	<b>66</b>
3.1.1.1.3 Sable.....	<b>66</b>
3.1.1.1.4 Gravier.....	<b>66</b>
3.1.1.1.5 Entraîneur d'air .....	<b>66</b>
3.1.2 Formulation de béton.....	<b>68</b>
3.1.3 Composition de mortier .....	<b>69</b>
<b>3.2 L'étuvage des bétons.....</b>	<b>71</b>
3.2.1 Introduction.....	<b>71</b>
3.2.2 Etude de la température à l'air et dans l'enceinte.....	<b>72</b>
3.2.3 Méthode d'essais .....	<b>72</b>
3.2.4 Préparation des échantillons et les tests effectués.....	<b>74</b>
3.2.5 Interprétations des résultats et discussions.....	<b>75</b>
3.2.5.1 Maniabilité.....	<b>75</b>
3.2.5.2 Résistances à la compression et à la flexion.....	<b>75</b>
3.2.5.2.1 Influences des méthodes de durcissements utilisés.....	<b>75</b>
3.2.5.2.2 Influences du rapport E/C et du type de ciment.....	<b>81</b>
3.2.5.2.3 Influence du prolongement de durcissement à l'air libre.....	<b>82</b>
3.2.6 Interprétation des résultats et discussions conclusion.....	<b>83</b>
<b>3.3 Etude de mortier.....</b>	<b>84</b>
3.3.1 Présentation des résultats .....	<b>84</b>
3.3.1.1 Résultats du Retrait et gonflement du mortier (CEM II/ B 42.5).	<b>84</b>
3.3.1.2 Variations masse (mortier de CEM II/ B 42.5).....	<b>84</b>
3.3.1.3 Variations Retrait –gonflement (CEM I B 42.5).....	<b>85</b>
3.3.1.4 Variations masse (CEM I B 42.5).....	<b>85</b>
3.3.1.5 Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier en (CEM II/ B 42.5)	<b>86</b>
3.3.1.6 Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier en (CEM I/ B 42.5)	<b>86</b>
3.3.1.7 Résistance à la compression pour mortier en (CEM II/ B 42.5)....	<b>87</b>
3.3.1.8 Résistance à la flexion pour mortier en CEM II/ B 42.5.....	<b>87</b>
3.3.1.9 Résistance à la compression pour mortier en (CEM I 42.5).....	<b>88</b>
3.3.1.10 Résistance à la flexion pour mortier en (CEM I 42.5) .....	<b>88</b>
3.3.2 Interprétation des résultats.....	<b>89</b>
3.3.2.1 Retrait et gonflement de mortier.....	<b>89</b>
3.3.2.2 Absorption capillaire.....	<b>90</b>
3.3.2.3 Essais destructifs sur mortier .....	<b>90</b>
<b>3.4 Conclusion du chapitre .....</b>	<b>91</b>

<b>Chapitre 4 : Etude de la durabilité des bétons.....</b>	<b>92</b>
<b>4.1 Introduction</b>	<b>92</b>
<b>4.2 Propriétés physiques .....</b>	<b>92</b>
4.2.1 Consistance du béton à l'état frais.....	92
<b>4.3 Déformabilité .....</b>	<b>92</b>
4.3.1 Interprétation et discussion.....	97
<b>4.4 Etude de la résistance au gel/dégel.....</b>	<b>98</b>
4.4.1 Procédure expérimentale	98
4.4.2 Résultat et discussions.....	99
<b>4.5 Porosité volumique du béton à l'état durci.....</b>	<b>100</b>
4.5.1 Introduction.....	100
4.5.2 Procédure expérimentale.....	101
4.5.3 Interprétation et discussion.....	103
4.5.3.1 Variation de la porosité en fonction de t, type de ciment et d'E/C...	103
4.5.3.2 Variation de la Rc en fonction de la porosité volumique.....	104
<b>4.6 Absorption d'eau.....</b>	<b>104</b>
4.6.1 Introduction.....	104
4.6.1.1 La détermination du coefficient d'absorption d'eau initiale.....	104
4.6.2 Méthodologie expérimentale.....	105
4.6.2.1 Influence du type de durcissement, d'E/C et du type de ciment.....	108
4.6.2.2 Relation entre la résistance à la compression et l'absorption <b>initiale</b>	109
4.6.3 Porosité ouverte.....	110
4.6.4 Résultats et discussions.....	112
<b>4.7 Attaque des bétons par les acides.....</b>	<b>113</b>
4.7.1 Processus expérimental.....	113
4.7.2 Observations visuelles des bétons attaqués par la solution acide ...	114
4.7.3 Influence du type de durcissement et type du ciment sur la perte de	
masse des bétons immergés dans la solution acide .....	114
4.7.4 Absorption initiale d'eau après attaque par les acides des bétons...	116
4.7.5 Influence de l'étuvage sur la variation relative de la porosité.....	
ouverte des bétons immergés dans l'acide.....	116
4.7.6 Influence du type du ciment et du type de durcissement sur la	
variation de la porosité ouverte des bétons immergés dans l'acide .....	117
4.7.7 Influence du type du ciment et du type de durcissement sur	
l'évolution de la résistance à la compression ouverte des bétons immergés dans l'acide en	
fonction de l'absorption initiale.....	118
4.7.8 Résistances mécaniques à la compression après attaque par	
les acides à 21 jours.....	119
4.7.9 Conclusion du chapitre.....	119
Conclusions générales .....	121
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>123</b>
<b>Liste des publications et communications issues de la thèse.....</b>	<b>140</b>
<b>Annexes .....</b>	<b>140</b>

---

***LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX***

---

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre 1 :

<b>Figure 1.1</b> : Structure du ciment selon le modèle de Feldman et Sereda.	8
<b>Figure 1.2</b> : Rapport E/C nécessaire à l'hydratation (A, B et C)	8
<b>Figure 1.3</b> : Proportion volumique des constituants de la pâte de ciment hydraté en fonction d'E/C après 80% d'hydratation dans l'eau.	8
<b>Figure 1.4</b> : Influence du rapport E/C au jeune âge.	9
<b>Figure 1.5</b> : Influence du rapport E/C sur la résistance du béton.	9
<b>Figure 1.6</b> : Rapport des résistances à la compression à 28 jours de béton muris à différentes températures muris à 21°C (E/C = 0.5).	10
<b>Figure 1.7</b> : Répartition porométrique dans le béton.	12
<b>Figure 1.8</b> : Microstructure de béton à haute performance : a) et b)	13
<b>Figure 1.9</b> : Exemple de microstructure d'une pâte de ciment ordinaire hydraté.	14
<b>Figure 1.10</b> : Vides dans le béton et domaine d'utilisation des principales techniques de caractérisation des milieux poreux.	15
<b>Figure 1.11</b> : Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de sa porosité.	15
<b>Figure 1.12</b> : Effet de la période de la cure et le rapport E/C sur la porosité de la pâte de ciment déterminée par la méthode PIM.	16
<b>Figure 1.13</b> : Cycle type de la cure à la vapeur atmosphérique	18
<b>Figure 1.14</b> : Résistance d'un béton traité à la vapeur à différentes températures	20
<b>Figure 1.15</b> : Tétraèdre de $\text{Si}(\text{OH})_4$ Q0 avec ses connections (Q1, Q2).	22
<b>Figure 1.16</b> : Distribution des pores d'un béton ordinaire après exposition à différentes températures.	23
<b>Figure 1.17</b> : Porosité en fonction de la température de conditionnement.	25
<b>Figure 1.18</b> : Variation de poids en fonction de la température.	25
<b>Figure 1.19</b> : Variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température.	26
<b>Figure 1.20</b> : Evolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température.	27
<b>Figure 1.21</b> : Variation de la chaleur spécifique en fonction d'une pâte de ciment	28
<b>Figure 1.22</b> : Variation de la chaleur spécifique en fonction de la température par différents auteurs.	28
<b>Figure 1.23</b> : Evolution l'énergie de fissuration relative en fonction de la température	29

## Chapitre 2 :

- Figure 2.1 :** La courbe expérimentale contrainte-déformation au cours d'un essai de compression sur éprouvette (16×32) cm<sup>2</sup> 36
- Figure 2.2 :** Etapes classiques d'endommagement par niveaux de contrainte du test de caractérisation des bétons 37
- Figure 2.3 :** Schématisation de l'influence combinée du gel et des sels de déverglaçage 38
- Figure 2.4 :** Description des paramètres d'un cycle de gel-dégel. 40
- Figure 2.5 :** Masse d'écaillés récoltée au 56<sup>ième</sup> cycle de gel-dégel en fonction du rapport E/C et de la présence d'un entraîneur d'air. 45
- Figure 2.6 :** Analyse calorimétrique de différentes pâtes de ciment 46
- Figure 2.7 :** Représentation schématique des phénomènes inhérents à la formation de glace dans les pores du matériau 47
- Figure 2.8 :** Coïncidence entre la formation de glace et l'allongement d'une éprouvette de pâte de ciment saturée de porosité égale à 46 %. 48
- Figure 2.9 :** Effet des paramètres influençant la perméabilité. 50
- Figure 2.10 :** Cinétique d'absorption d'eau en fonction du temps et de la racine carrée du temps (différents type de béton) 53
- Figure 2.11 :** L'absorption d'eau unidirectionnelle par des matériaux poreux : L'absorption d'eau par succion capillaire est opposée à la gravitation selon (Hall, 1989) 54
- Figure 2.12 :** Photo au MEB d'une ettringite secondaire ayant de la place pour se développer dans un pore. 56
- Figure 2.13 :** Photos prises au Microscope Electronique à Balayage (à gauche) couplés à l'EDX (à droite) sur des échantillons de béton auto-plaçant ayant subi un cycle d'humidification/séchage en présence d'une solution de sulfate de sodium à 5%. 57

## Chapitre 3 :

- Figure 3.1 :** Courbe granulométrie du sable. 66
- Figure 3.2 :** Organigramme représentatif des différents essais effectués sur béton. 70
- Figure 3.3 :** Organigramme représentatif des différents essais effectués sur mortier. 71
- Figure 3.4 :** Enceinte d'étuvage exposée aux rayons solaires. 72
- Figure 3.5 :** Variation de la température dans l'enceinte d'étuvage et à l'air ambiant durant le temps (mois). 72
- Figure 3.6 :** Cycles du traitement thermique. 74
- Figure 3.7 :** Effets des méthodes de durcissement, type de ciment et le rapport E/C sur le développement de la résistance à la compression. 77
- Figure 3.8 :** Effets des méthodes de durcissement, type de ciment et le rapport E/C sur la résistance à la compression. 78
- Figure 3.9 :** Effets des méthodes de durcissement, type de ciment et du rapport E/C sur le 81

développement de la résistance à la flexion.

- Figure 3.10** : Variation dimensionnelle (retrait – gonflement) du mortier pour différentes conservations - (CEM II/ B 42.5), E/C = 0.45 84
- Figure 3.11** : Variation de la masse en fonction du temps des éprouvettes de mortier pour différentes conservation (CEM II/ B 42.5), E/C = 0.45 85
- Figure 3.12** : Variation dimensionnelle (retrait-gonflement) du mortier pour différentes conservations (CRS 42.5 - E/C = 0.45) 85
- Figure 3.13** : Variation de la masse en fonction du temps des éprouvettes de mortier pour différentes conservation (CEM I B 42.5), E/C = 0.45 86
- Figure 3.14** : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CEM II/ B 42.5), E/C = 0.45 pour éprouvettes  $(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$  86
- Figure 3.15** : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CRS 42.5 E/C = 0.45) pour éprouvettes  $(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$  87
- Figure 3.16** : Variation de la résistance à la compression pour  $(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$  pour différentes cures à 28j (CEM II/ B 42.5), E/C = 0.45) 87
- Figure 3.17** : Variation de la résistance à la flexion pour  $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$  pour différentes cures à 28 jours - (CEM II/ B 42.5), E/C = 0.45) 88
- Figure 3.18** : Variation de la résistance à la compression pour  $(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$  pour différentes cures à 28j (CEM I 42.5), E/C = 0.45) 88
- Figure 3.19** : Variation de la résistance à la flexion pour  $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$  pour différentes cures à 28 jours - (CEM I 42.5), E/C = 0.45) 89
- Figure 3.20** : éprouvettes prismatiques de mortier  $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$  munis de plots mises dans l'enceinte d'étuvage. 91

#### Chapitre 4 :

- Figure 4.1** : Etapes d'essai de déformabilité du béton. 93
- Figure 4.2** : Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton  $\epsilon_l$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA- 3J, CPJ- 3J, CPA-3M, CPJ-3M, CPA-DA et CPJ-DA. 94
- Figure 4.3** : Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton  $\epsilon_{lTel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA- 3J, CPJ- 3J, CPA-3M, CPJ-3M, CPA-DA et CPJ-DA. 94
- Figure 4.4** : Déformation élasto-instantanées transversales du béton  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA- 3J, CPJ- 3J, CPA-3M, CPJ-3M, CPA-DA et CPJ-DA. 95
- Figure 4.5** : Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton  $\epsilon_{2Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA- 3J, CPJ- 3J, CPA-3M, CPJ-3M, CPA-DA et CPJ-DA. 95
- Figure 4.6** : Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA- 3J, CPJ- 3J CPA-3M, CPJ-3M, CPA-DA et CPJ-DA. 96

<b>Figure 4.7 : Module</b> d'élasticité des bétons en fonction des contraintes relatives $\eta$ pour les séries de prismes CPA- 3J, CPJ- 3J, CPA-3M, CPJ-3M, CPA-DA et CPJ-DA.	<b>96</b>
<b>Figure 4.8 :</b> Influence des cycles gel dégel sur la résistance des bétons	<b>99</b>
<b>Figure 4.9 :</b> Influence du dosage de l'AEA sur la résistance à la compression à l'âge de 28 jours pour E/C= 0.5	<b>99</b>
<b>Figure 4.10 :</b> Principe de la porosité accessible à l'eau par pesée hydrostatique (Laboratoire de GC de Biskra)	<b>101</b>
<b>Figure 4.11 :</b> Eprouvettes de bétons de différents types de conservation destinées à l'essai de la porosité par pesées hydrostatique	<b>102</b>
<b>Figure 4.12 :</b> Porosité accessible à l'eau des différents bétons en fonction du temps	<b>103</b>
<b>Figure 4.13 :</b> Dispositif expérimental de l'essai d'absorption capillaire de différents bétons.	<b>105</b>
<b>Figure 4.14 :</b> Cinétique d'absorption d'eau par le béton à base de CEM I 42.5 ayant subi 3 types de traitements description des données expérimentales par (1)	<b>106</b>
<b>Figure 4.15 :</b> Cinétique d'absorption d'eau par le béton à base de CEM II 42.5 ayant subi 3 types de traitements description des données expérimentales par (1)	<b>107</b>
<b>Figure 4.16 :</b> Effet du rapport E/C et du type de ciment sur l'absorption initiale des bétons pour les différents types de durcissement	<b>108</b>
<b>Figure 4.17 :</b> Variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale.	<b>109</b>
<b>Figure 4.18 :</b> Effet du rapport E/C sur la porosité ouverte des bétons pour les différents durcissements.	<b>112</b>
<b>Figure 4.19 :</b> Eprouvettes (10×10×10) mm <sup>3</sup> immergées dans la solution d'acide sulfurique.	<b>113</b>
<b>Figure 4.20 :</b> Balance de précision de 0.1 grammes.	<b>114</b>
<b>Figure 4.21 :</b> Béton <b>B50</b> après 21 jours d'immersion dans la solution d'acide	<b>114</b>
<b>Figure 4.22 :</b> La variation de la masse à l'âge de 21 jours des différents bétons (E/C = 0.5).	<b>115</b>
<b>Figure 4.23 :</b> différents bétons attaqués par les acides subits l'absorption capillaire et d'E/C.	<b>116</b>
<b>Figure 4.24 (a et b) :</b> Evaluation de l'absorption initiale des différents bétons avant et après l'attaque par les acides.	<b>116</b>
<b>Figure 4.25 :</b> Variation de la porosité ouverte bétons à l'âge de 21 jours des différents bétons en fonction du rapport E/C.	<b>118</b>
<b>Figure 4.26 :</b> Effet de l'attaque par les acides à sur la Rc des bétons à l'âge de 21 jours.	<b>119</b>

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre 1 :

<b>Tableau 1.1 :</b> Porosités de certaines roches communes	<b>11</b>
---	-----------

### Chapitre 2 :

<b>Tableau 2.1 :</b> Relation taux d'humidité- évaporation	<b>64</b>
--	-----------

### Chapitre 3 :

<b>Tableau 3.1 :</b> Compositions chimiques des ciments (%)	<b>65</b>
<b>Tableau 3.2 :</b> Compositions minéralogiques des ciments (%)	<b>65</b>
<b>Tableau 3.3 :</b> Propriétés physiques des ciments (%)	<b>66</b>
<b>Tableau 3.4 :</b> Coefficients A et A <sub>1</sub> en fonction de la qualité des granulats et liant	<b>67</b>
<b>Tableau 3.5 :</b> Compositions de bétons (kg/m <sup>3</sup> )	<b>68</b>
<b>Tableau 3.6 :</b> Eprouvettes et leurs conservations.	<b>69</b>
<b>Tableau 3.7 :</b> Cycles d'étuvage et températures max. (T° de palier) (printemps - été)	<b>73</b>
<b>Tableau 3.8 :</b> Cycles d'étuvage et températures max. (T° de palier) (automne -hiver)	<b>74</b>
<b>Tableau 3.9 :</b> Evolution de la résistance à la compression durant l'étuvage à 45°C de (1 à 7) jours (CEM I 42.5).	<b>78</b>
<b>Tableau 3.10 :</b> Evolution de la résistance à la compression durant l'étuvage à 45°C (1 à 7) jours (CEM II B 42.5).	<b>78</b>
<b>Tableau 3.11 :</b> Evolution de la résistance à la compression durant l'étuvage à 29°C (1 à 7) jours (CEM I 42.5).	<b>79</b>
<b>Tableau 3.12 :</b> Evolution de la résistance à la compression durant l'étuvage à 29°C (1 à 7) jours (CEM II B 42.5).	<b>79</b>
<b>Tableau 3.13 :</b> Résistances mécaniques des bétons (1 jour d'étuvage à 45°C + durcissement à l'air de 3 jours)	<b>82</b>
<b>Tableau 3.14 :</b> Résistances mécaniques des bétons (1 jour d'étuvage à 29°C + durcissement à l'air de 3 jours)	<b>83</b>

### Chapitre 4 :

<b>Tableau 4.1 :</b> Porosité volumique de différents types de béton étudiés.	<b>102</b>
<b>Tableau 4.2 :</b> Coefficients d'absorption d'eaux initiales A <sub>bi</sub> obtenus pour la totalité des échantillons.	<b>106</b>
<b>Tableau 4.3 :</b> Valeurs expérimentales et estimées de la résistance à la compression au jour « j » en fonction de l'absorption initiale.	<b>110</b>
<b>Tableau 4.4 :</b> Porosité ouverte des différents bétons élaborés.	<b>111</b>
<b>Tableau 4.5 :</b> La variation relative de la porosité ouverte des différents bétons élaborés immergés dans l'acide sulfurique	<b>117</b>
<b>Tableau 4.6 :</b> L'évolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans l'acide sulfurique en fonction de l'absorption initiale.	<b>118</b>

---

## *INTRODUCTION GENERALE*

---

## INTRODUCTION GENERALE

### 1- Contexte

La préfabrication d'éléments en béton se présente actuellement comme une branche d'activité indispensable au secteur de la construction moderne grâce à une optimisation des coûts, à une réduction des délais et à une gamme de solutions variées.

Il est important pour un pré fabricant de développer des produits finis performantiels tout en restant concurrentiels (moindre coût). De plus, compte tenu de l'évolution générale vers l'utilisation dans le bâtiment de produits à « Haute Qualité Environnementale » (HQE), il est intéressant de chercher à produire en respectant au mieux les ressources naturelles et l'environnement.

Dans le sens de cette démarche et compte tenu du déficit chronique en main d'œuvre dans le secteur du Bâtiment et des Travaux Publics, la préfabrication, représentant 20% de la production de béton [UNICEM 2007][F I B 2007], constituerait une meilleure réponse aux commandes des collectivités locales, des investisseurs et des particuliers. De plus, les délais limités de fabrication, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre sont des atouts qui apportent aux clients une certaine garantie sur la qualité et des performances contrôlées à un coût global compétitif.

Le béton est le matériau le plus utilisé dans le domaine de la construction pour les avantages économiques et la facilité de mise en œuvre qu'il présente. Il répond parfaitement aux critères de résistances mécaniques et de durabilité, mais la lenteur avec la quelle il acquiert ses résistances mécaniques reste l'un des inconvénients principaux d'où il vient la nécessité d'avoir une technique qui assure le durcissement rapide du béton (mortier) et pièces confectionnées à leur base [Erdem 2003][DWS 2003]. A cet effet plusieurs solutions sont aujourd'hui employées pour atteindre des résistances élevées au jeune âge [NOUMOWE 1995].

Dans le cadre de notre travail, nous sommes intéressés l'étuvage des bétons qui est le plus répandu dans l'industrie du béton et qui occupe une place importante parmi différentes méthodes possibles car les besoins du monde moderne exigent de produire plus, plus vite, durable et moins cher, et particulièrement en Algérie, il s'agit de l'étuvage à la pression atmosphérique à savoir l'utilisation de la chaleur de vapeur d'eau par énergie solaire [Bhutto 2013] en utilisant des ciments dotés d'un durcissement rapide, le béton consomme beaucoup d'énergie pour atteindre un état avec lequel il est capable de supporter des charges sans se déformer ni perdre de ces capacités portantes.

En particulier, on a étudié l'étuvage des bétons, vu que l'Algérie est riche en matière d'énergie solaire (moyennement 10 heures par jour) et l'utilisation de cette énergie dans le traitement thermique par étuvage des pièces de bétons dans les zones qui présente les hautes radiations solaires concentrées et de longues durées, ceci permet de réduire le coût des pièces de béton ce qui amène a une économie très remarquable aux entreprises de production [ACI COMMITTEE 517 1992], ainsi que l'évolution de la productivité à l'industrie des pièces de béton ou de béton armé, tout en réduisant la consommation d'énergie de production

[Baroghel-Bouny 1994], diminuant de façon conséquente les impacts sur l'environnement et permettant l'utilisation rationnelle et économique de l'énergie et des matériaux locaux.

L'étuvage par la vapeur des bétons se poursuit jusqu'à ce que soit atteinte le minimum de résistance jugée indispensable pour la bonne tenue de l'élément après décoffrage.

Ce minimum paraît difficile à déterminer a priori, car il est fonction de la forme plus ou moins massive des pièces, et dépend de la nature des sollicitations auxquelles elles seront soumises après démoulage. Pour fixer les idées, on peut toutefois admettre qu'en absence de toute charge extérieure, la résistance minimale à la compression doit se situer aux environs de 50 à 60 % de la résistance demandée (à 28 jours dans les conditions naturelles) qui permet de transporter et stocker les pièces de bétons dans des chambres pour un durcissement naturel à l'air ambiant dans les entreprises de réalisation sans cassures.

Les besoins des divers intervenants dans un projet de construction ont évolué. Ainsi, les maîtres d'ouvrages exigent un béton durable. Cette notion de durabilité inclut à la fois son intégration dans l'environnement, la durée de vie du matériau et le processus de vieillissement et dans la plupart des cas liée à l'aptitude du matériau à résister à la pénétration d'agents agressifs. De plus, tout mécanisme de dégradation, même interne, fait intervenir un processus de transport vont donc jouer un rôle clé dans l'évaluation et la prévision de la durabilité des ouvrages. Les indicateurs de durabilité retenus pour cette étude: la résistance au gel dégel; l'absorption capillaire; la porosité totale ; la carbonatation, les attaques chimiques des bétons.

Les maîtres d'œuvre et les entreprises, quant à eux, cherchent à réduire autant que possible le coût et le temps de mise en œuvre tout en assurant une sécurité sans faille. Cela se traduit par l'utilisation de bétons à rhéologie contrôlée et conduisant à des résistances élevées.

Ces deux propriétés et la notion de déformabilité sont directement liés aux caractéristiques du béton durci et aux modes de cure et à l'étuvage des bétons.

## 2- Objectifs visés

Le contexte évoqué montre la nécessité d'entreprendre de nouvelles études en ce qui concerne notamment le comportement du béton traité thermiquement.

Le principal objectif est de fournir des outils de formulation des bétons à base de différents ciments avec ajout et sans ajout, étudier les propriétés mécaniques des bétons durcis, la déformabilité et la durabilité, en proposant une méthode de traitement des bétons destinés aux structures en béton préfabriqué.

### 3- Méthodologie de travail

Cette thèse subdivise en deux parties :

**La partie A** de ce travail est destiné à l'étude bibliographique et se divise en deux chapitres.

**Le premier chapitre** de ce travail présente des rappels sur l'ensemble des processus de mise en œuvre d'un béton, depuis la confection jusqu'au moulage dans les moules et les processus complexes de maturation des matériaux cimentaires et traite l'étuvage et l'effet de l'élévation de la température sur le comportement des bétons.

- **Le deuxième chapitre** est consacré a une recherche sur la déformabilité des bétons et aux différents essais des indicateurs de durabilités des bétons. Elle s'intéressera également à l'influence de ces interactions sur les propriétés de transport sur les évolutions microstructurales engendrées.

**La partie B** est consacrée à l'expérimentation et se divise en deux chapitres aussi.

**Le troisième chapitre** fait le point sur les caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques des matériaux utilisés de mélanges de l'étude et formulation de béton et montre expérimentalement en particulier, le rôle crucial de la température sur le comportement thermomécanique des bétons. C'est l'étuvage des bétons et mortiers. Les résultats de ces études sont analysés, discutés et interprétés.

- **Le quatrième chapitre** consiste à l'étude des propriétés mécaniques et la durabilité des bétons (la résistance au gel dégel, l'absorption capillaire, la porosité totale et les attaques chimiques). Les résultats de ces études sont analysés, discutés et interprétés.

Enfin, une conclusion générale qui reprend les principaux résultats dégagés lors de cette étude et rapporte les intérêts pratiques qui en découlent. Elle ouvre également de nouvelles perspectives en termes d'expérimentation pour une meilleure compréhension du comportement du béton.

---

*CHAPITRE 1 :*

*CARACTERISTIQUES GENERALES DES  
MATERIAUX CIMENTAIRES ET METHODES  
DE TRAITEMENT*

---

---

A. *Etude bibliographique*  
*Caractéristiques générales des matériaux cimentaires,*  
*comportement thermomécanique et durabilité des*  
*bétons*

---

## Caractéristiques générales des matériaux cimentaires et méthodes de traitement

### 1.1 Fabrication et mise en œuvre des matériaux cimentaires

Les caractéristiques physico mécaniques du béton à l'état frais et à l'état durci dépendent de sa composition et des différentes actions mécaniques auxquelles il est soumis lors de sa fabrication. Jusqu'à ce qu'il soit mis en œuvre dans le coffrage, le béton est sujet à un ensemble de mécanismes de structuration (hydratation, floculation, etc.) et de déstructuration (malaxage, vibration, écoulement, etc...). [Baroghel-Bouny 1994]

#### 1.1.1 Constituants

Les trois composants de base d'un béton sont l'eau, le ciment et les granulats. Des additifs peuvent y être rajoutés dans le but de modifier les propriétés telles que la maniabilité et la résistance. Le béton est donc un matériau hétérogène dont les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des divers constituants sont différentes.

##### 1.1.1.1 Ciment

Le ciment Portland est un mélange composé suivant le cas de clinker, de gypse ( $\text{CaSO}_4$ ) finement broyés et d'ajouts éventuels. La taille des grains du ciment Portland ordinaire varie de quelques microns à 150 microns. Ses caractéristiques granulaires sont exprimées au travers de sa granulométrie et de sa finesse. Cette finesse est souvent caractérisée par sa surface massique ou surface spécifique Blaine qui représente la surface totale des grains de ciment rapportée à la masse. Elle s'exprime en  $\text{cm}^2/\text{g}$ . La finesse habituelle est de l'ordre de  $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$ , elle passe à  $4000 \text{ cm}^2/\text{g}$  et plus pour les ciments à forte résistance au jeune âge.

Le clinker est obtenu par cuisson à  $1450^\circ\text{C}$  suivi d'une trempe rapide d'un mélange d'environ 80% de calcaire ( $\text{CaCO}_3$ ) et 20% d'argile. Les oxydes sont présents dans le clinker sous forme de cristaux de silicate tricalcique  $\text{C}_3\text{S}$  (alite), de silicate bicalcique  $\text{C}_2\text{S}$  (bélite), d'aluminate  $\text{C}_3\text{A}$  (célite), d'aluminoferrite tétracalcique  $\text{C}_4\text{AF}$  et d'autres phases mineures. Le  $\text{C}_3\text{S}$  est le principal constituant du clinker et représente 50 à 70% de sa masse.

Le  $\text{C}_2\text{S}$ , le  $\text{C}_3\text{A}$  et le  $\text{C}_4\text{AF}$  représentent respectivement 15 à 30%, 5 à 10% et 5 à 15% du clinker classique<sup>1</sup>.

Faisant prise, le ciment forme une pâte qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton puisqu'il permet à transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

Des ajouts, tels que les cendres volantes, les fillers, les laitiers, etc., entrent dans la majorité des compositions du ciment dans le but d'améliorer ses caractéristiques rhéologiques et/ou mécaniques.

<sup>1</sup> Les abréviations suivantes sont utilisées dans la chimie des matériaux cimentaires :

C =  $\text{CaO}$ , A =  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , S =  $\text{SiO}_2$ , F =  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , H =  $\text{H}_2\text{O}$  et Z =  $\text{SO}_3$ .

Le filler calcaire est un matériau très finement broyé, ayant une finesse à peu près identique à celle du ciment Portland. Il a pour rôle de remplir les vides entre les sables et les graviers. Selon la norme NF P 15-301, la teneur en filler est limitée à 5% de la masse du ciment, elle permet l'utilisation des fillers calcaires à 35%.

### 1.1.1.2 Granulats

Les granulats proviennent dans la plupart des cas des roches naturelles, par criblage et concassage de silex, de calcaire dur, de silico-calcaire, de granite, de quartzite... ils occupent généralement 60 à 80% du volume total et constituent le squelette du béton. Ils doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. Ils sont classés selon les dimensions des grains qui les constituent. Leur utilisation pour la confection d'un béton est motivée par le faible coût volumique, par une meilleure durabilité et stabilité volumétrique par rapport au mélange ciment-eau [Neville 2000]. La forme, la texture de la surface et la concentration en granulats influent d'une manière considérable sur le comportement du béton à l'état frais [Breysse 1992]. La norme française XP P 18-540 donne une définition des principales divisions granulométriques des granulats : Sable 0/D avec  $1 \text{ mm} < D \leq 6,3 \text{ mm}$ , Gravieron d/D avec  $d \geq 1 \text{ mm}$  et  $D \leq 125 \text{ mm}$  et Grave 0/D avec  $D > 6,3 \text{ mm}$

### 1.1.1.3 Eau de gâchage

L'eau dans le béton joue deux fonctions principales : elle lui confère sa maniabilité à l'état frais (ses propriétés rhéologiques) et assure l'hydratation du ciment et donc de la résistance mécanique. L'eau est constituée de molécules polaires de  $\text{H}_2\text{O}$  dont la taille est approximativement égale à 1 angström. Ces particules exercent les unes sur les autres des forces d'attraction de type Van der Waals qui jouent un rôle fondamental sur ses propriétés rhéologiques. L'eau étant un milieu diélectrique, elle modifie les forces inter granulaires.

### 1.1.1.4 Adjuvants

On distingue essentiellement les adjuvants accélérateurs ou retardateurs de prise, les adjuvants réducteurs d'eau (plastifiant) et hauts réducteurs d'eau (super plastifiant ou fluidifiant).

Le dosage en adjuvants n'excède pas 5% de la masse du ciment.

Les adjuvants réducteurs d'eau et hauts réducteurs d'eau, permettent de diminuer la quantité d'eau de gâchage tout en ayant une bonne maniabilité du béton à l'état frais lors de sa mise en œuvre. Les fluidifiants sont des macromolécules de composition organique de synthèse et ont une propriété dispersante [Baroghel-Bouny 1994].

## 1.1.2 Fabrication

### 1.1.2.1 Composition

Le mélange de ciment et d'eau (et éventuellement avec des ajouts) constitue ce qu'on appelle "la pâte de ciment". En y rajoutant du sable, on obtient "un mortier". En y additionnant du sable et un granulats plus gros on obtient "un béton". La pâte présente à l'intérieur du béton joue à la fois le rôle de liant et de remplissage. C'est l'élément actif du béton et elle représente environ 30 % du volume d'un béton. Les granulats constituent un squelette inerte dispersé dans cette pâte. La présence des granulats dans le mélange limite la propagation des fissures de la pâte due au retrait. Une grande panoplie de béton est actuellement à la disposition des constructeurs.

Le choix de la formulation d'un béton impose un compromis entre trois objectifs : une facilité de mise en œuvre définie par son ouvrabilité, une résistance visée à différents stades de

maturation du béton et une durabilité vis-à-vis des agressions physico-chimiques du milieu ambiant. L'aspect fondamental reste celui de la recherche d'un optimum sur un objectif contradictoire : une meilleure résistance obtenue en réduisant la quantité d'eau et une amélioration de la maniabilité en augmentant la teneur en eau. Selon l'objectif visé, des méthodes de détermination de la composition du béton existent.

### 1.1.2.2 Malaxage

Les divers constituants d'un béton sont malaxés de façon à avoir un matériau de composition homogène, ayant par la suite des propriétés uniformes. Ceci se fait soit avec un malaxeur à béton à train valseur qui consiste en un brassage forcé des divers constituants du béton, soit avec une bétonnière qui homogénéise le mélange par gravité en soulevant un volume de matériau et en le laissant par la suite tomber dans la masse.

Lors d'un essai en laboratoire, il est nécessaire d'adopter rigoureusement une même procédure de malaxage des mélanges afin d'avoir des matériaux ayant des propriétés quasi constantes pour chaque gâchée. Cela concerne à la fois le temps de malaxage, la vitesse de malaxage et la séquence d'introduction des constituants dans le malaxeur.

### 1.1.3 Mise en œuvre dans le coffrage

Une fois malaxé, le béton encore à l'état frais est mis en place dans le coffrage de façon à lui donner à l'état durci la géométrie recherchée. Le coffrage est généralement construit en bois ou en métal. La vitesse de coulage du béton dans le coffrage ou "vitesse de bétonnage" se situe ordinairement entre 5 et 25 m/h. Pour la construction des bâtiments courants, elle est de l'ordre de 10 m/h. Le béton est généralement coulé par passe de 0,3 à 0,8 m vibrée.

## 1.2 Maturation du béton

L'hydratation progressive du ciment conduit à la maturation des matériaux cimentaires.

### 1.2.1 Composants du ciment hydraté

La pâte de ciment représente 25 à 40 % du volume total du béton. Elle est obtenue en mélangeant le ciment portland anhydre, avec de l'eau. La principale caractéristique de ce liant c'est sa capacité de s'hydrater avec de l'eau en formant une pâte solide. Dès que le ciment entre en contact avec des molécules d'eau, il y a un ensemble de processus chimiques (dissolution, saturation, précipitation...) qui apparaissent et aboutissent à l'hydratation du ciment.

Un ciment anhydre est composé principalement du clinker, de gypse et d'ajouts éventuels (laitier, cendre volante, filler...). Les constituants principaux du clinker sont les silicates et aluminates de calcium résultant de la combinaison de la chaux (CaO) avec la silice (SiO<sub>2</sub>), l'alumine (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) et l'oxyde de fer (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>). Ci-dessous les différents composés du clinker :

- Le silicate tricalcique : 3CaO SiO<sub>2</sub>, (C<sub>3</sub>S) (60 à 65 % en masse du ciment);
- Le silicate bicalcique : 2CaO SiO<sub>2</sub>, (C<sub>2</sub>S) (20 à 25 % en masse du ciment);
- L'aluminate tricalcique : 3CaO Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, (C<sub>3</sub>A) (8 à 12 % en masse du ciment);
- L'aluminate ferrite calcique : 4CaO Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, (C<sub>4</sub>AF) (8 à 10% en masse du ciment).

Lors de l'hydratation du ciment, les produits d'hydratation les plus importants sont :

- Les silicates de calcium hydratés (50 à 70%),  $\text{CaO}$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{O}$  (C S H) : appelés aussi «gel» de C-S-H à cause de leur structure colloïdale.
- La portlandite (25 à 27%) :  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  : qui se cristallise en plaquettes hexagonales.
- Les aluminates de calcium et sulfo-aluminates de calcium (7 à 10%).

En exemple, la réaction d'hydratation d'un des principaux composés du ciment est la suivante :



Rappelons que les réactions d'hydratations des constituants du ciment portland sont exothermiques, avec des vitesses d'hydratation différentes pour chaque constituant. Au cours du temps, les produits d'hydratation se forment en diminuant la porosité initiale et en créant un réseau poreux. Quelques heures après le gâchage, le matériau fait prise : il passe, de l'état de suspension à celui de solide. L'hydratation continue longtemps après la prise, ce qui permet le durcissement; l'évolution des caractéristiques physiques et mécaniques, très rapide dans les heures qui suivent la prise, continue pendant plusieurs mois, mais de plus en plus lentement.

### 1.2.2 L'état de l'eau dans la pâte de ciment hydraté

Dans la pâte de ciment hydraté, on retrouve de l'eau sous différentes formes. Cette eau interviendra différemment dans les processus liés à la durabilité, en fonction de sa localisation et de son état (Figure 1.01). [Mailvaganam 1991]

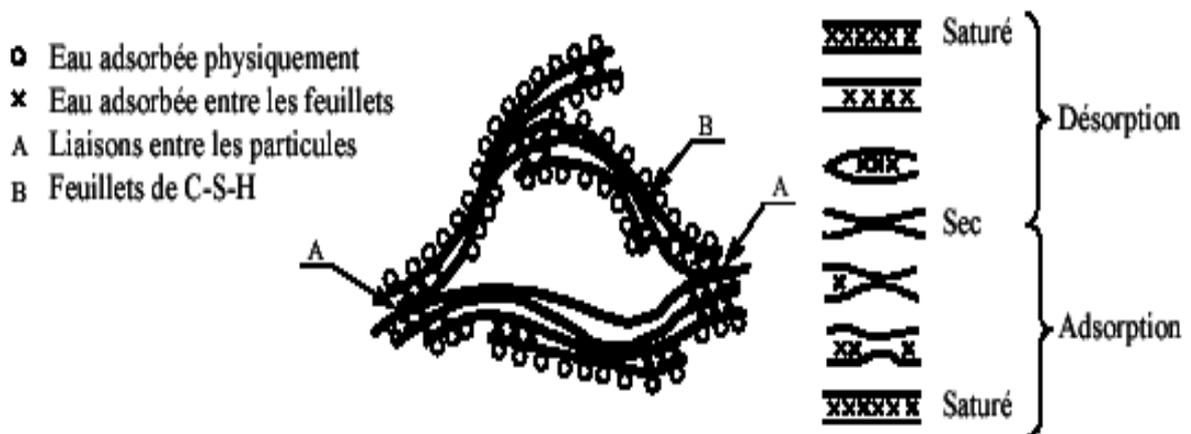


Figure 1.1 : Structure du ciment durci selon le modèle de [Feldman 1968].

Le durcissement de la pâte de ciment correspond au remplissage graduel de l'espace entre les grains de ciment par les produits de réaction qui continuent de se former (dessin C-Figure 1.02). La pâte se densifie et la résistance du matériau augmente. Cette étape de durcissement peut durer jusqu'à un an, tant que l'hydratation n'est pas complète. Le gain sur la résistance mécanique n'est alors plus significatif mais le comportement aux agressions chimiques diverses d'un béton vieilli suffisamment longtemps sera meilleure que celle d'un béton comportant encore des grains de ciment anhydres [Prene 2000].

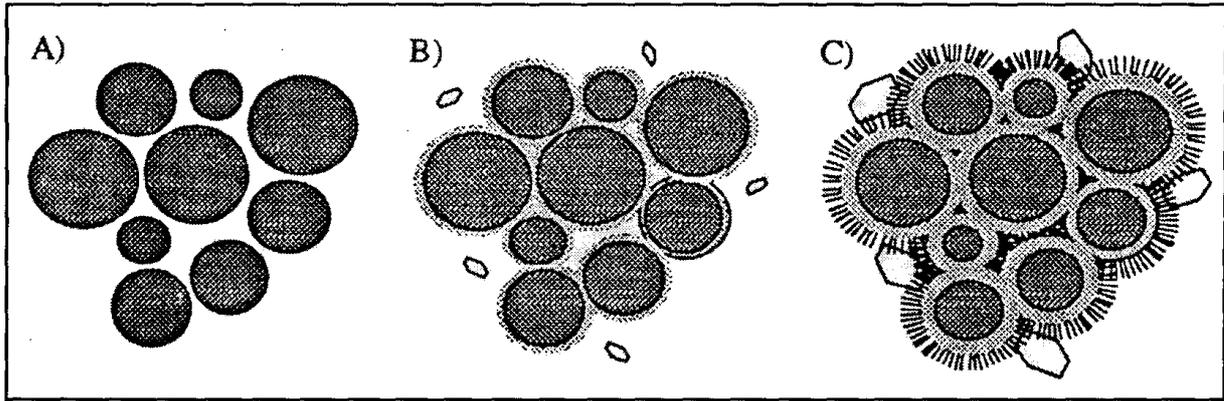


Figure 1.2 : Rapport E/C nécessaire à l'hydratation (A, B et C) [Prene 2000].

Le rapport E/C nécessaire à l'hydratation complète du ciment est 0,38. Si le rapport est inférieur à 0,38 l'hydratation du ciment est incomplète parce que le volume disponible est insuffisant pour contenir les produits d'hydratation. Des grains de ciment non hydratés seront toujours présents dans la pâte. A l'inverse, si le rapport E/C est supérieur à 0,38 tout le ciment peut s'hydrater mais des pores capillaires seront néanmoins toujours présents. Certains capillaires contiendront l'excès d'eau de malaxage, les autres se rempliront en absorbant de l'eau externe au système. La quantité d'eau maximale admise est généralement obtenue pour un rapport E/C de l'ordre de 0,5. [Neville 2000].

Selon Hansen, la figure (1.3) permet de résumer l'influence d'E/C sur la porosité de la pâte de ciment hydraté. On y présente la fraction volumique des constituants de la pâte de ciment hydraté en fonction du rapport E/C après 100% d'hydratation (conservation dans l'eau).

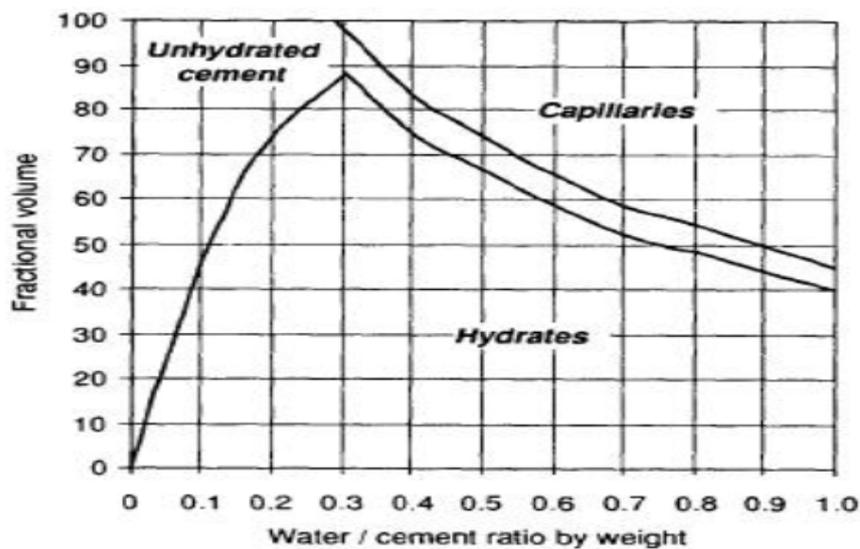


Figure 1.3 : Proportion volumique des constituants de la pâte de ciment hydraté en fonction d'E/C après 100% d'hydratation dans l'eau. [Hansen 1970].

### 1.2.2.1 Relations relatives à la résistance du béton

#### □ Influence du rapport E/C :

Le béton durcit et acquiert ses performances mécaniques après la prise et le E/C conditionne la porosité, figures (1.4 et 1.5) [Chanvillard 1999]

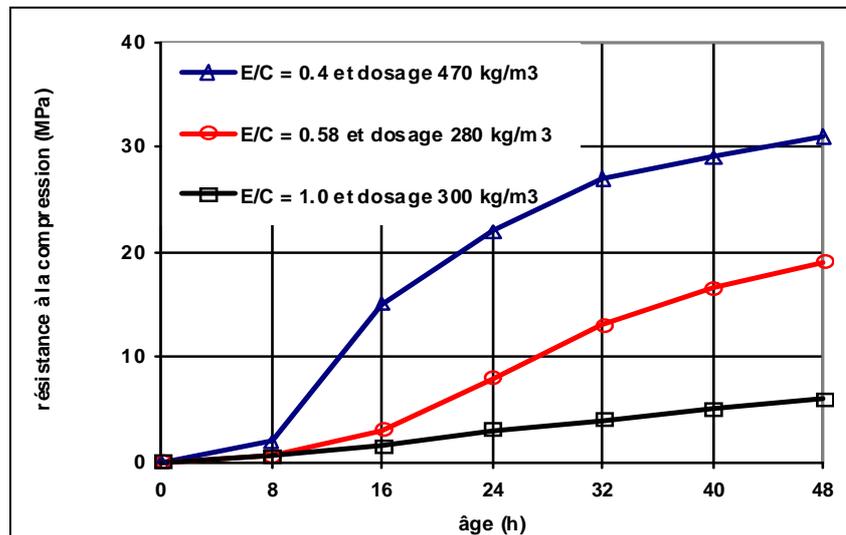


Figure 1.4 : Influence du rapport E/C au jeune âge. [Chanvillard 1999]

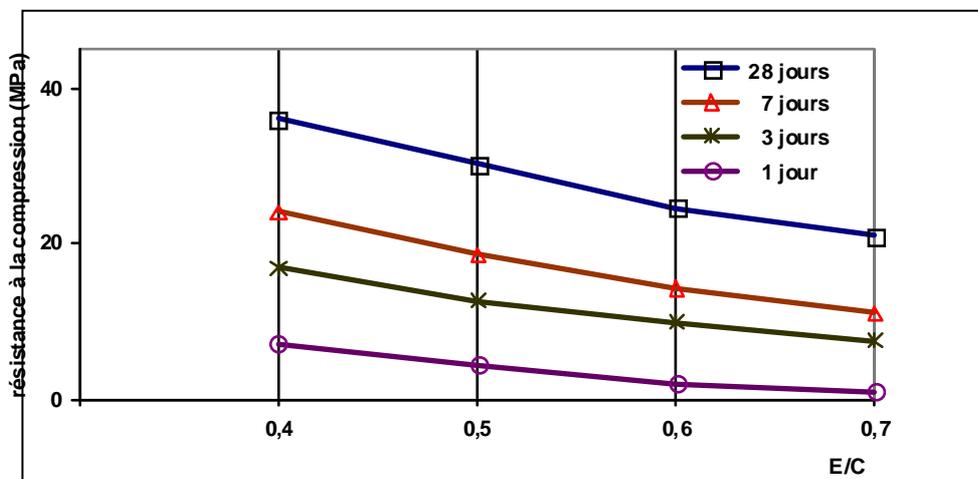


Figure 1.5 : Influence du rapport E/C sur la résistance du béton [Chanvillard 1999]

#### □ Influence du ciment

Le type et la classe de résistance du ciment sont deux facteurs qui peuvent varier la résistance du béton au jeune âge, plus la classe est élevée, plus la résistance est bonne, et pour une même classe de résistance, la nature des additions peut influencer les résistances à court termes. [Chanvillard 1999]

### □ Influence de la température ambiante

La résistance du béton augmente avec l'hydratation du ciment et que le taux d'hydratation augmente avec la température ambiante. Le concept de «maturité» permet de traduire l'état de mûrissement du béton, c'est à dire son niveau de durcissement. Il intègre les effets couplés de la température constante et du temps sur la cinétique de mûrissement du béton. [Price 1951] Figure (1.6)

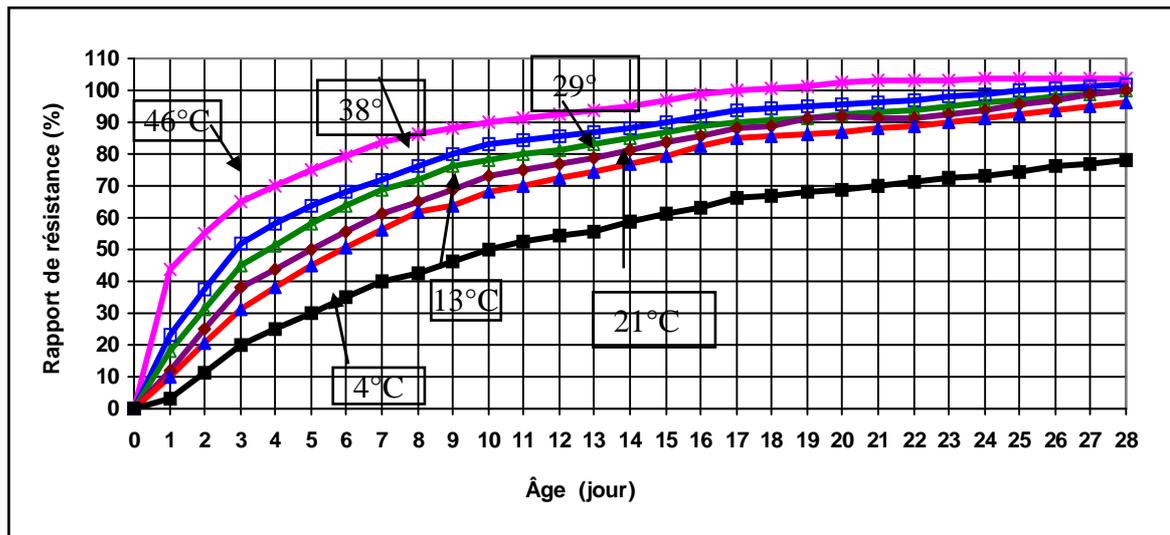


Figure 1.6 : Rapport des résistances à la compression à 28 jours de bétons mûris à différentes températures et de béton mûris à 21°C (E/C = 0.5) [Price 1951]

#### 1.2.2.2 Le degré d'hydratation

Les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux cimentaires dépendent de l'état d'avancement des réactions d'hydratation. Une manière de quantifier l'état d'avancement des réactions d'hydratation du ciment est de calculer son degré d'hydratation qui est défini comme étant égal au rapport de la quantité de ciment ayant réagi sur la quantité de ciment anhydre initiale.

$$\alpha(t) = \text{quantité de ciment ayant réagi au temps } t / \text{quantité de ciment anhydre initiale}$$

Une mesure directe du degré d'hydratation, par microscopie, par analyse d'image ou par diffractométrie aux rayons X (DRX), est très délicate et nécessite un énorme investissement en temps. Une manière très simple et raisonnable de suivre le processus d'hydratation du ciment consiste à mesurer les flux thermiques dégagés par le matériau (courbe calorimétrique).

#### 1.2.3 Structure de la pâte de ciment et du béton.

La microstructure d'une pâte de ciment est constituée d'un solide poreux et de deux phases en présence dans les pores, l'une liquide et l'autre gazeuse. La structure de la pâte de ciment est macroscopiquement uniforme mais a composition chimique, la structure cristalline et la morphologie des phases solides sont très diverses à l'intérieur d'une même pâte et sont très sensibles aux conditions d'hydratation et de conservation (température et humidité) [Baroghel-Bouny 1994]. Deux paramètres essentiels permettent de caractériser la texture d'un matériau

poreux. Il s'agit de la porosité volumique totale, la distribution des tailles de pores et la tortuosité.

### 1.2.3.1 Porosité volumique totale

La porosité volumique totale ( $\Phi$ ) du matériau cimentaire caractérise l'importance des vides qu'il contient, elle s'exprime analytiquement par le rapport en % entre le volume des pores  $V_p$  et le volume total  $V_t$ , le volume des grains solides « $V_s$ » peut aussi être introduit.

$$\Phi = (V_{\text{poreux}}/V_{\text{total}}).100 = V_{\text{poreux}}/(V_{\text{poreux}} + V_{\text{solide}}).100$$

Les propriétés du matériau sont fortement influencées par ce paramètre, en particulier a cause de l'interaction entre la surface minérale et la phase liquide interstitielle susceptible d'être présente dans les pores. La porosité volumique totale d'un béton ordinaire peut être supérieure à 10%, ce qui lui confère une certaine perméabilité aux gaz et aux liquides. La valeur que l'on obtient sur un béton durci résulte de la porosité de la matrice (pâte de ciment), de celle des granulats et de celle de la zone de transition entre ces deux constituants.

La taille des pores présents dans les granulats est très variable: les plus gros peuvent être vus au microscope ou même a l'œil nu, les plus petits sont a peine plus gros que les pores de la pâte de ciment [Neville 2000].

La pâte de ciment, en raison de sa viscosité, ne peut pénétrer a une grande profondeur dans les granulats, mais l'eau peut s'y propager. La quantité et le taux de pénétration dépend de la taille des pores, de leur interconnexion et de leur volume total. Les valeurs de la porosité de quelques roches sont données dans le tableau (1.1) puisque les granulats représentent environ les trois quarts du volume du béton, il est clair que leur porosité contribue a la porosité totale du béton.

**Tableau 1.1 :** Porosités de certaines roches communes. [Neville 2000]

Groupe de roches	Porosité (%)
Grès	0.0 - 48.0
Quartzite (SiO <sub>2</sub> )	1.9 - 15.1
Calcaire (CaCO <sub>3</sub> )	0.0 - 37.6
Granite	0.4 - 03.8

### 1.2.3.2 Distribution poreuse

La pâte de ciment présente deux types de pores (dans ce travail les macropores du béton ne sont pas pris en considération), les pores capillaires et les pores des gels ou des hydrates. Les premiers (pores capillaires) sont de l'ordre de 1  $\mu\text{m}$  et peuvent contenir de l'eau dans les conditions saturées cette porosité peut être affectée par le rapport E/C. Les pores des gels ou des hydrates sont à l'échelle nanométrique (< 2nm). La porosité relative aux hydrates serait caractérisée par des vides plus petits, pratiquement pas affectés par le rapport E/C et qui seraient donc une caractéristique intrinsèque des hydrates formés. La figure (1.07) ci-dessous donne une comparaison des tailles des différents pores et des constituants d'une pâte de ciment.

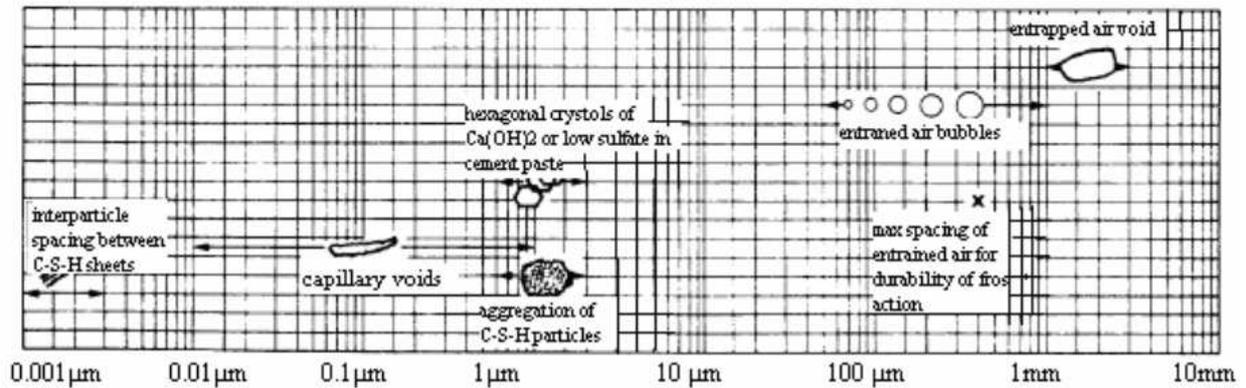
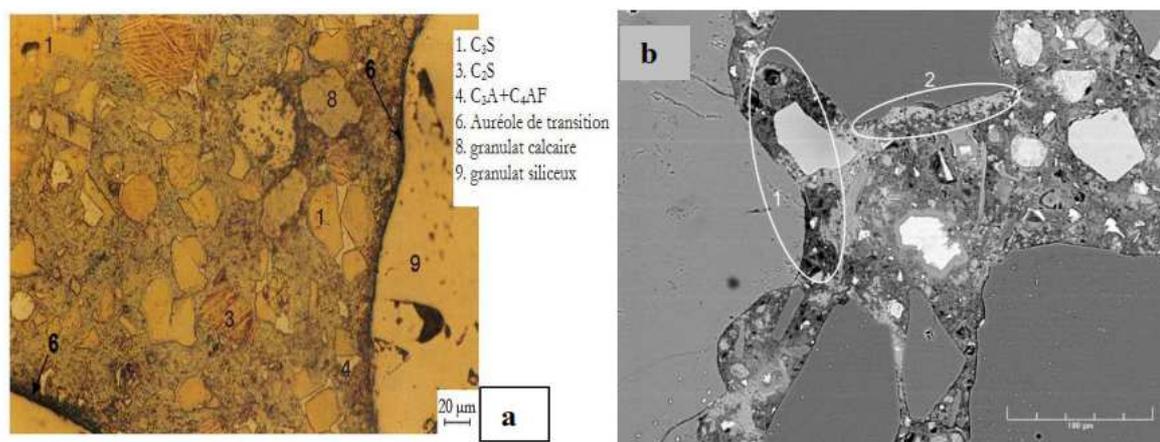


Figure 1.7 : Répartition porométrique dans le béton [Mehta 1993]

### 1.2.3.3. Interface pâte-granulat

L'interface pâte-granulat est considérée comme l'interface la plus importante dans le béton. Lors de l'hydratation du ciment, une liaison s'établit entre la pâte de ciment et les granulats qu'elle enrobe. Elle dépend de la nature des deux phases en présence, de la teneur en ciment de la pâte de ciment et des conditions de conservation. On observe ainsi autour des granulats une zone de pâte hydratée particulière appelée auréole de transition ou zone de transition interfaciale notée ITZ (Interfacial Transition Zone). Cette ITZ présente un rapport E/C plus élevé que le reste de la pâte, ce qui rend sa porosité plus élevée que celle de la pâte [Diamond 01b 2001]. Du point de vue mécanique, l'ITZ présente une résistance plus faible que la pâte de ciment elle-même. Les pores, plus grossiers dans cette zone, deviennent un réseau de cheminement privilégié pour les fluides dans la masse. L'épaisseur de l'ITZ augmente avec le diamètre du granulat et avec la quantité d'eau d'hydratation (i.e. avec le rapport E/C), elle est de l'ordre de 30  $\mu\text{m}$  [Diamond 01a 1990]. La quantification de la porosité dans l'ITZ a été exécutée au moyen de deux techniques principales : observation par techniques d'imagerie et porosimétrie à mercure [Ollivier 1995]. La nature et la porosité des granulats peuvent influencer l'auréole de transition. Dans le cas des granulats très poreux, l'ITZ se caractérise par une première couche en contact, intimement liée aux granulats par des liaisons de type physique et peut-être de type chimique suite à une dissolution superficielle du granulat (à l'exception des matériaux micacés avec lesquels aucune liaison ne s'établit) [Ollivier 1995] et une deuxième couche caractérisée par une porosité plus grande, des produits d'hydratation mieux cristallisés et orientés, moins de grains de ciment anhydre [Baroghel-Bouny 1994]. Le regroupement des grains des granulats résulte la formation d'une zone poreuse à l'interaction de la pâte et les granulats (zone1) (voir figure 1.08 b). L'interface pâte-granulats peut avoir de fortes concentrations en hydroxyde de calcium (zone 2).

Les images de la figure 1.8 montrent la microstructure et l'interface pâte-granulats du béton à haute performance [Baroghel-Bouny 1994]. [Scrivener 2004].



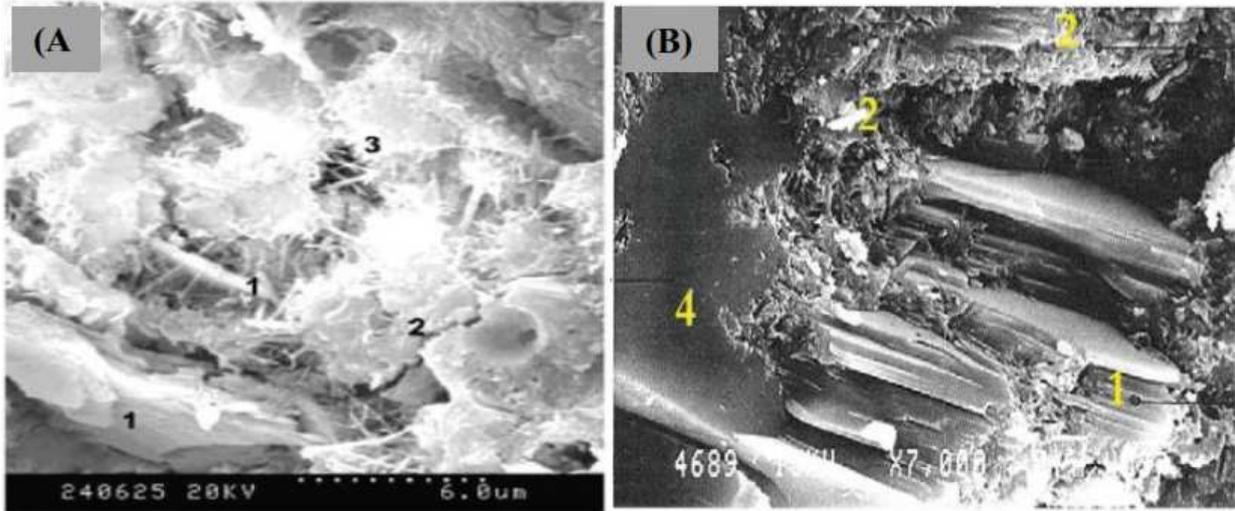
**Figure 1.8 :** Microstructure de béton à haute performance : a) d'après [Baroghel-Bouny 1994], b) d'après [Scrivener 2004]

Dans la porosité à l'eau des bétons, Il faut également faire la distinction entre les porosités ouvertes ou fermées. Notons que dans tous les cas l'accessibilité des pores ouverts à un fluide (gaz ou liquide) dépend du rapport de la taille de la molécule à l'ouverture de celui-ci.

Les techniques de caractérisation de la texture poreuse sont nombreuses. Des informations qualitatives peuvent, par exemple, être obtenues par observation directe en microscopie électronique. Néanmoins, l'emploi de techniques plus spécifiques, appelées techniques porosimétriques, est plus répandu. Les plus utilisées sont a Porosimétrie par intrusion de mercure « PIM » (domaine de pores compris entre  $30\text{Å}$  et  $300\ \mu\text{m}$ ), l'adsorption physique de gaz (domaine de pores compris entre  $20\text{Å}$  et  $1000\text{Å}$ ) et la thermoporométrie (domaine de pores compris entre  $20\text{Å}$  et  $500\text{Å}$ ).

Nous avons vu que lors de l'hydratation du ciment, différents hydrates se forment et se développent dans les espaces situés entre les grains de ciment anhydres initiaux. Le réseau de la pâte de ciment durcie ou du béton durci ainsi créé est complexe et tortueux. De plus, le gel C-S-H formé au cours de l'hydratation possède lui aussi une structure poreuse. Ainsi, la distribution poreuse d'une pâte de ciment va présenter d'une part des pores inter-grains résiduels que l'on a coutume d'appeler "capillaires" et d'autre part une porosité relative aux hydrates. Une caractéristique très importante de cet espace poreux va être l'étendue de la distribution en tailles, allant de quelques Angstrom à une dizaine de micromètres. Les pores capillaires ont des dimensions comprises entre 3 nm et 300 pm. Leur volume décroît au cours de l'hydratation pour un rapport E/C fixé. A un âge donné, leur dimension et leur volume diminuent avec le rapport E/C. Les pores relatifs au gel C-S-H sont plus petits et seraient une caractéristique intrinsèque des hydrates formés [Baroghel-Bouny 1994]

La Figure 1.9, selon [Baroghel-Bouny 1994]et [Jennings 2008], présente des images observées au MEB sur les pâtes d'un ciment ordinaire d'un rapport E/C = 0,5.



- 1) Cristaux  $\text{Ca(OH)}_2$ ,      2) CSH,      3) pores,      4) Grain de ciment anhydre

**Figure 1.9** : Exemple de microstructure d'une pâte de ciment ordinaire hydratée. [Janotka 2003], [Baroghel-Bouny 1994]

Pour la description de l'espace poreux du béton il convient d'ajouter les vides dus aux inclusions d'air qui sont des cavités sphériques de rayon compris entre 1 et 50  $\mu\text{m}$  et es fissures dont les dimensions sont supérieures à 100  $\mu\text{m}$ .

En fait, l'extrême division des produits d'hydratation de la pâte de ciment et leur forte porosité, fait que la taille des pores se trouve essentiellement dans le domaine des mésopores et des microspores et que la surface interne du matériau est très élevée.

La géométrie complexe et la dimension variable des réseaux poreux ont une influence directe sur les phénomènes thermiques et hydriques du béton. La connectivité et la tortuosité des porosités vont jouer un rôle essentiel dans le transport des fluides au sein du matériau. Un matériau à forte porosité fermée sera plus étanche qu'un matériau a porosité plus réduite mais connectée. Ces données nous renseignent sur la structure interne du béton. Le manque de techniques expérimentales fiables permettant de quantifier ces grandeurs constitue cependant une lacune.

La Figure 1.10 donnée par [Baroghel-Bouny 1994] présente les différents types de vide dans le béton et les domaines d'utilisation des principales méthodes de caractérisation des milieux poreux.

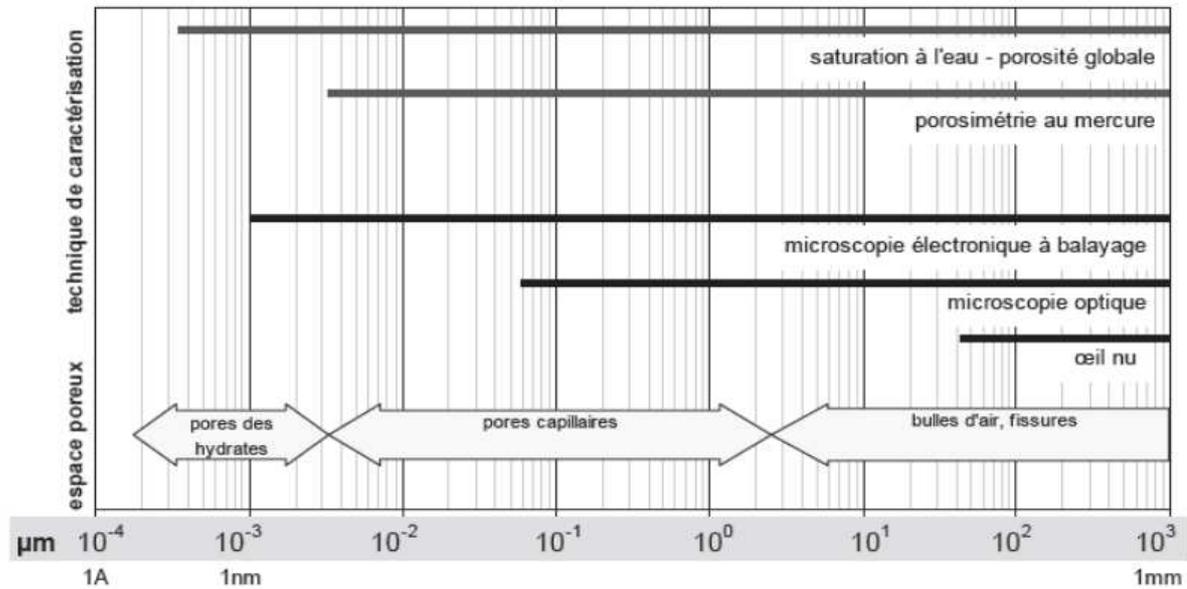


Figure 1.10 : Vides dans le béton et domaine d'utilisation des principales techniques de caractérisation des milieux poreux [Baroghel-Bouny 1994]

Il est à noter que la structure des pores a une grande influence sur les propriétés mécaniques du béton [Rostasy et al, 1980] [Perreira et al.][Noumowe 1995]. De nombreux essais ont permis de mettre en évidence l'influence de la porosité sur les propriétés mécaniques du béton et plusieurs auteurs ont même proposé des relations théoriques permettant de lier la porosité totale à diverses caractéristiques [Rossler et Older 1985][Perreira et al 1989].

La figure (1-11) présente à titre indicatif les relations de la résistance en compression en fonction de la porosité  $\Phi = (V_p / V_{tot})$ , proposées par différents auteurs.

Sous hautes températures la porosité évolue de façon significative du fait des pressions de pores. Ceci provoque une altération des propriétés mécaniques.

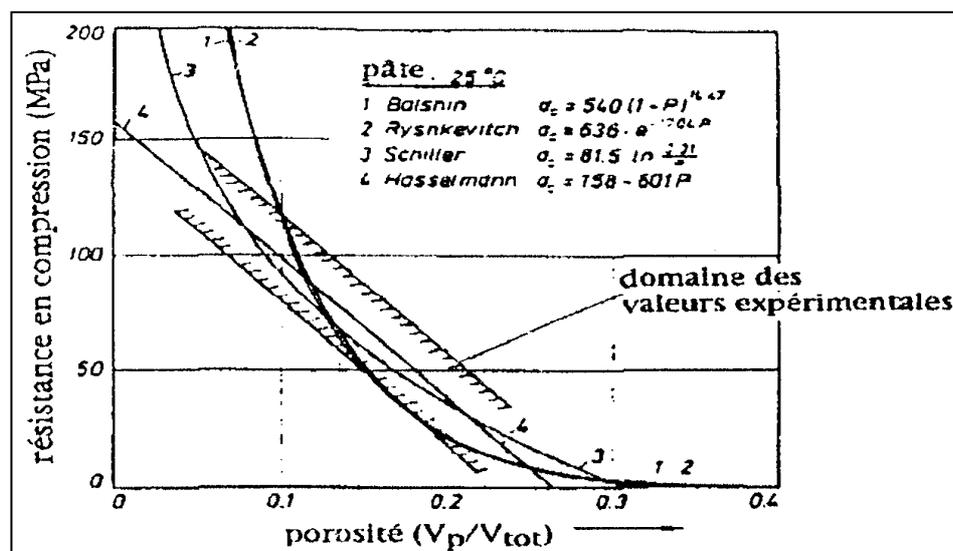
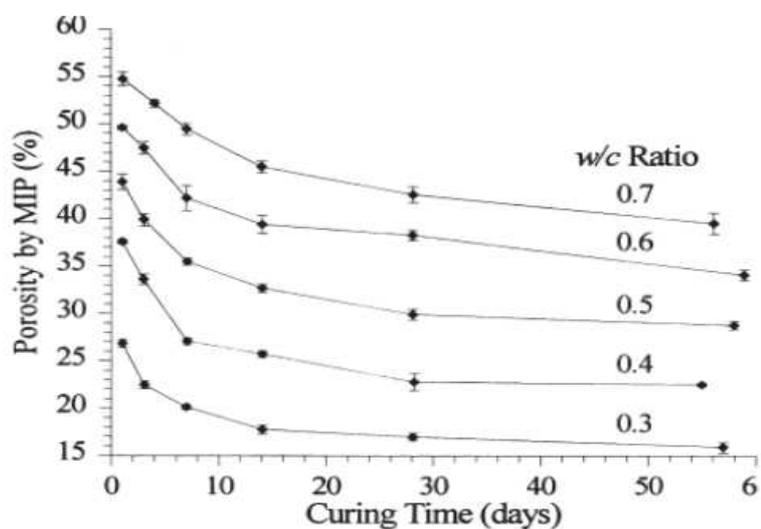


Figure 1.11 : Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de sa porosité. [Rossler et older 1985]

Le rapport E/C influence la porosité du béton durci, la porosité augmente proportionnellement avec la quantité initiale de l'eau, de même que la période de cure peut affecter le réseau poreux du matériau [Cook 1999]. La figure suivante présente l'évolution de la porosité mesurée par la méthode PIM en fonction du rapport E/C et la période de la cure. La Figure 1.12 illustre le lien entre la porosité, le rapport E/C et la durée de cure [Cook 1999].



**Figure 1.12 :** Effet de la période de la cure et le rapport E/C sur la porosité de la pâte de ciment déterminée par la méthode PIM [Cook 1999].

## 1.3 L'étuvage des bétons et mortiers

### Introduction

Le traitement thermique du béton est un procédé déjà ancien soit pour accélérer les cadences de fabrication en usine comme sur le chantier notamment ceux qui confectionnent des éléments préfabriqués et qui cherchent à accélérer la prise et le durcissement de ce matériau, de façon à pouvoir décoffrer et manipuler plus rapidement leur pièces, soit pour permettre de bétonner par temps froid pour éviter les risques de gel. [Vénuat 1989]

Les différentes techniques de chauffage de béton :

On sait que le traitement le plus classique se fait à la pression atmosphérique et à des températures qui s'échelonnent entre 40 et 80°C.

- *Avant la mise en place du béton* : c'est la méthode dite du béton chaud par :
  - réchauffage de certains constituants jusqu'à 60°C ;
  - chauffage par injection de vapeur dans les malaxeurs ;
  - chauffage dans les bennes d'attentes électrifiées.
- *Après sa mise en place dans les coffrages ou les moules* :
  - par apport de chaleur interne (moules calorifugés et auto-étuvage, courant électrique passant dans les armatures ou dans des fils positionnés,...);
  - par apport de chaleur externe (chauffage des coffrages et moules chauffants, étuves, bâches chauffantes infrarouges, ...);
- *Après démoulage* (pièces à démoulage immédiat) : étuves, enceintes chauffantes, bains chauds, bâches électrifiées...

### 1.3.0 L'étuvage des bétons et mortiers (mûrissement)

La cure à la vapeur est avantageuse lorsque l'on a besoin d'un béton ayant une forte résistance initiale ou lorsqu'il faut fournir une chaleur additionnelle pour favoriser la réaction d'hydratation comme par temps froid par exemple. La cure à la vapeur fait l'objet de la norme [CSA A23.4](#), Béton préfabriqué: Constituants et exécution des travaux. Celles –ci énumèrent les exigences concernant les cures à des températures élevées, ainsi que l'application et le contrôle de la chaleur pour le mûrissement accéléré du béton. [ACI Committee 517 1992]

On peut utiliser l'une des deux méthodes suivantes : une cure à la vapeur à la pression atmosphérique (dans le cas de structures coulées en place dans une enceinte ou pour les grands éléments préfabriqués) ou une cure à haute pression dans des autoclaves (pour des pièces plus petites). Seule la méthode de cure à la vapeur à la pression atmosphérique sera présentée ici.

Un cycle de cure à la vapeur comprend :

- (1) un délai initial avant l'exposition à la vapeur (préprise),
- (2) une période de montée en température,
- (3) une période de maintien de la température maximale à un niveau constant,
- (4) une période de diminution de la température (refroidissement).

Un cycle optimal de cure à la vapeur à pression atmosphérique est représenté à la figure 1.13.



La « catégorie humide » s'applique aux éléments de béton qui seront soumis à un environnement humide en service ou aux éléments sans air entraîné qui seront exposés à un environnement humide pendant plus de trois mois avant leur mise en service. Cette catégorie inclus par exemple: (a) les éléments externes d'édifices ou de structures qui sont exposés aux précipitations, à l'eau de surface ou à l'eau souterraine tels que les poutres de ponts, les dalles de toitures non protégées, les façades d'édifices, les murs de sous sols, les dormants de chemins de fer; (b) les éléments de construction internes soumis à des conditions humides tels que les piscines intérieurs et les parcs de stationnement; et (c) les éléments ou les parties d'éléments qui atteignent fréquemment le point de rosées tels que les cheminées ou les espaces internes dans les ponts .

Il faut éviter les réchauffements et refroidissements trop rapides pour prévenir les changements de volume dommageables. La norme [CSA A23.4](#) exige que le taux de chauffage maximal à l'intérieur de l'enceinte de mûrissement des bétons de la « catégorie humide » et de la « catégorie sèche » ne doive pas dépasser 20°C/heure. De la même manière, le taux de refroidissement maximal pour les deux catégories d'humidité est de 15°C/heure. Il doit être maintenu jusqu'à ce que la température du béton ne soit pas plus élevée que 20 °C au-dessus de la température ambiante à l'extérieur de l'enceinte. La température maximale du béton permise par la norme [CSA A23.4](#) est de 70°C pour la « catégorie sèche » et de 60°C pour la « catégorie humide ». Il est recommandé que la température du béton n'excède pas 70°C, le maximum permis pour la « catégorie sèche », pour éviter une expansion tardive provoquée par la chaleur et une réduction excessive de la résistance ultime. La température du béton est normalement mesurée aux extrémités exposées de l'élément. La mesure de la température de l'air ne suffit pas puisque la chaleur d'hydratation peut aussi faire en sorte que la température du béton excède 70°C.

Lors du malaxage, la température du béton peut être augmentée par injection de vapeur dans le mélange, en même temps que l'eau de gâchage. Cette pratique visant à préchauffer les matériaux afin d'accélérer le mûrissement comporte des exigences différentes de celles émises pour la cure à la vapeur. Celle –ci est présentée dans la norme [CSA A23.4](#) à la rubrique béton chauffé et à la figure 1.14 du cycle du béton chauffé.

Il faut maintenir la température de la vapeur dans l'enceinte à sa valeur maximale jusqu'à ce que le béton ait atteint le niveau de résistance minimale à la compression désiré qui doit se situer aux environs de 100 bars ( $\text{kg/cm}^2$ ). Le temps nécessaire pour atteindre cet objectif dépend du type de mélange et de la température de la vapeur dans l'enceinte. [[ACI 517 1992](#)]

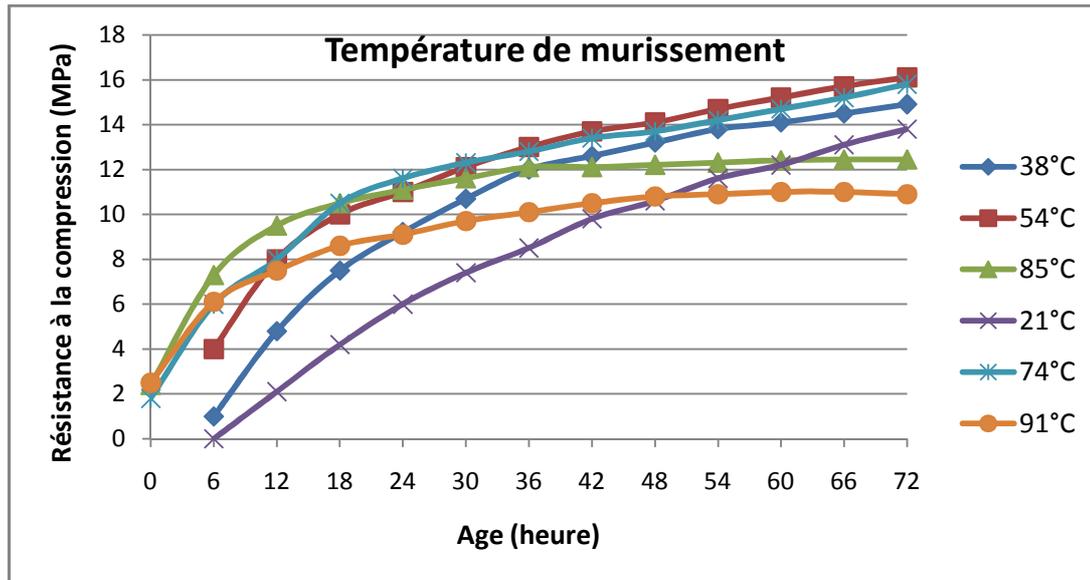


Figure 1.14 : Résistance d'un béton traité à la vapeur à différentes températures ( $E/C = 0,55$ )

[LEA 1970]

### 1.3.1 Facteurs influençant sur le traitement par chauffage

#### 1.3.1.1 Influence de la température et de la durée du traitement

En se basant sur les caractéristiques mécaniques des bétons aux premières heures, et d'après les constatations faites que les résistances obtenues sont d'autant meilleures que la température de chauffage est plus élevée, car la vitesse des réactions d'hydratation croît avec la température, ce qui augmente la viscosité de la pâte et réduit les délais de début et fin de prise. [KEDJOUR 1993]

#### 1.3.1.2 Amélioration des résistances par préchauffage du béton

Pour réduire la durée de traitement et accélérer la rotation des moules, on est intéressé à préchauffer les granulats et l'eau, ce qui provoque une grande rigidité du béton et avec l'ajout de l'eau au malaxage, on aboutit à un béton de faible résistance finale, ce qui est bénéfique pour les traitements très courts.

#### 1.3.1.3 Influence de la composition du béton sur l'efficacité du traitement par la chaleur

- Eau de gâchage : l'excès d'eau dans le moulage de béton améliore l'efficacité de traitement et affaiblie la résistance.
- Nature de ciment : la richesse en  $C_3A$ , la finesse de ciment avec l'apport calorifique extérieur, la chaleur d'hydratation augmente, ce qui donne des résistances élevées.

#### 1.3.1.4 Amélioration des résistances finales des bétons chauffés

- le temps de préprise est important pour réduire la chute de résistance finale du traitement.
- les meilleures résistances sont obtenues pour des élévations de températures lentes.

### ***1.3.2 Revue des travaux expérimentaux sur le comportement des bétons sous l'effet de la température***

Lorsque le béton est exposé à des variations de températures, sa microstructure subit des modifications physico-chimiques tout au long du chauffage entraînant une déshydratation du gel de ciment (CSH). Cette déshydratation induit une évolution de la microstructure du matériau, donc une évolution des propriétés mécaniques, thermiques et de transport. Elle induit aussi la création d'eau libre à l'intérieur du matériau et donc une augmentation de pression interstitielle.

Lors d'un étuvage, il est observé que l'avancement des réactions est différent en comparaison d'une maturation à 20°C. Cette cinétique se comporte comme un système à variables séparées en temps et en température. Il est montré que la loi d'Arrhénius pouvait être adoptée pour caractériser la maturité du béton en considérant l'histoire de température. Ces considérations sont à la base du concept de maturométrie qui estime l'âge réel en temps équivalent d'un béton mûri à 20°C [Calibé 2004][BPEL 1999] présente aussi les effets de l'étuvage sur les résistances du béton.

Dans ce paragraphe, nous parlons des effets connus de la température sur les éléments constitutifs du béton, puis nous attachons la plus grande attention sur ce que peuvent engendrer ces modifications sur le béton. A la fin de ce paragraphe, nous présentons quelques constatations expérimentales sur le comportement mécanique du béton à températures ambiantes.

#### ***1.3.2.1 Effet de la température sur la microstructure du béton***

Les modifications subies simultanément par la matrice cimentaire et les granulats engendrent une forte dégradation de la microstructure du béton. Outre les effets directs des modifications de ces deux composants élémentaires, les incompatibilités de comportement de ceux-ci engendrent des dégradations spécifiques au matériau béton. Nous décrivons ici les principaux phénomènes observés expérimentalement.

##### ***1.3.2.1.1 Conséquences de l'étuvage sur les produits d'hydratation***

Les produits formés par l'hydratation à 20°C sont identiques à ceux formés lors d'un traitement thermique de type étuvage sous réserve que la température maximale ne dépasse pas les 75°C (selon le type de ciment). On retrouve des C-S-H, de la portlandite et des aluminates hydratés.

##### ***a) C-S-H***

Concernant les gels de C-S-H développés avec une élévation de température, on peut dire que :

- le degré de cristallisation est apparemment peu modifié,

- le degré de polymérisation des chaînes silicatées croît avec le temps et la température [Bentz 1991]; le rapport entre les chaînes polymères et le dimère de tétraèdre  $\text{SiO}_4$  (Q2/Q1) augmente avec le temps et surtout avec la température [Masses 1994] (Figure 1.15).

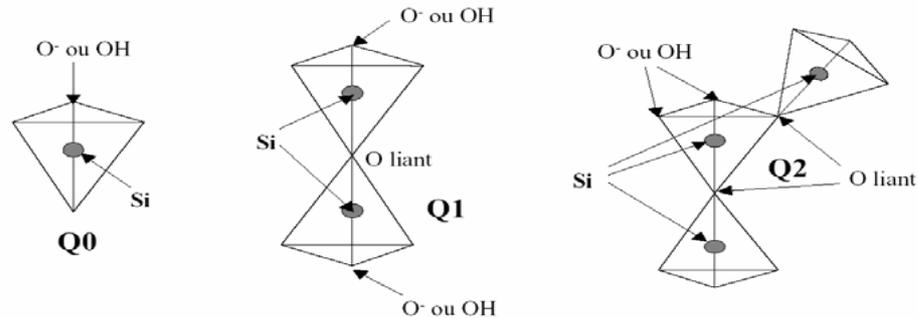


Figure 1.15 : Tétraèdre de  $\text{Si}(\text{OH})_4$  Q0 avec ses connections (Q1, Q2) [Klur 1996]

- le rapport  $\text{CaO}/\text{SiO}_2$  évolue peu jusqu'à une température de  $75^\circ\text{C}$  [Older 1987],
- la couche d'hydrates entourant les grains anhydres est plus dense [Scrivener 1992] ce qui confirme la théorie de [Verbeck 1968],
- ils renferment une quantité moindre d'eau chimiquement liée en comparaison à une matrice mûrie à  $20^\circ\text{C}$  [Older 1987],
- la microporosité des C-S-H internes (formés dans le grain anhydre) diminue [Kjellsen 1996],
- les C-S-H externes (ceux formés entre les grains anhydres) changent de morphologie, passant d'une structure à fibres courtes et enchevêtrées à  $20^\circ\text{C}$  à une structure à fibres longues et dissociées à  $80^\circ\text{C}$ .

#### b) Portlandite

Morphologiquement, la portlandite se forme en amas plus denses et en plus grande quantité lors d'un traitement thermique que lors d'une maturation à  $20^\circ\text{C}$  [Kjellsen 1996]. Les cristaux de CH, plus combinés avec ceux de C-S-H, sont lamellaires et allongés [Scrivener 1992]. En effet, une solubilité plus faible de CH favorise sa nucléation car sa sursaturation est plus rapide.

A l'interface entre le granulat et la pâte de ciment et pour une température de  $20^\circ\text{C}$ , la portlandite est très étendue parallèlement à cette interface. En revanche, pour  $T = 60^\circ\text{C}$ , elle s'ordonne en petit cristaux compacts [Ollivier 1981], [Kjellsen 1996]. Malgré ces observations, les études restent contradictoires sur les phénomènes engendrés au niveau de l'interface pâte granulat lors d'un étuvage car ils dépendent de la concentration en CH formée, du cycle d'étuvage et des ponts chimiques pouvant se former entre le granulat et la matrice [Clark 1992], [Platel 1995].

#### c) Aluminates hydratés

Pour les températures d'étuvage pratiquées (inférieure à  $60^\circ\text{C}$ ), les cinétiques réactionnelles sont accélérées sans que des phénomènes de formation d'ettringite différée n'apparaissent [

[Scrivener 1992]. D'autre part, il semble qu'il existe un effet de l'hydratation du C A sur l'auréole de transition lors d'un étuvage, dû à la nature minéralogique du granulat [Ollivier 1981][58].

#### 1.3.2.1.2 Déshydratation et modifications physico -chimiques du béton

L'étude des résultats d'analyses thermiques différentielles et d'analyse thermo gravimétriques permet de détecter l'apparition de transformations chimiques se produisant au sein du béton porté à des températures élevées, et de suivre leurs progressions. Plusieurs auteurs ont présenté les résultats de ce type d'analyses réalisées sous diverses conditions [Philleo 1958], [Campbell-Allen et Desai 1967], [Harmathy 1973], [Schneider 1982]. La synthèse de ces résultats nous permet d'identifier les principales modifications subies par la micro- structure du béton au cours du chauffage, montre qu'entre 30 et 120°C, l'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'échappent du béton. Si la vitesse de chauffage est suffisamment lente, l'eau non liée est complètement éliminée à 120°C, sinon le processus d'évaporation peut se prolonger au-delà de 200°C.

#### 1.3.2.1.3 Microfissuration et dégradation de l'interface pâte -granulats

La matrice cimentaire et les granulats subissent généralement, au cours du chauffage des modifications dimensionnelles opposées. Au-delà de 105°C, la matrice cimentaire subit généralement un retrait lors du premier chauffage, tandis que les granulats subissent essentiellement une expansion. Ce comportement opposé des deux composants du béton engendre alors une microfissuration importante au sein de sa microstructure [Blundell et al 1976]. L'initiation de cette microfissuration apparaît clairement sur les courbes présentant la distribution de la porosité du béton à différentes températures (figure 1-16).

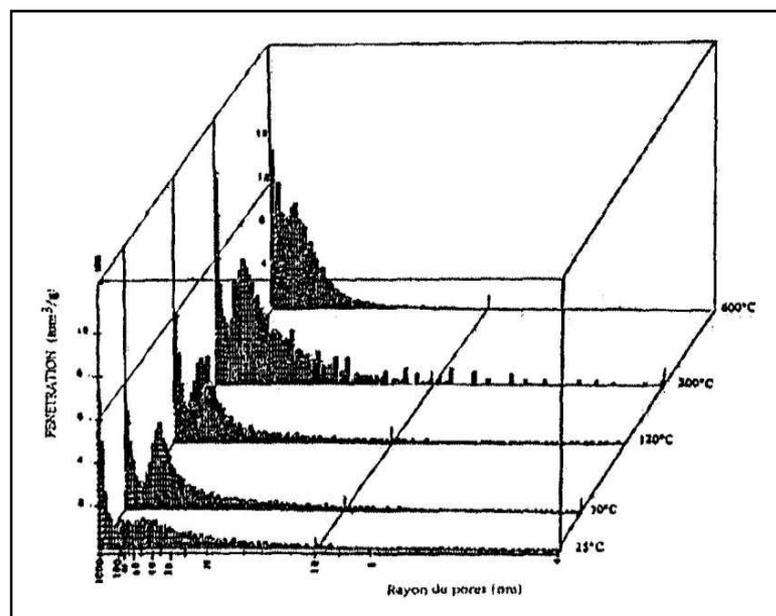


Figure 1.16 : Distribution des pores d'un béton ordinaire après exposition à différentes températures [Noumowé (1995)]

En effet, les hautes températures provoquent comme nous l'avons vu, le départ de l'eau libre contenue dans les pores ainsi que l'eau liée chimiquement. Dans la zone interfaciale dite auréole de transition, moins riche en CSH, cette déshydratation engendre une détérioration rapide de la liaison entre le mortier et les granulats. De plus la dégradation chimique des constituants contribue à cette détérioration [Riley 1991].

Par ailleurs, des études expliquent les microfissures engendrées lors de chauffage du béton par l'effet de l'incompatibilité du comportement des composants du béton [Venecanin 1978], [Balucu et al. 1989]. Cet effet, qui a été nommé "Incompatibilité Thermique des Constituant du Béton ou ITCB", trouve son explication dans la création de contraintes internes dans le béton pendant la variation de température causée par l'incompatibilité des caractéristiques thermiques des constituants du béton, et plus spécialement le coefficient d'expansion thermique [Venecanin 1983] et [Venecanin 1984].

#### 1.3.2.1.4 Evolution de la porosité

Comme nous l'avons vu précédemment, la structure de la porosité du béton possède une grande influence de la température sur l'évolution de la microfissuration et sur les propriétés mécaniques du béton. On peut citer deux méthodes principalement utilisées dans ce genre d'études, elles permettent l'accès aux pores de diamètre supérieur à 4 nm : l'absorption de gaz permettant l'accès aux pores du gel et la porosimétrie au mercure qui couvre les pores capillaires. Cette dernière technique a été mise en œuvre par plusieurs chercheurs afin d'étudier l'évolution de la structure de la porosité de la pâte de ciment ou de différents types de béton avec la température [Rostasy 1987] et [Noumowé 1995].

Il apparaît clairement à l'heure actuelle que la manière dont le volume poreux est distribué en termes de taille des pores est une information plus importante que la simple mesure de la porosité totale. La figure (2-10) présente les distributions des pores obtenues à différentes températures par [Noumowé (1995)] au sein d'un béton ordinaire chauffé jusqu'à 600°C.

Le premier pic correspond aux pores capillaires de la pâte (Figure 1.16). En effet, à 25°C nous observons une population de pore qui se situe autour de 40 nm. Sous l'effet de la température ce pic augmente en volume et son rayon moyen augmente légèrement entre 70 et 120 °C pour ensuite rester constant jusqu'à 600°C.

La synthèse des résultats obtenus par différents auteurs indique que dans le cas du béton ordinaire, la température engendre une augmentation du volume total ainsi que de la dimension des pores. Elle peut être due à la rupture des cloisons capillaires sous l'effet de la vaporisation de l'eau durant le chauffage ainsi qu'à la microfissuration engendrée par les dilatations différentielles de la matrice cimentaire et des granulats [Noumowé (1995)].

En travaillant sur la pression de pores et leur évolution pendant le chauffage, Bazant signale que la perméabilité du béton subit un accroissement significatif quand la température dépasse 100°C [Bazant et al. 1978, 1979]. Ce phénomène peut être expliqué par le fait que le transfert d'humidité pour les températures ambiantes est contrôlé par de très minces tuyaux de dimensions celles des pores, qui permettent l'évacuation de l'eau dans son état adsorbé et

empêchent le passage de l'eau à l'état liquide ou vapeur. L'augmentation de la perméabilité après 100°C est liée à l'augmentation des dimensions de ces tuyaux pendant le chauffage, due probablement à la rupture des cloisons capillaires sous l'effet de la pression de pores.

Sur la figure 1.17 on observe la variation de la porosité totale en fonction de la température mesurée par Noumowé sur le BO ( $R_c = 38,1$  MPa) et le BHP ( $R_c = 61,1$  MPa). Cet essai a été réalisé à l'aide du porosimètre à mercure. [Noumowé (1995)]

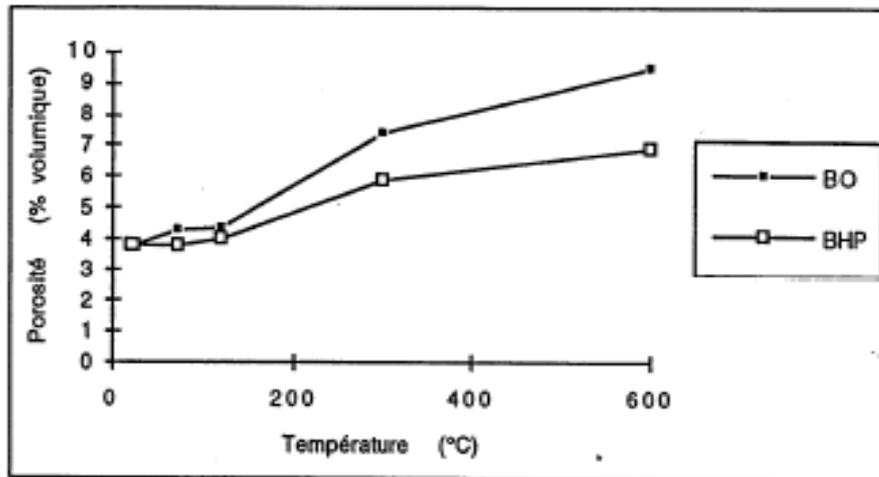


Figure 1.17 : Porosité en fonction de la température de conditionnement [Noumowé (1995)].

Entre 22 et 120°C, la porosité augmente très peu. Ceci confirme le fait qu'à cette température, l'eau libre s'est échappée mais la microstructure du béton n'est pas modifiée.

#### 1.3.2.1.5 Perte de masse

La Figure 1.24 montre la courbe expérimentale mesurée par [Noumowé (1995)] de la variation de poids en pourcentage du poids initial des BO et BHP en fonction de la température en surface.

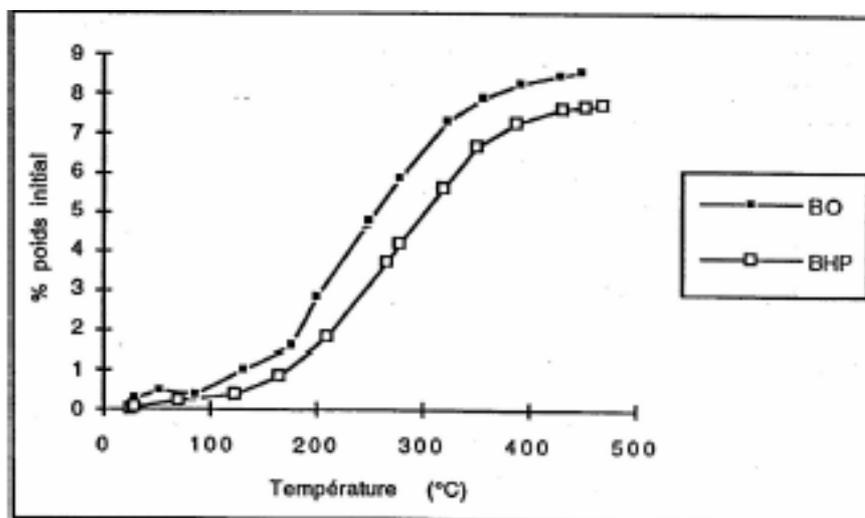


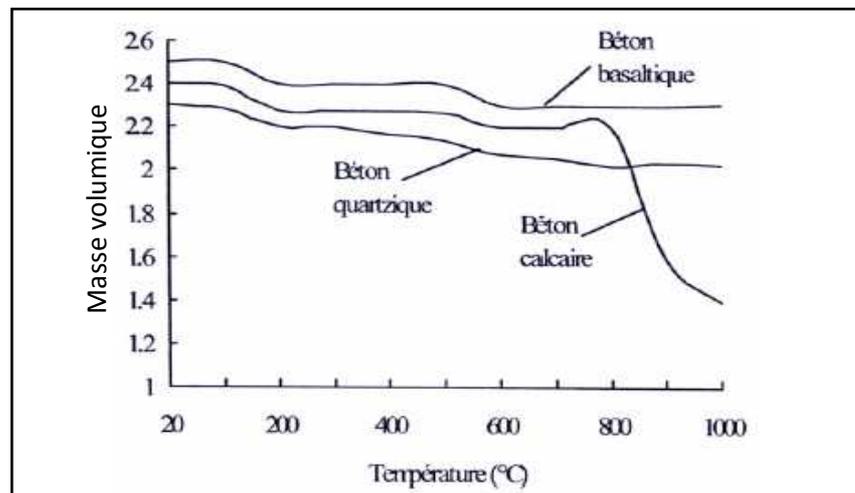
Figure 1.18 : Variation de poids en fonction de la température [Noumowé (1995)]

(Noumowé 1995) a remarqué que la variation de poids est très légèrement supérieure à la quantité d'eau initiale dans le béton. Ce qui laisse penser qu'en plus de l'eau, il y a d'autres constituants qui se sont échappés des deux bétons.

#### 1.3.2.1.6 Evolution de la masse volumique

A haute température, ce paramètre dépend fortement de la nature des granulats dans le béton. La figure 1.19 montre les variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température. [Mouret 2003]

On observe une diminution quasi-linéaire jusqu'à 800°C, or le béton à granulats calcaires présente une forte diminution de la densité au delà de 800°C. Cette baisse de la masse volumique est liée à deux phénomènes à savoir l'hydratation complémentaire des anhydres et la carbonatation de la portlandite.



**Figure 1.19 :** Variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température d'après [Schneider 1988]

#### 1.3.2.1.7 Modification de l'état hydrique

L'état hydrique au sein du béton à un instant donné est affecté par de nombreux facteurs tels que la taille et la forme du spécimen de béton étudié, la vitesse de chauffage et les conditions environnementales. Des valeurs expérimentales du taux d'humidité à l'équilibre hydrique au sein du béton (l'équilibre hydrique est obtenu quand il n'y a aucun mouvement d'humidité entre le béton et le milieu extérieur).

#### 1.3.3 Evolution des propriétés thermique du béton avec la température

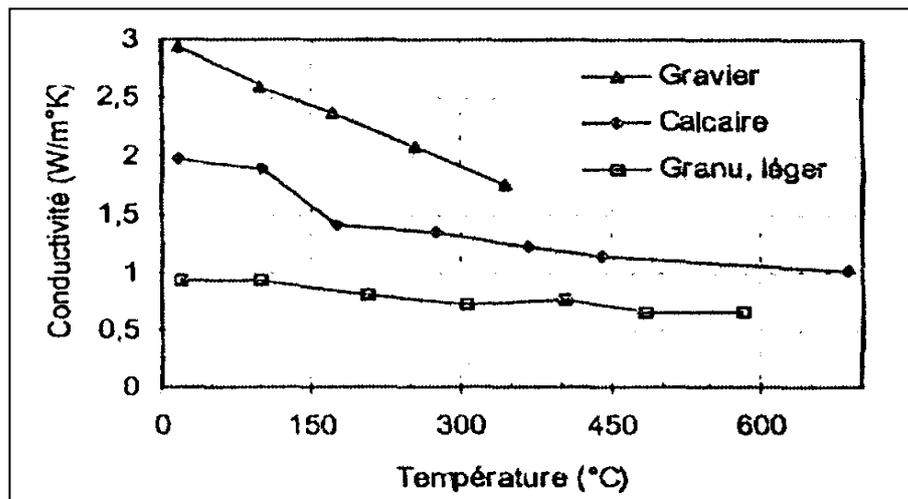
L'évolution de la distribution des températures au sein des structures est gouvernée par les propriétés thermiques du matériau, en particulier par la capacité calorifique et la conductivité thermique. Dans le cas du béton, il est difficile de déterminer ces propriétés avec exactitude à tous les niveaux de température en raison des nombreux phénomènes qui, comme nous l'avons vu se produisent simultanément au sein de la microstructure du béton et qui ne peuvent être séparés facilement. Ces effets incluent en particulier l'évolution de la porosité, les changements

dans la composition chimique et la consommation de chaleurs latentes engendrée par certains phénomènes chimiques [Harmathy 1968].

Dans la mesure où ces modifications physiques et chimiques se produisent à une certaine vitesse, les variations de propriétés thermiques dépendent également de la vitesse et de l'historique du chauffage. Il ne résulte de ces effets que les variations des propriétés thermiques du béton avec la température ne peuvent pas en toute rigueur être décrites par des relations uniques valables en toutes situations [Harmathy 1970].

### 1.3.3.1 Conductivité thermique

La conductivité thermique mesure l'aptitude d'un matériau à conduire la chaleur. Pour les bétons courants, la conductivité thermique diminue lorsque la température augmente. Les principaux paramètres de cette variation sont la teneur en eau, le type de granulat et la formulation du béton. Le degré de saturation est le facteur principal puisque la conductivité thermique de l'air à 20°C est de  $0.0034 \text{ Wm}^{-1}\text{C}^{-1}$ ) est inférieure à celle de l'eau à 20°C qui est de  $0.515 \text{ Wm}^{-1}\text{C}^{-1}$ ). Ainsi la diminution de conductivité thermique en fonction de la température est assez marquée pour un béton de granulat silico-calcaire, faible pour un béton de granulats calcaires, et peu significatifs pour le béton léger [Collet 1977] (figure 1.20).



**Figure 1.20 :** Evolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température [Collet 1977]

### 1.3.3.2 Chaleur spécifique

La chaleur spécifique mesure la quantité d'énergie nécessaire pour faire monter de 1°C la température d'un kilogramme de matériau. Comparativement à la conductivité thermique, les variations de cette propriété avec la température sont moins maîtrisées [Neville 1990]. Une estimation de la variation de la chaleur spécifique avec la température pour une pâte de ciment est donnée par [Harmathy 1970].

Le résultat est reporté sur la figure 1.21. On peut remarquer qu'entre 100°C et 800°C, il y a une forte augmentation de la chaleur spécifique due à la contribution de la chaleur latente causée par la déshydratation du ciment. Le pic observé à 500°C est associé à la déshydratation

de l'hydroxyde de calcium CH. D'après [Frantziskonis 1987], les bétons humides présentent une capacité calorifique apparente qui est presque deux fois plus élevée que celle des bétons secs.

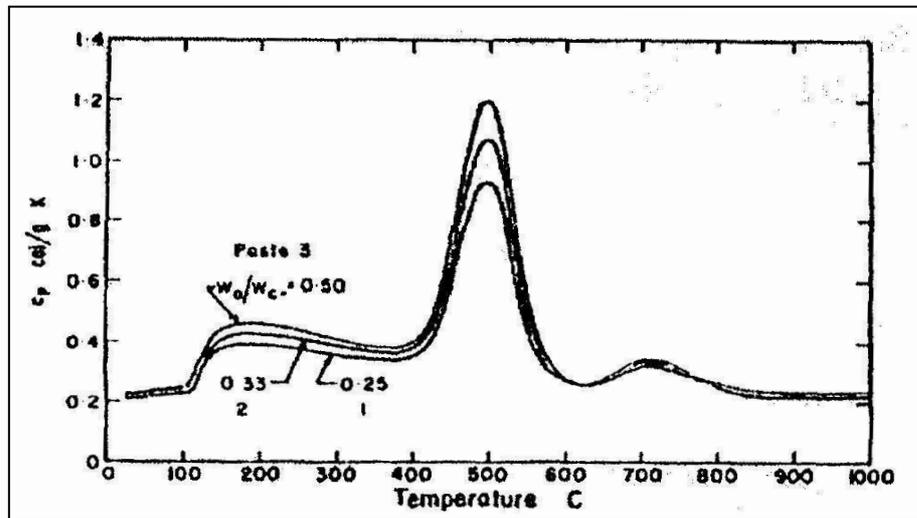


Figure 1.21 : Variation de la chaleur spécifique en fonction d'une pâte de ciment [Harmathy 1970]

La Figure 1.22 montre les variations de la chaleur spécifique en fonction de la température pour différents types de béton mesurées par d'autres auteurs.

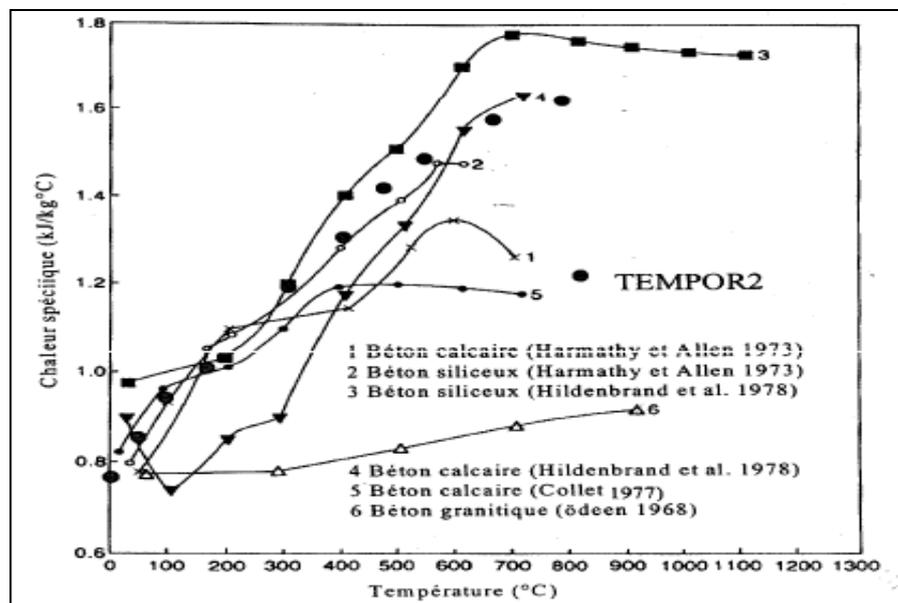


Figure 1.22 : Variation de la chaleur spécifique en fonction de la température par différents auteurs

Les résultats de ces mesures de la figure 1.22 ont montré que la chaleur spécifique des bétons calcaires et bétons siliceux augmente avec la température. Pour les bétons granitiques, la variation de la chaleur spécifique en fonction de la température n'est pas significative.

Cette augmentation de la chaleur spécifique est peut-être liée aux réactions chimiques et physiques qui ont lieu dans le béton aux hautes températures et qui sont en générales endothermiques.

### 1.3.3.3 Diffusivité thermique

La diffusivité thermique représente la vitesse à laquelle la chaleur se propage à l'intérieur d'un matériau. Elle est directement proportionnelle à la conductivité thermique et elle est inversement proportionnelle à la chaleur spécifique et à la masse volumique.

La diffusivité thermique dépend fortement de la teneur en eau du béton. [Schneider 1988] a souligné l'importante dispersion observée sur les résultats de mesures expérimentales rapportés de la littérature. L'auteur explique cette dispersion par la difficulté des mesures directes devant être réalisées en régime transitoire, et qui sont très sensibles aux conditions d'essais et au traitement thermique subi par les spécimens testés avant les mesures.

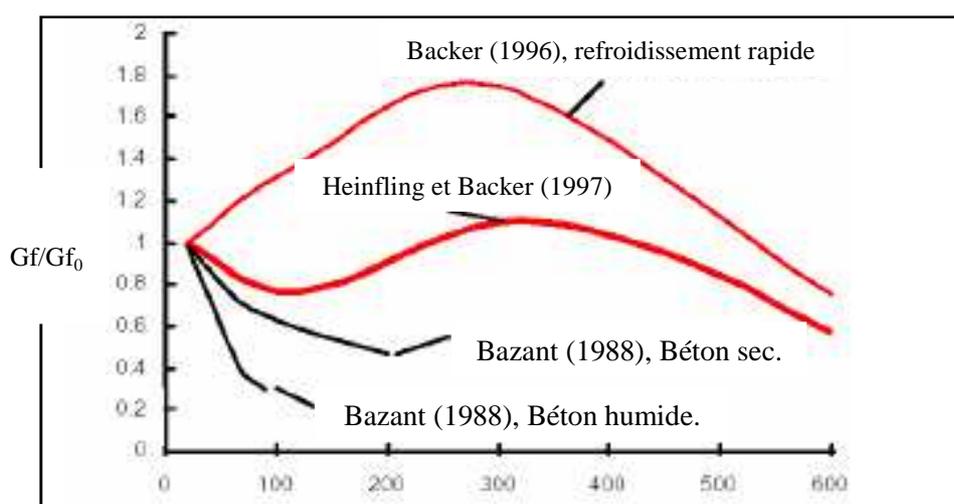
### 1.3.4 Evolution des propriétés mécaniques du béton avec la température

Exposée à des variations de températures, la microstructure du béton subit des modifications physico-chimiques qui influencent son comportement mécanique. Si ces variations sont importantes, il apparaît que ces modifications ont un comportement irréversible en raison du caractère irrémédiable des réactions chimiques (déshydratation) et micro structurel (rupture de cohésion) qui se produit. L'objectif de ce paragraphe est d'analyser l'évolution des propriétés mécaniques du béton avec la température.

#### 1.3.4.1 Energie de fissuration

L'énergie de fissuration est définie comme l'énergie nécessaire pour créer une unité de fissure en mode I de rupture.

L'évolution de  $G_f$  en fonction de la température est mal connue. On dénombre peu de recherches sur le sujet. Ces travaux montrent une très forte dispersion des résultats obtenus vu la sensibilité de l'énergie de fissuration à plusieurs paramètres physiques (Figure 1.23).



**Figure 1.23 :** Evolution l'énergie de fissuration relative en fonction de la température [Bazant 1988] et [Heinfling 1998]

L'étude bibliographique que nous avons menée sur l'évolution de cette énergie de rupture en fonction de la température nous a permis de recenser quelques éléments responsables de cette forte dispersion à savoir :

- Vitesse de chauffage et de refroidissement différente,
- Essais réalisés à chaud ou à froid,
- Différentes compositions du béton (granulométrie, type de ciment...)
- Différentes géométries des éprouvettes,
- Différentes conditions de conservations,

Quelques travaux : [Bazant 1988], [Stabler 1998], [Heinfling 1998], [Felecitti et al. 1999], montrent des résultats contradictoires ; il n'y a pas de consensus sur le sens variation de  $G_f$ .

[Stabler 1998], [Heinfling 1998], [Felecitti et al. 1999] ont constaté une augmentation de  $G_f$  en fonction de la température contrairement à Bazant et Prat [Bazant 1988].

### 1.3.5 Effet bénéfique de l'étuvage sur les résistances en compression au jeune âge

Pour assurer une résistance élevée au jeune âge, le choix du ciment se porte généralement sur un CEM I 42,5. Ce ciment doit avoir une finesse élevée ce qui assure une surface réactionnelle importante pour la réaction d'hydratation. Il faut aussi vérifier que le rapport molaire  $C_3S/C_2S$  soit le plus haut possible. Ces deux phases anhydres, majoritairement présentes dans le ciment Portland, sont les composés qui produisent le plus d'hydrates mécaniquement résistants. De plus, la cinétique d'hydratation du silicate tricalcique est plus rapide que celle de silicate bi calcique, donc un rapport élevé est un gage de réactivité importante [Regourd 1979].

D'autre part, le choix d'un étuvage optimisé est nécessaire. Généralement, il se décompose en une préprise, une montée constante en température et un palier de température maximale assez long. Il doit posséder une préprise pour assurer un développement de l'hydratation initiale en favorisant la dissolution des anhydres. Il ne faut pas que la montée en température soit trop forte pour ne pas bloquer trop précocement l'hydratation (limitée à 20°C/h).

Finalement, la température de palier ne doit pas être trop élevée afin de ne pas générer des effets secondaires néfastes comme la formation d'ettringite différée (limitée à 60°C en général).

### 1.3.6 Effet néfaste de l'étuvage sur les résistances en compression à long terme

Selon [Alexanderson 1972], la baisse de performances mécaniques à long terme imputable à l'étuvage peut s'expliquer par des causes chimiques, physiques et physico-chimiques.

Du point de vue chimique, l'accroissement de température entraîne une perturbation de la stabilité du système, ce qui engendre un déplacement de l'équilibre chimique entre la quantité d'anhydres et d'hydrates formés. Ce phénomène génère une limitation de la formation d'hydrates, ce qui peut expliquer une baisse des performances [Jalali S. 1995].

Ensuite, on peut citer les causes physiques au travers de la variation volumique différentielle des constituants. Lors de l'élévation de température, il existe une augmentation de la porosité qui s'accompagne d'une modification de la taille des pores. C'est en fait la conséquence de la répartition des hydrates dans l'espace qui est différente en comparaison à une maturation à température ambiante.

Finalement, il faut citer la théorie de [Verbeck G.J. 1968] qui traite du développement de l'hydratation lors d'un étuvage en considérant des causes physico-chimiques. La baisse des performances mécaniques à 28 jours serait due à une répartition non uniforme des hydrates ce qui entraîne une hétérogénéité de la structure. Lors d'une accélération de la cinétique de l'hydratation par la température, la diffusion n'est pas possible à une certaine distance des anhydres à cause d'une faible diffusivité des espèces dissoutes et à la faible solubilité des hydrates formés. Il en résulte la création d'une « coquille d'hydrates » entourant un cœur anhydre.

### 1.3.7 Conclusion du chapitre

Le matériau béton a été décrit sur le plan structurel et comportemental. A l'état sec, il est constitué d'un ensemble de granulats et d'une matrice cimentaire solide, remplissant partiellement ou entièrement les espaces interstitiels, et assurant la cohésion des granulats entre eux. Son comportement macroscopique est élastique quasi-fragile et les phases inter-faciales, de part leurs structures, forment des zones de faiblesse qui orientent les fissures et jouent un rôle important dans la rupture du matériau.

Il a été montré que les bétons à optimiser présentent des spécificités particulières :

- à l'état frais, avec une consistance très ferme et une viscosité qui semble importante,
- lors de la mise en œuvre, car le béton est soumis à une forte vibration afin d'être serré dans les moules glissants,
- lors de la maturation, avec la thermo activation de l'hydratation du ciment par étuvage,
- à l'état durci avec des performances devant être élevées au jeune âge et à long terme (28 jours).

L'ingénierie des bétons a acquis depuis ces dernières années un grand nombre de connaissances sur la microstructure, la maturation des matériaux à base de ciment. Ce chapitre avait pour objectif de faire quelques rappels sur les généralités des bétons et mortiers (notamment les phases liquides et solides) qui les forment.

La recherche bibliographique sur le comportement thermomécanique du béton nous a permis de mettre en évidence certains phénomènes physiques qui peuvent apparaître notamment lors de l'élévation de la température du matériau lors du chauffage. Si l'étuvage est bénéfique à la réactivité de l'hydratation et donc aux performances mécaniques précoces, les performances à long terme s'en trouvent affectées. Le cycle d'étuvage doit résulter d'un compromis entre l'effet bénéfique au jeune âge et la limitation des effets néfastes, non désirés, à long terme. Le traitement thermique doit être absolument optimisé [Turkel S. 2005].

Cette première partie fait le lien entre le béton comme matériau poreux et les problématiques qui lui sont associées lorsqu'il est exposé à une variation de température. Elle précise que le cadre de notre travail concerne l'étude du comportement et certains phénomènes physiques des bétons à des performances exposées à basses températures.

Dans un premier temps, nous avons décrit d'une manière générale le matériau béton comme un milieu poreux et les constituants qui lui sont associés. Ensuite, nous avons présenté une brève synthèse de la microstructure du béton et ses caractéristiques (la porosité, la distribution des taille des pores ...). L'eau dans le béton peut se présenter sous plusieurs formes au sein du béton, de plus à l'équilibre il existe des gradients hydriques dans les structures.

---

*CHAPITRE 2 :*

*DURABILITE DES BETONS ET LEUR  
PATHOLOGIE A L'ETAT DURCI*

---

## Durabilité des bétons et leur pathologie à l'état durci

### 2.0.1 Introduction

La durabilité d'un ouvrage se caractérise par sa capacité à conserver, dans les conditions prévues, les fonctions d'usage pour lesquelles il a été conçu et à maintenir son niveau de fiabilité et son aspect, dans son environnement, avec des frais de maintenance et d'entretien aussi réduits que possible [Ouahes 1990].

La durabilité n'est pas la garantie d'une durée de vie infinie de la structure, mais un objectif de qualité orientant aussi bien la conception de l'ouvrage que celle du matériau. Cette réflexion permet l'identification de deux concepts distincts vis-à-vis de la durabilité: celui dû au matériau et celui dû à la structure.

La durabilité du matériau se vérifie par sa capacité à conserver ses caractéristiques et son intégrité pendant la durée de vie prévue pour la structure.

La durabilité de la structure dépend de celle du matériau; cependant, elle ne se résume pas exclusivement à la qualité du matériau employé. C'est pourquoi la durabilité de la structure ou d'un élément doit prendre en compte sa durée de vie qui peut être définie comme la période au cours de laquelle l'ensemble des endommagements cumulés subis au cours du temps ne dépasse pas un niveau critique. La durée de vie peut être prise égale à la durée de service sans précaution initiale particulière, sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure [Beck 2006].

Une mauvaise durabilité se manifeste par une détérioration qui peut résulter de facteurs externes ou de phénomènes internes au béton. Les différentes actions peuvent être physiques, chimiques ou mécaniques.

Les dommages d'origine mécanique sont causés par les chocs, l'abrasion ou la cavitation. Les causes de dégradation chimique comprennent les réactions alcali-silice et alcali-carbonate.

Les attaques chimiques externes sont principalement causées par la présence d'ions agressifs tels que le gaz carbonique, les sulfates et les chlorures. Les causes physiques de détérioration comprennent les effets d'une température élevée ou des différences de dilatation thermique des granulats et de la pâte de ciments durcis, les cycles répétés de gel-dégel et l'action des sels fondants [Roncero 2002].

Les matériaux de construction présentent, sans exception, une durée de vie limitée. Tout ouvrage connaît plus ou moins rapidement des altérations (tâches de rouille, fissures, etc...). Le béton et le béton armé, dont nous avons une expérience de durabilité de l'ordre d'un siècle, n'échappent pas à cette règle. En fin de compte, tout ouvrage exposé aux intempéries doit être entretenu, réparé, ou même refait ou remplacé.

Le point faible du béton armé, du point de vue de sa pérennité, est son armature. En effet, la corrosion des parties métalliques constitue un danger potentiel pour la conservation d'un ouvrage. Si certaines mesures préventives ne sont pas appliquées,

ces phénomènes physicochimiques peuvent s'amplifier et entraîner une détérioration du béton armé qui n'assure plus sa fonction porteuse [Adenot 1992].

Il existe différents processus de dégradations dont voici une liste non exhaustive :

a) les problèmes d'ordre physiques :

Les problèmes au moment de la conception et de la réalisation de l'ouvrage : ceux-ci peuvent conduire à des nids de graviers (mauvaise résistance locale), à des zones d'enrobage trop faible (risque accru de corrosion), à des fissures dues à une surcharge, à des problèmes au niveau de la dilatation en cours d'hydratation ou lors de l'exploitation de l'ouvrage.

Les problèmes liés à l'érosion par le vent, le sable, la pluie ou l'humidité. Il existe des cas de corrosion des armatures, suite à ces différents paramètres, dans des pays équatoriaux.

b) Les problèmes d'ordre chimique liés à la composition du béton ou à son environnement

Le critère essentiel demandé au béton étuvé utilisé pour ce procédé de préfabrication est de réunir des performances mécaniques élevées au jeune âge tout en gardant de bonnes propriétés mécaniques à long terme [Cassagnabère 2007]. Cependant, d'autres exigences peuvent intervenir au niveau de la formulation de ces bétons spéciaux comme la durabilité et les déformations différées.

La durabilité est relative aux paramètres de composition du béton et elle dépend plus particulièrement de la nature chimique du liant, de la compacité du squelette, et de la minéralogie des granulats. Les critères d'acceptation des bétons préfabriqués vis-à-vis de la durabilité sont régis par la norme [Norme 13369 2006] et éventuellement la norme [Norme 206-1]. De fait, l'étude de la durabilité s'inscrit plutôt dans la compréhension des phénomènes que dans une limitation relative à l'application industrielle.

Les caractéristiques microstructurales de ce type de béton sont principalement influencées par :

- les caractéristiques de la matrice cimentaire (E/C, volume...),
- l'étuvage par la modification du réseau poreux (hydrates différents, variations dimensionnelles de l'arrangement des hydrates...),
- le réseau de bulles d'air plus ou moins dense dû à l'emploi d'un entraîneur d'air.

### 2.0.2 Critères de durabilité concernant les matériaux étuvés

Concernant ces propriétés de durabilité que l'on vient de citer, la littérature n'aborde que très peu le cas des bétons étuvés. En revanche, il est montré que lors d'un traitement thermique, la taille des pores augmente et une microfissuration apparaît [Lion 2005] ce qui aboutit à des changements de comportement vis-à-vis de la résistance aux agents extérieurs.

## 2.1 Déformabilité des bétons

### 2.1.1 Définition

La résistance mécanique et la déformation sont des caractéristiques importantes du béton, car elles jouent un grand rôle non seulement pour la stabilité, mais aussi la durabilité des ouvrages.

Le béton est un matériau en évolution: ses propriétés se modifient constamment au cours de son existence, l'hydratation du ciment se poursuit pendant longtemps, augmentant ainsi les résistances mécaniques et les modules de déformation [Venuat 1989]. Le béton soumis à l'action d'une charge assez faible subit une déformation pratiquement instantanée élastique, réversible. Il suit la loi de **Hooke** bien connue :  $(\sigma = E \times \varepsilon)$ .

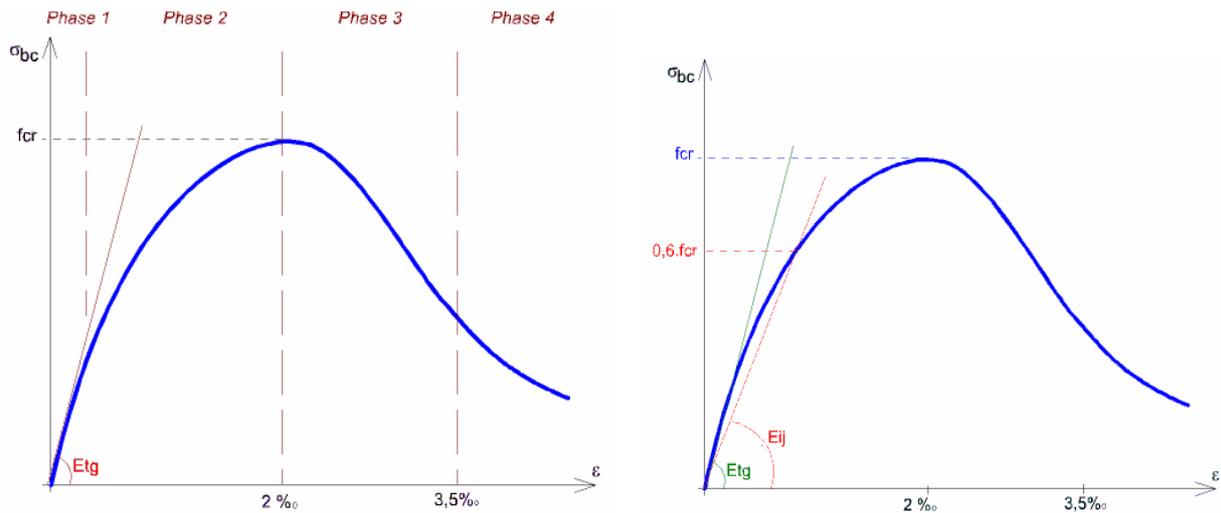
Avec:  $\sigma$  : contrainte appliquée;  $E$  : module d'élasticité;  $\varepsilon$  : déformation.

Au delà d'une certaine charge apparaît une zone plastique. Après suppression de la charge, il subsiste une déformation permanente. Lorsque la charge est appliquée pendant un certain temps, la viscosité du béton qui est très élevée intervient. Il y a fluage du béton, il se comporte alors comme un corps élasto-visco-plastique. La compacité joue un rôle important. Certains auteurs ont trouvé qu'une revibration du béton diminuait sensiblement à la fois le retrait et le fluage [Venuat 1989]. Il a été prouvé par voie expérimentale que pour pouvoir obtenir des bétons basiques à base de laitier granulé possédant une résistance suffisante ainsi que de bonnes caractéristiques de déformation (module d'élasticité initial), le liant devrait être dosé à 340 - 350 kg par unité de volume, la macrostructure est très compacte où les agrégats sont bien liés au conglomérat fin ainsi les grains d'agrégats sont répartis régulièrement [Mezghiche 1996]. Cette étude permis de préciser un certain nombre de point :

- 1 - Le module de déformation diminue avec l'augmentation de la contrainte relative.
- 2 - La relation entre la valeur relative de la contrainte et les déformations élasto-instantanées du béton revêt un caractère rectiligne dans l'intervalle  $\eta = 0 - 0.5$ .
- 3 - La relation entre la valeur relative de la contrainte et les déformations est curviligne dans l'intervalle  $\eta = 0.5 - 0.9$ , ce qui signale le développement dans les bétons des déformations irréversibles.
- 4 - Une attention particulière doit être prêtée au choix optimal de la microstructure des bétons de manière à ce que la résistance et la déformabilité s'y combinent convenablement. En négligent ce facteur on risque de compromettre les caractéristiques de déformation que ce soit celles d'un béton au laitier basique ou de toute autre sorte du béton.

### 2.1.2 Déformations instantanées

La courbe contrainte-déformation s'obtient par enregistrement de  $F_{bc} - \varepsilon_{bc}$  au cours d'un essai de compression sur éprouvette  $(16 \times 32) \text{ cm}^2$  : voir figure 2.1



**Figure 2.1 :** La courbe expérimentale contrainte-déformation au cours d'un essai de compression sur éprouvette  $(16 \times 32) \text{ cm}^2$  [Gabrysiak ?].

**Phase 1:** le béton se comporte à peu près comme un matériau homogène et élastique, cela se traduit par une relation linéaire:  $\sigma_{bc} = E_{tg} \times \varepsilon_{bc}$  ( $E_{tg}$  : module de déformation tangent).

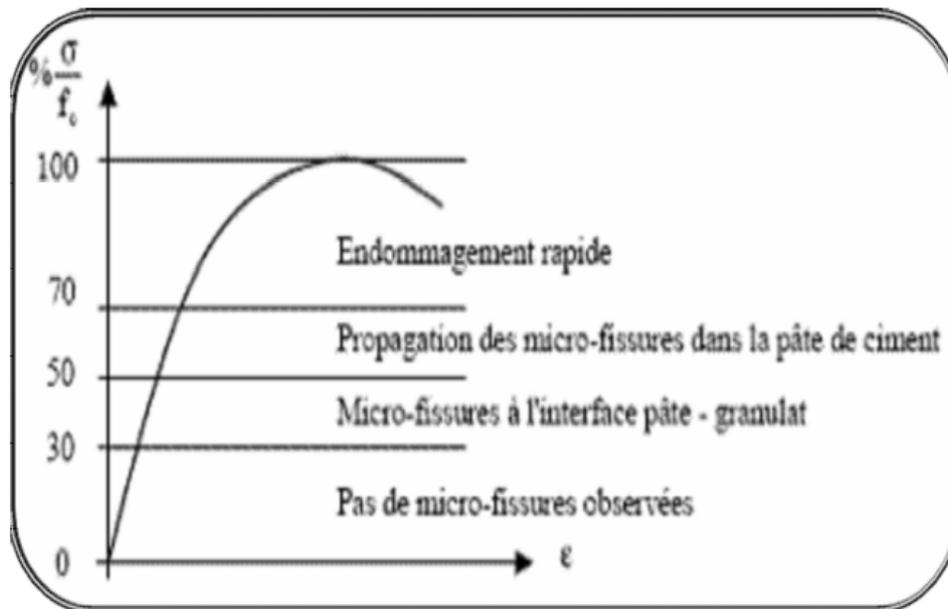
**Phase 2:** une microfissuration due à des tractions transversales se développe, d'où une incurvation progressive de la courbe jusqu'à la résistance  $F_{cr}$ , pratiquement pour  $F_{cr}$  correspond  $\sigma_{bc} = 2 \text{ ‰}$  (cette déformation est quasiment indépendante de  $F_{cr}$ ). Puis, la rupture se produit plus ou moins brutalement.

**Phase 3:** la fissuration longitudinale se généralise et la courbe redescend lentement pour un béton non fragile, et rapidement dans le cas contraire. L'allure de cette courbe renseigne sur le caractère plus ou moins fragile du phénomène.

**Phase 4:** la phase finale a peu d'intérêt.

D'après [Gabrysiak ?], on définit un module de déformation instantanée sécant  $E_{ij}$  pour une contrainte de courte durée  $t < 24 \text{ h}$ .  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (MPa). Avec,  $f_{cj} = 1.1 f_{c28j}$ . Un béton de 40 MPa de résistance a donc un module de déformation longitudinale instantané de l'ordre de 38000 MPa.

En compression, l'endommagement est visible sous forme de microfissures à l'interface pâte/granulat à partir de contraintes comprises entre 30 et 50 % de la résistance (figure 2.2) selon le type du béton. La microfissuration est issue du déplacement relatif entre le mortier et les inclusions granulaires [Bascoull1996], HSU [T.T.C. 1963], [Smadi1989] et [Shah 1987].



**Figure 2.2 :** Etapes classiques d'endommagement par niveaux de contrainte du test de caractérisation des bétons [HSU T.T.C 1963] et [HARSH 1990]

Les fissures de mortier commencent à augmenter sensiblement, et le pont entre les fissures se lie pour former les principales fissures en continu à des charges d'environ 70 à 90 % [HSU T.T.C 1963].

Paradoxalement, le taux de fissuration s'accélère lorsque la rigidité de l'élément du béton s'avère plus importante [HSU T.T.C 1963]. Cet état fissuré influence la stabilité de l'élément à partir du pic de contrainte au-delà duquel la résistance décroît. La fissuration se concentre principalement dans la pâte de ciment et conduit à la rupture du spécimen. A l'échelle de la structure, l'évolution de la fissuration globale peut être suivie par le test de la résistance classique et le relevé des déformations.

Localement, lorsque la résistance en traction est dépassée en un point de la structure, une fissure apparaît. Elle forme aussitôt, une discontinuité dans la structure [Ngab 1981].

## 2.2 Etude de la résistance au gel dégel

### 2.2.1 Le processus gel/dégel

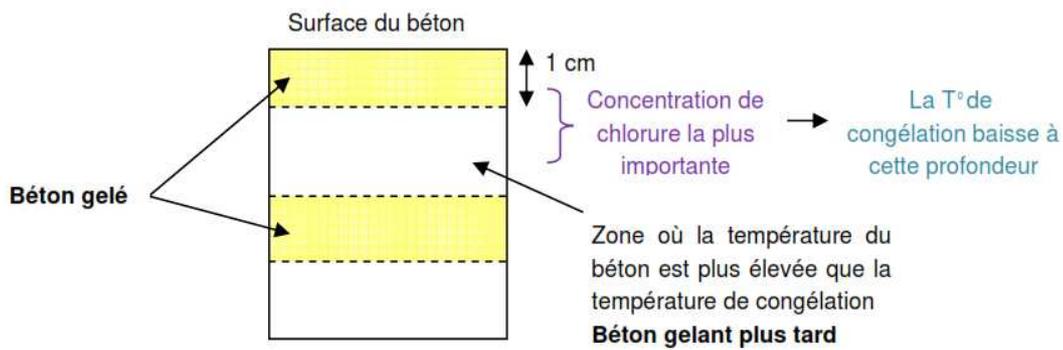
Il faut distinguer deux types de dégâts liés au gel : le processus gel/dégel intervenant au cours du vieillissement de la structure et le gel du béton au moment du coulage par faible température. [Rincker 2009]

L'effet d'éclatement provoqué par l'eau entrain de geler est la cause principale des dégâts du béton dus au gel quand le degré de saturation dépasse 90%. Ce phénomène se produit lorsque le béton en surface, se gorge d'eau et gèle de façon répétée.

Les pores capillaires absorbent l'eau de la surface du béton. Si l'eau gèle, l'accroissement de volume vaut 9% du volume d'eau. Dans le cas d'une formation de glace dans un pore complètement rempli, l'accroissement de volume va générer une pression hydraulique qui va créer un éclatement du béton en surface.

Influence combinée du gel et des sels de déverglaçage (ouvrages concernés : piles de ponts, talus)

- La réaction du sel avec la glace est une réaction endothermique et crée un refroidissement plus rapide de la structure
- Les sels de déverglaçage provoquent une absorption plus rapide de l'eau - Le point de congélation de l'eau dépend directement de la teneur en sel le schéma illustre le phénomène découlant de ces 3 caractéristiques selon la figure 2.3 :



**Figure 2.3 :** Schématisation de l'influence combinée du gel et des sels de déverglaçage  
[Rincker 2009]

Si le refroidissement se poursuit, la couche intermédiaire va également gelé mais la pression de congélation qui en résulte ne pourra pas s'affaiblir dans les couches voisines déjà gelées et cela peut conduire à l'éclatement de la couche superficielle.

- Les dégâts visibles dus au gel :

Un faïençage superficiel

- Moyens d'auscultation pour déterminer si le béton est gelé :

Seule une analyse visuelle peut permettre de déterminer si un béton a été gelé. La matrice du béton est plus claire et on observe également une mauvaise interface granulats/matrice au MEB et le béton est assez poreux.

On peut en revanche déterminer la profondeur de béton gelé en effectuant un carottage ou si l'on ne souhaite pas effectuer de sondage destructif ou les limiter, déterminer la profondeur et la surface sur laquelle s'étend le béton gelé par l'auscultation ultrasonique. On conclue généralement à l'attaque du gel par déduction lorsque les autres causes de dégradations ont été éliminées.

Pour protéger le béton contre le gel, on doit prendre en considération la teneur en air et le facteur d'espacement, car il est possible de produire un béton avec une teneur en air respectant les spécifications, mais dont le facteur d'espacement ne serait pas suffisant pour assurer la protection du béton contre le gel [Saucier 1991].

La détérioration n'apparaîtrait pas dans le béton après une seule période de gel, mais elle serait le résultat d'un endommagement progressif dû à la succession d'un nombre plus ou moins grand de cycles de gel-dégel [Carles-gibergues 1992].

L'utilisation des adjuvants entraîneurs d'air facilitent la mise en place des bétons et les protègent du gel [J. forth edf 2003]. Mais cette utilisation est efficace dans la mesure où les bulles qui sont ajoutées améliorent le réseau de bulles d'air. Ceci ne semble possible que si la dose d'AEA ajoutée est assez importante [Pigeon 1990], si non on risque de n'entraîner que 1% à 2% d'air, ce qui n'est pas assez pour garantir une amélioration du réseau. Cette augmentation pourrait tout aussi bien provenir de la fluidification du mélange par l'ajout d'eau avec l'AEA. Généralement cette fluidification entraîne surtout des grosses bulles qui sont susceptibles d'être perdues par la suite [Pigeon 1987]. De même des études récentes dans le domaine comme celle de [Nicola Pitrov 2003], ont remarqué que l'absence de l'AEA dans le béton exposé aux effets gels dégels cause une diminution assez remarquable de la résistance à la compression et le module d'élasticité.

Donc notre objectif principal dans cette étude consiste à formuler une série de dosages en agents entraîneurs d'air incorporés à l'intérieur des mélanges de béton lors du malaxage dans le but de développer une formulation assurant au béton une meilleure durabilité avec le temps et de le protéger notamment aux cycles de gels répétés. Ces formulations des bétons consistent à avoir aussi un meilleur comportement rhéologique vis-à-vis de la maniabilité sans avoir une perte de résistance importante qui dépasse les normes.

Depuis sa découverte au début des années 50, l'écaillage des matériaux à matrice cimentaire a été l'enjeu de nombreuses études expérimentales et théoriques. Le but de cet indicateur de durabilité est de présenter succinctement les principaux résultats émergeant de ces effets, nous nous intéresserons aux principales théories d'endommagement par l'action du froid depuis Powers (1949) jusqu'à aujourd'hui. Enfin, nous concluons sur les recommandations en vigueur de nos jours pour la formulation d'un béton résistant à l'action du froid.

#### 2.2.1.1 Influence des conditions environnementales sur la dégradation au gel-dégel

Les dégradations au gel, et plus particulièrement l'écaillage, se produisent majoritairement dans des régions humides (surface du matériau saturée en eau) ou les conditions hivernales sont rigoureuses (gel sévère) et où l'utilisation des sels de deverglacage est importante (qualifiée de fréquent ou très fréquent) [LCPC 2003]. La norme française XP-P-18-305 définit trois classes de gels :

- faible : pas plus de deux jours par an avec une température inférieure à -5 °C,
- sévère : plus de 10 jours par an avec une température inférieure à -10°C,
- modéré : entre faible et sévère.

L'importance du salage est définie dans le fascicule 65-A. Le salage est dit fréquent lorsqu'il y a entre 10 et 30 jours de salage par an et très fréquent pour plus de 30 jours de salage par an.

Il faut distinguer 2 types de dégâts liés au gel : le processus gel/dégel intervenant au cours du vieillissement de la structure et le gel du béton au moment du coulage par faible température.

Dans la suite de cette partie, les conséquences des conditions hivernales (cycles de gel-dégel), de l'humidité de l'air et des sels de deverglage sur l'endommagement au gel sont étudiées séparément.

### 2.2.1.2 Les cycles de gel-dégel

L'endommagement de surface est augmenté par une température minimale basse (dans la gamme allant de  $0^{\circ}\text{C}$  à  $-20^{\circ}\text{C}$ ) et une durée de sollicitation longue [Sellevold 1991][Kaufmann 1999][Jacobsen1997]. Cet effet est plus sensible sur les bétons de résistance intermédiaire (résistance en compression de l'ordre de 50 MPa) que sur les BHP (résistance en compression supérieure à 70 MPa) et les bétons ordinaires (résistance en compression de 20 à 40 MPa) [Lindmark 1997].

Le taux de descente en température ne semble pas avoir une importance majeure [Sellevold 1991]. Cependant une légère augmentation de l'écaillage semble se produire pour de faibles taux de gel (Fagerlund et Struder cités par [Kaufmann 1999]). On notera des différences notables sur le nombre et la durée des cycles de gel dégel appliqués : 300 cycles de 4-6h pour le gel interne, 56 cycles de 24h pour l'écaillage comme le montre la figure 2.4 ci-dessous.

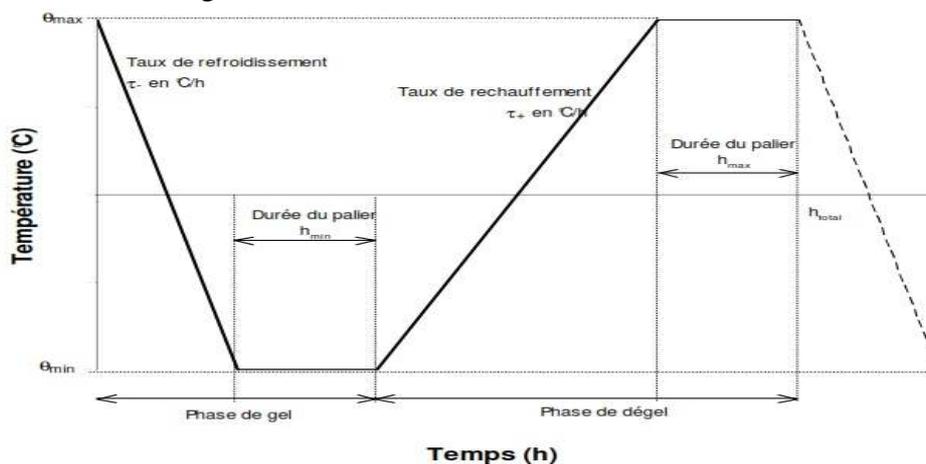


Figure 2.4 : Description des paramètres d'un cycle de gel-dégel [Kaufmann 1999].

### 2.2.1.3 Les sels de deverglage

Bien que l'endommagement de surface puisse se produire en l'absence de sels de deverglage<sup>2</sup> [Collins 1944] et [Kaufmann 1999], il est admis qu'ils contribuent à son amplification. Les nombreuses recherches ayant porté sur la présence d'une (sel (NaCl, MgCl<sub>2</sub>, CaCl<sub>2</sub>) additionné ou non de matériaux abrasifs, répandus sur les chaussées pour lutter contre le verglas) solution saline en surface [Verberk 1957][Zaman 1982][Sellevold 1991] [Marchand 1996] permettent d'affirmer que, quelque soit la nature chimique de l'antigel utilisé (CaCl<sub>2</sub>, NaCl, urée, ...), l'écaillage est plus important pour les faibles (2 à 5% en masse) que pour les fortes concentrations en sel. Ce pessimum est indépendant des caractéristiques du béton testé (rapport E/C, présence d'air entraîné, ...) [Sellevold 1991] [Marchand 1996]. De plus, selon des études menées par Peterson en 1984 et Sellevold en 1988 cités par

[Lindmark 1997], la pénétration du sel au sein du matériau poreux sollicite a tendance à réduire son effet néfaste.

Influence combinée du gel et des sels de déverglaçage (ouvrages concernés : piles de ponts, talus)

- La réaction du sel avec la glace est une réaction endothermique et crée un refroidissement plus rapide de la structure
- Les sels de déverglaçage provoquent une absorption plus rapide de l'eau
- Le point de congélation de l'eau dépend directement de la teneur en sel

Si le refroidissement se poursuit, la couche intermédiaire va également geler mais la pression de congélation qui en résulte ne pourra pas s'affaiblir dans les couches voisines déjà gelées et cela peut conduire à l'éclatement de la couche superficielle.

#### 2.2.1.4 L'humidité relative de l'air

En pilotant l'état de saturation de la surface du matériau et l'avancement de la carbonatation (le phénomène de carbonatation est maximum pour une humidité relative avoisinant 70% [Chaussadent 1999], L'humidité relative a un rôle double.

D'une part, la carbonatation a tendance, par la réduction de porosité qu'elle induit, à améliorer la résistance à l'écaillage des bétons [Lindmark 1997][Utgenannt 1997]. Pour illustrer cette tendance, Peterson (cité par [Lindmark 1997] a réalisé des essais sur des échantillons prélevés en milieu naturel sur lesquels il a observé une chute de la résistance à l'écaillage après sciage de la couche supérieure carbonatée.

D'autre part, au dessous d'un seuil de saturation la quantité de glace formée devient trop faible et aucun endommagement n'est observé[Kaufmann 1999]. [Fagerlund 1971] a mis en évidence l'existence théorique de ce degré critique de saturation par un calcul mécanique évaluant les tensions dans la matrice solide induite par le gel d'un pore partiellement saturé. De manière générale, l'endommagement au gel devient important à partir d'une humidité relative supérieure à 90% [Kaufmann 1999].

### 2.2.2 Les paramètres influents

#### 2.2.2.1 Résistance mécanique

L'influence de la résistance en traction/compression vis à vis du comportement au gel des matériaux à matrice cimentaire n'est pas totalement établie. Selon [Gagne 1990] une forte résistance en all traction permettrait de mieux résister au gel. Inversement, d'autres études [Hooton 1997][Girodet 1996] ne montrent aucune corrélation entre les résistances mécaniques (notamment la résistance en traction) et la résistance au gel. Cette non corrélation est confirmée par une étude expérimentale [Pigeon 1996] dans laquelle des bétons avec des fibres de fer (augmentant sensiblement la résistance en traction) et avec des fibres de carbone (ne la modifiant que très légèrement) présentent un comportement similaire à l'action du froid. Une résistance en traction d'au moins 2,5 MPa (ce qui équivaut à une résistance en compression de 35 MPa) est néanmoins usuellement recommandée [LCPC 2003].

### 2.2.2.2 Le réseau de bulles d'air et la teneur en air

Contrairement au phénomène de dégradation en masse, il n'est pas possible de déterminer une valeur critique du facteur d'espacement des vides d'air pour l'endommagement de surface [Saucier 1991] [Setzer 1993] [Pigeon 1984]. En fait, l'interdépendance entre la teneur en air occlus et le facteur d'espacement du réseau de bulles d'air rend, selon Lindmark [Lindmark 1997], impossible toute relation simple entre les caractéristiques du réseau de bulle d'air et la résistance à l'écaillage : même si l'ajout d'air entraîné semble améliorer, dans un premier temps, la résistance à l'écaillage, l'augmentation de la porosité ainsi créée, en favorisant les transports (de sels par exemple) au sein du réseau poreux et en permettant de retenir plus d'eau libre pour des conditions d'humidité identiques, peut avoir des conséquences néfastes [Litvan 1975].

Néanmoins, dans le cas des bétons traditionnels et intermédiaires, une réduction de l'écaillage est généralement observée pour un demi-espacement moyen entre un vide d'air et son plus proche voisin, notée  $L_{\text{barre}}$ ; faible [Petrov 2003]. C'est pourquoi le guide "Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel" [Recommandations LCPC 2003] préconise ainsi un demi-espacement moyen inférieur à 200  $\mu\text{m}$ .

### 2.2.2.3 La taille des pores

La température de solidification de la solution interstitielle dépend principalement de la taille du pore dans lequel elle est confinée. Ainsi, à volume poreux et température de sollicitation identiques, la quantité de glace formée, et par conséquent l'endommagement au gel, augmente avec la proportion de gros pores connectés entre eux [Bejaoui 2002] et [Girodet 1996].

Les pores capillaires absorbent l'eau de la surface du béton. Si l'eau gèle, l'accroissement de volume vaut 9% du volume d'eau. Dans le cas d'une formation de glace dans un pore complètement rempli, l'accroissement de volume va générer une pression hydraulique qui va créer un éclatement du béton en surface.

### 2.2.2.4 L'état de surface

L'écaillage est un phénomène local se produisant préférentiellement au voisinage des défauts de surface induits par les cavités et les granulats [Sellevold 1991]. Une étude menée sur des bétons ordinaires, avec et sans entraîneur d'air, dont la surface testée a été sciée à 21 jours, à 7 jours ou moulée met en évidence une dépendance importante entre le type de surface testé et les résultats aux tests d'écaillage [Pigeon 1996]. Les bétons testés dans cette étude ont été gâchés avec un ciment de type CEM I, sans ajouts autre que de l'entraîneur d'air et avec les mêmes granulats. Le rapport liant sur granulat est maintenu constant à 0,22 ( $\pm 0.1$ ): La série A représente un béton de rapport E/C = 0,4 sans entraîneur d'air et la série B un béton de rapport E/C = 0,5 avec entraîneur d'air.

Cette dépendance entre l'état de surface et les résultats aux tests d'écaillage est un obstacle majeur à la mise au point de méthodes expérimentales reproductibles visant à quantifier la durabilité hivernale d'une formulation de béton [Pigeon 1996].

L'effet d'éclatement provoqué par l'eau entrain de geler est la cause principale des dégâts du béton dus au gel quand le degré de saturation dépasse 90%. Ce phénomène se produit lorsque le béton en surface, se gorge d'eau et gèle de façon répétée et provoque le faïençage.

### 2.2.3 Processus de dégradation dus aux effets de bord

**Choc thermique :** Ce mécanisme intervient lorsque les sels ne sont déposés qu'après formation de glace à la surface du béton. Dans ce cas, une baisse très rapide de la température à la surface du béton a lieu.

**Gel par couches :** Des mesures de profil de concentration montrent que le maximum en sel est localisé à environ 1cm de la surface. Sous l'action du gel, la zone d'eau proche de la surface pourra alors geler tandis que l'eau de la couche située plus à l'intérieur peut rester non gelée. [Rösli 1980]

**Gel-dégel de surface :** Bien que la température extérieure soit inférieure à 0°C; le rayonnement solaire aurait tendance à faire fondre la glace en surface du matériau. Ainsi, alors que la surface serait soumise un grand nombre de cycles de gel-dégel (due à l'alternance jour/nuit par exemple), le cœur du matériau resterait dans un état gelé.

- Moyens d'auscultation pour déterminer si le béton est gelé :

Seule une analyse visuelle peut permettre de déterminer si un béton a été gelé. La matrice du béton est plus claire et on observe également une mauvaise interface granulats/matrice au MEB et le béton est assez poreux.

On peut en revanche déterminer la profondeur de béton gelé en effectuant un carottage ou si l'on ne souhaite pas effectuer de sondage destructif ou les limiter, déterminer la profondeur et la surface sur laquelle s'étend le béton gelé par l'auscultation ultrasonique.

On conclue généralement à l'attaque du gel par déduction lorsque les autres causes de dégradations ont été éliminées.

### 2.2.4 Etat des lieux sur la formulation d'un béton durable au gel-dégel

Les études expérimentales et théoriques résumées dans la section précédente ont permis de mettre au point des recommandations sur la formulation d'un matériau cimentaire résistant aux cycles de gel-dégel.

#### 2.2.4.1 Le type de ciment

**Remarque :** Dans cette section, les symboles chimiques sont notés suivant la norme des cimentiers. Soit, C = CaO, S = SiO, A = Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, F= Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>; H = H<sub>2</sub>O.

De nombreuses études [Girodet 1997], [Müller 1995] et [Stark 1993] ont mis en évidence que les ciments avec de fortes teneurs en C<sub>2</sub>S et en C<sub>4</sub>AF résistent mieux au gel. Inversement, les ciments riches en C<sub>3</sub>S et en C<sub>3</sub>A présentent usuellement un endommagement précoce.

#### 2.2.4.1.1 Influence de la teneur en $C_2S$ et en $C_3S$

Bien que l'hydratation des  $C_2S$  et des  $C_3S$  produise les mêmes types d'hydrates (portlandite (CH) et C-S-H), trois différences majeures les distinguent : l'hydratation des  $C_2S$  est plus lente, produit moins de portlandite et forme des C-S-H plus denses.

#### 2.2.4.1.2 Influence de la teneur en $C_3A$

Selon [Smadi 1998], une forte teneur en  $C_3A$  à tendrait à améliorer légèrement la résistance au gel dans le cas des bétons sans air entraîné et à la diminuer sensiblement dans le cas des bétons avec entraîneur d'air. L'effet néfaste du  $C_3A$  peut notamment s'expliquer par le grand nombre de molécules d'eau (32 au total) présentes dans l'ettringite formée lors de son hydratation.

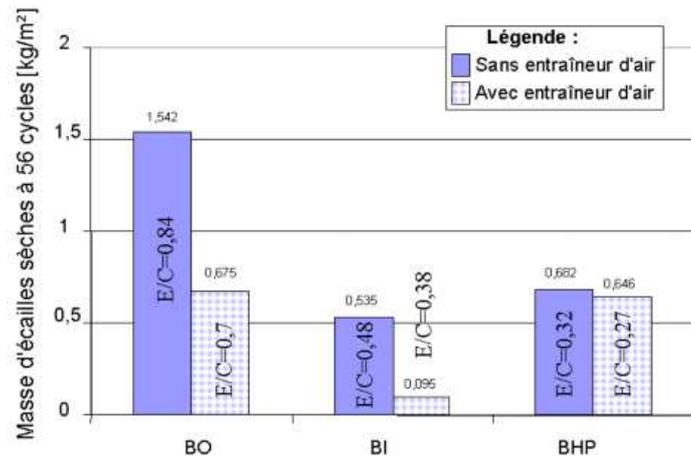
#### 2.2.4.1.3 Influence de la teneur en $C_4AF$

La résistance au gel tendrait à augmenter par substitution du  $C_3A$  par du  $C_4AF$  [Girodet 1996] et [Utgenannt 1997]. Cette tendance se retrouve également dans d'autres domaines de la durabilité des matériaux cimentaires (comme les attaques sulfatiques par exemple). En fait, l'action bénéfique du  $C_4AF$  est souvent attribuée à différentes causes majeures [Tikal'sky 2002]:

En dernier mot, Il convient d'utiliser des ciments à faible teneur en  $C_3A$  et  $C_3S$ , ce qui est le cas des ciments de type PM (PM = prise mer, se référer à la norme NF P 15-317 pour plus de renseignement). Il est également possible d'utiliser les ciments ES, conçus pour résister aux eaux sulfatées, notamment pour réduire l'effet des sels de déverglaçage [Recommandations LCPC 2003].

#### 2.2.4.2 La formulation (Rapport entre la masse d'eau et la masse de ciment (E/C))

Dans la gamme des bétons traditionnels et bétons intermédiaires (jusqu'à un E/C de 0,4 environ), plus le rapport E/C diminue, plus la résistance à l'action du froid augmente. Cette tendance semble logique car sa réduction induit une diminution du volume du réseau poreux et de la taille des pores tandis que la résistance mécanique augmente. Dans le cas des bétons hautes performances, aucune tendance majeure n'est observée vis à vis de l'endommagement de surface : la durabilité semble plus dépendre du type d'ajout (pouzzolanes, super plastifiants) que du rapport E/C [Baroghel-Bouny 2002]. L'évolution de la masse d'écailles à 56 cycles en fonction du rapport E/C obtenue par [Baroghel-Bouny 2002] est reportée en figure 2.5. Les bétons utilisés pour cette étude ont été gâchés avec un ciment de type CEM I, sans ajout autre que de l'entraîneur d'air et avec les mêmes granulats. Le rapport liant sur granulat est maintenu constant à 0,12 ( $\pm 0,001$ ) pour les bétons ordinaires (BO), 0,25 ( $\pm 0,05$ ) pour les bétons intermédiaires (BI) et 0,3 ( $\pm 0,05$ ) pour les bétons hautes performances (BHP). Remarquons que les bétons hautes performances de cette étude présentent une résistance au gel inférieure à celle des bétons intermédiaires. Notons qu'un rapport E/C inférieur à 0,45 est recommandé pour la formulation d'un béton durable face à l'action du gel [Recommandations LCPC 2003].



**Figure 2.5 :** Masse d'écaillés récoltée au 56<sup>ième</sup> cycle de gel-dégel en fonction du rapport E/C et de la présence d'un entraîneur d'air d'après [Baroghel-Bouny 2002].

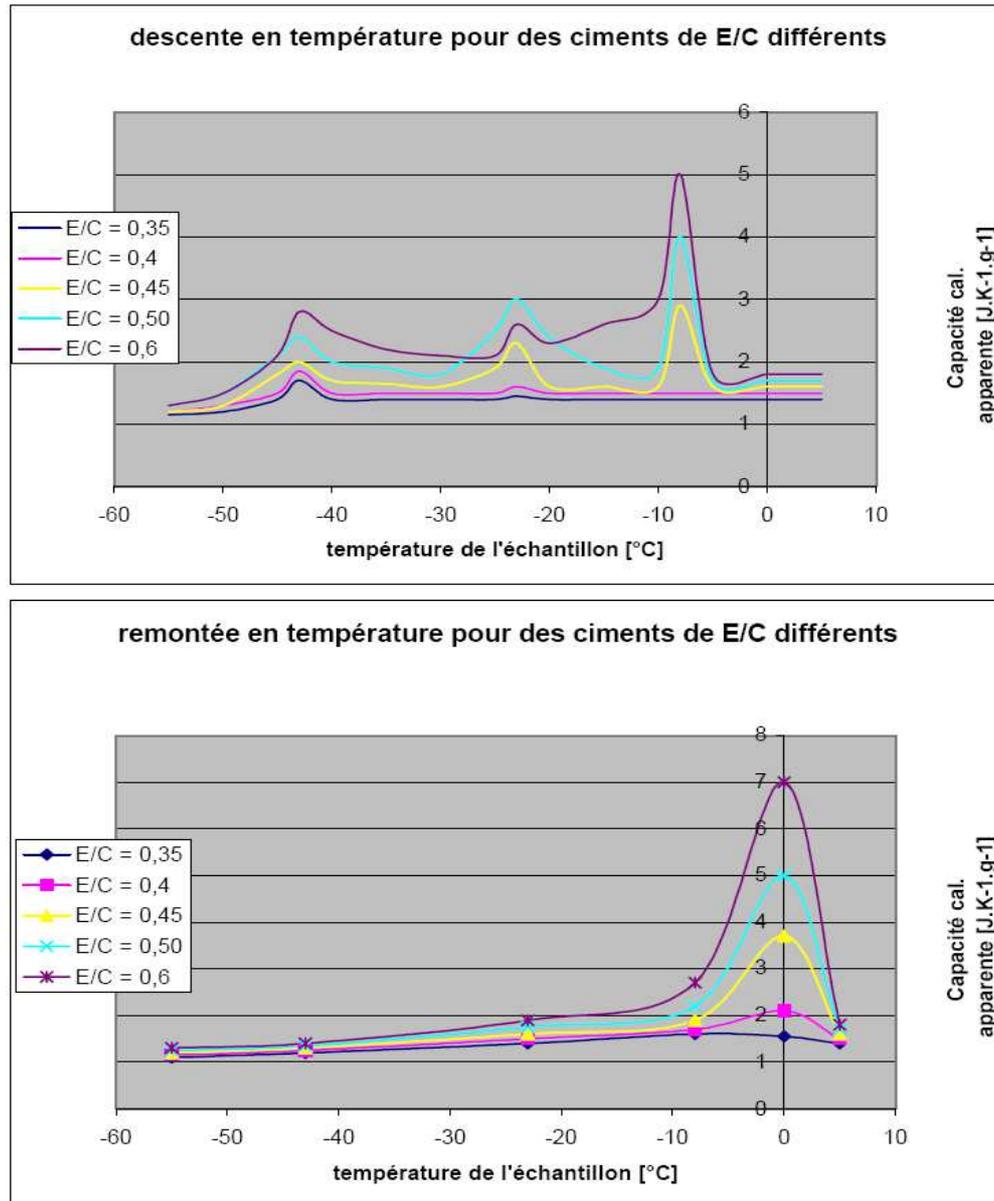
#### 2.2.4.3 Air entraîné

Comme cela a été mentionné, étant donné que l'ajout d'entraîneur d'air joue à la fois sur le L (demi-espacement moyen entre deux vides d'air consécutifs) et sur la teneur en air, il est difficile d'évaluer son influence. Il est cependant usuellement préconisé d'en utiliser pour les bétons ordinaires et intermédiaires.

#### 2.2.5 Etude de la formation et de la fonte de la glace au sein des pâtes de ciment et des bétons

[BAGERI 86] a étudié la formation et la fonte de la glace dans une pâte de ciment durcie à différents rapports E/C qui peut être réalisée expérimentalement par analyse calorimétrique différentielle selon la technique de Differential Scanning Calorimetry (DSC). Le principe consiste à imposer une descente en température à un échantillon et à un témoin inerte de même masse, à une vitesse fixée. On mesure la différence de flux de chaleur émis entre l'échantillon et le témoin, au cours de la descente en température, ce qui permet de déterminer la capacité calorifique apparente de l'échantillon.

Si l'on réalise l'expérience sur des pâtes de ciment similaires au ciment CPA-CEMI, à différents E/C, en fixant une vitesse de descente et de remontée en température de 3,3 et 4,1°C/h, respectivement on obtient les courbes de la figure 2.6 :



**Figure 2.6 :** Analyse calorimétrique de différentes pâtes de ciment [BAGERI 86]

La formation de la glace au sein des pâtes de ciment CPA-CEMI saturées se produit, en fonction du rapport E/C, selon différents pics nettement définis. Les différentes températures de formation de la glace sont voisines de  $-8$ ,  $-23$  et  $-40^{\circ}C$ . Au fur et à mesure que le rapport E/C augmente, les pics à  $-23$  et à  $-8$  degrés Celsius apparaissent, celui à  $-40$  degrés Celsius étant constamment présent.

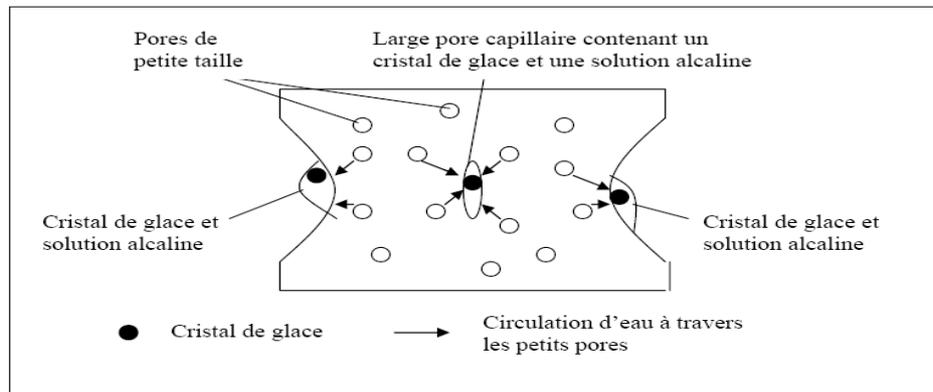
#### 2.2.5.1 Mécanismes de dégradation des pâtes de ciment soumises à des sollicitations de gel/dégel

Il est question ici de référencer les théories relatives à la dégradation de type fissuration interne des bétons soumis à des sollicitations de gel/dégel. Il existe différents phénomènes microscopiques relatifs à la formation de glace dans le matériau et créateurs de pressions qui peuvent conduire à une fissuration interne.

### 2.2.5.2 Les différents phénomènes

Le schéma de la figure 2.7 représente une pâte de ciment durcie dans laquelle de la glace s'est formée, et permet de référencer les différents phénomènes créateurs de pression et susceptibles d'induire une fissuration.

On distingue les phénomènes selon qu'ils se produisent dans la population des pores capillaires ou de pores des hydrates.



**Figure 2.7 :** Représentation schématique des phénomènes inhérents à la formation de glace dans les pores du matériau [PIGEON 95]

#### Pores capillaires

Lorsque la glace se forme dans un pore, l'augmentation de volume associée met sous pression la solution avoisinante. Ces pressions sont appelées pressions hydrauliques [POWERS 49]. Si la glace peut se former librement dans un pore, il se crée des pressions de cristallisation sur les parois de la matrice.

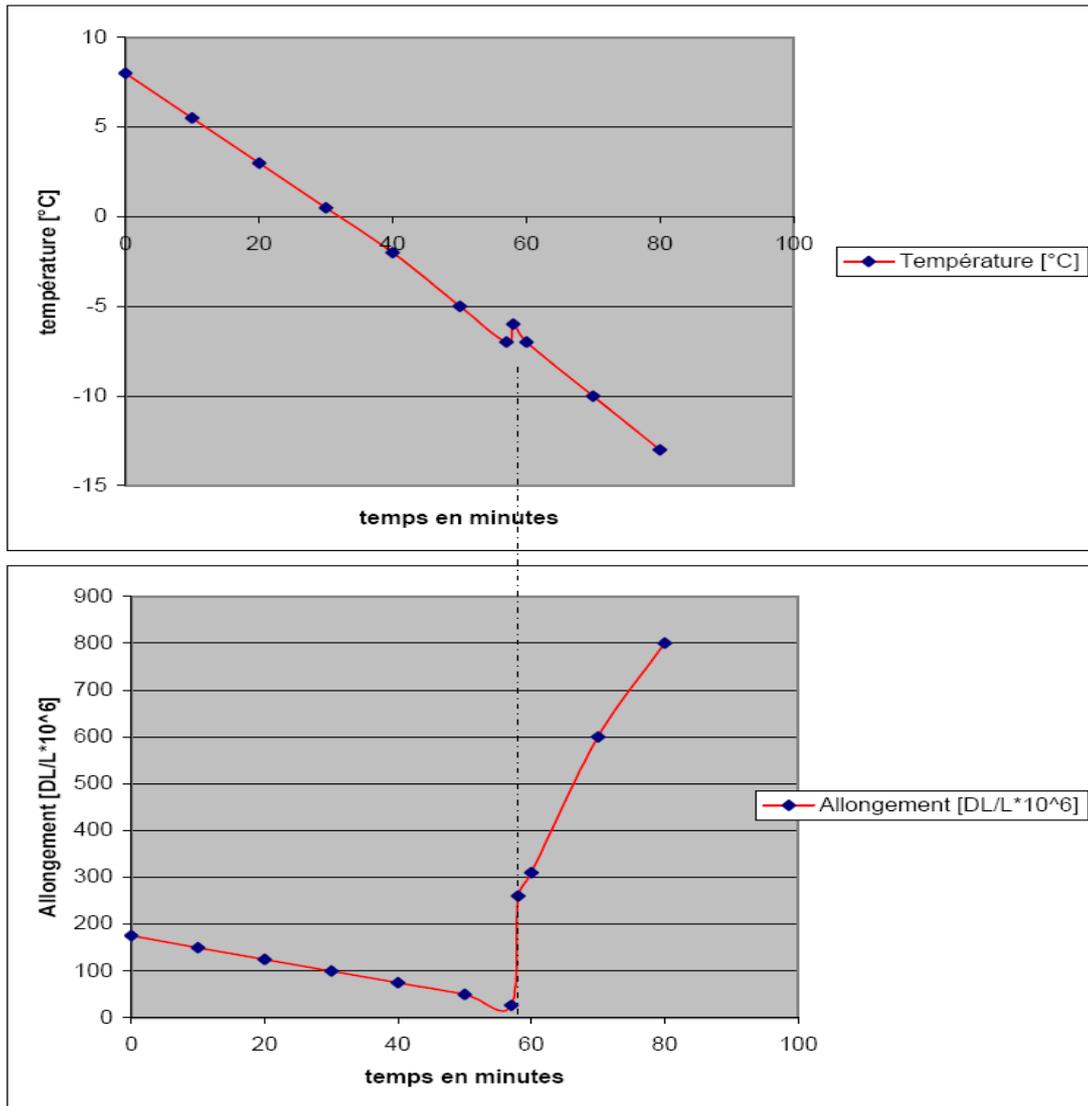
Le transfert d'une fraction de l'eau non gelée contenue dans les pores des hydrates, vers la glace présente dans les pores capillaires, va se produire du fait que la glace a une énergie libre environ dix fois plus faible que celle de l'eau contenue dans les pores [POWERS 53].

#### Pores des hydrates

Les pores des hydrates sont soumis à des pressions hydrauliques et de cristallisation. Il ne peut y avoir de transfert d'humidité en direction de la glace au sein de ces pores, puisque, l'eau des pores capillaires, s'ils existent, est déjà fixée en glace.

### 2.2.5.3 Mise en évidence expérimentale des phénomènes de dilatation et de contraction des pâtes de ciment lors du gel

Les variations dimensionnelles des pâtes de ciment soumises au gel, induites par les phénomènes cités précédemment, ont été mises en évidence expérimentalement à l'aide de mesures d'extensomètre effectuées pendant la période de descente en température du matériau. L'augmentation de tailles des éprouvettes est due à la formation de glace dans les pores. La figure 2.8 illustre ce phénomène.



**Figure 2.8 :** Coïncidence entre la formation de glace et l'allongement d'une éprouvette de pâte de ciment saturée de porosité égale à 46% [POWERS 53]

On remarquera sur la courbe de température un pic vers  $-8^{\circ}\text{C}$  correspondant au début de formation de la glace.

La glace se forme à une température comprise entre  $-6$  et  $-8^{\circ}\text{C}$ . L'allongement de l'éprouvette est induit par cette formation de glace. L'augmentation progressive de l'allongement, suite au « premier saut » correspondant à la formation initiale de glace, est due à la croissance progressive des cristaux de glace formés.

Un autre type de comportement correspond à celui des pâtes de ciment contenant différents réseaux de bulles d'air entraînées. Nous reviendrons sur les entraîneurs d'air dans la deuxième partie de cette étude.

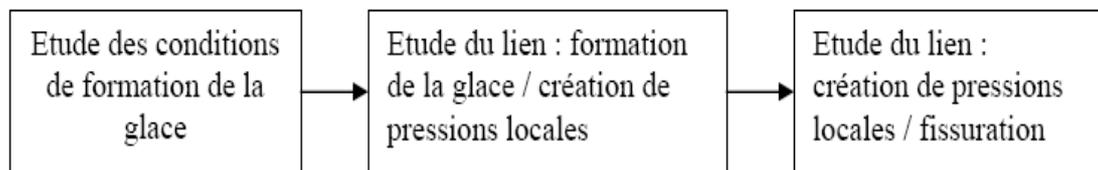
### 2.2.6 Conclusion

Les dégradations de type fissuration interne que l'on observe dans certains bétons soumis à des sollicitations climatiques de type gel/dégel sont causées par la création de pressions locales supérieures à la résistance de traction du matériau. Ces pressions,

résultat de la combinaison de différents phénomènes, sont conséquentes à la formation de glace à partir de la solution interstitielle au sein des pores du matériau.

Cette formation de glace au sein des pores de béton se produit à des températures inférieures à 0°C, pouvant atteindre -40°C. Cette phénoménologie est une conséquence directe de la particularité du système en termes d'échelle et de division géométrique de la texture poreuse, et de concentration en ions de la solution interstitielle au sein des pores.

Les dégradations de fissuration des bétons soumis au gel se produisent ou non, en fonction du type de matériau sollicité (porosité, teneur en alcalins de la solution interstitielle), de son état hygrométrique (degré de saturation), et des sollicitations climatiques imposées (vitesse de gel déterminant les gradients moteurs des transferts d'humidité, température la plus basse atteinte).



## 2.3 Porosité et Perméabilité des bétons

### 2.3.1 Porosité des bétons

La porosité est le paramètre de premier ordre qui caractérise le béton. Ce n'est pas l'unique paramètre mais c'est celui qu'il faut déterminer en premier lieu car il va conditionner toutes les propriétés du béton comme la résistance en compression mais aussi les indicateurs de durabilité.

Les bétons sont des matériaux à base cimentaire plus ou moins poreux dont la porosité diminue au fur et mesure de l'avancement de l'hydratation (remplissage des pores par les hydrates formés). Mais, la valeur de la porosité n'explique pas tous les phénomènes de transfert : la connaissance de la taille des pores est tout aussi essentielle. En effet, il existe deux catégories distinctes de pores :

- **les pores capillaires** dont le diamètre est supérieur à 0,02  $\mu\text{m}$  et qui sont les vestiges des espaces inter granulaires de la pâte à l'état frais ; la porosité capillaire est donc liée à l'hydratation et dépend du rapport E/C et de l'âge du matériau.

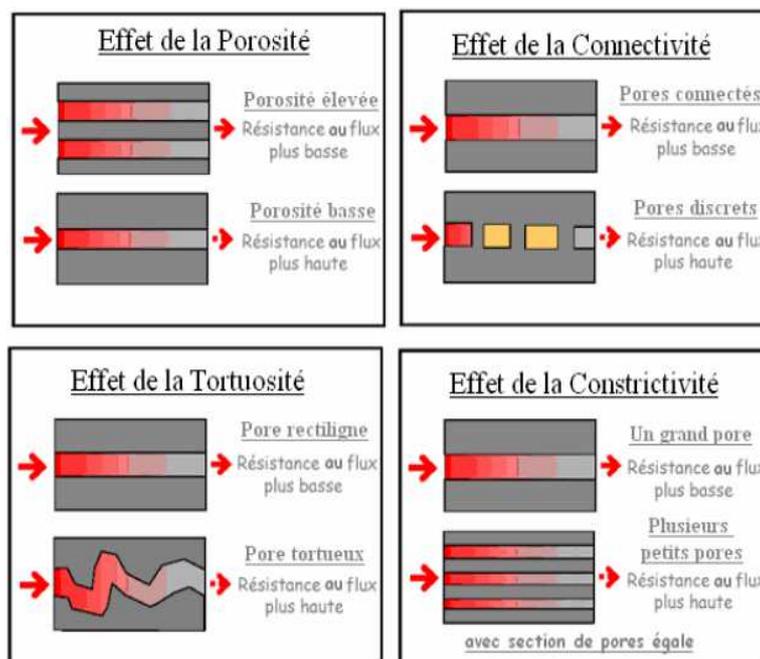
- **les micropores ou pores de gel** dont le diamètre est inférieur à 0,02  $\mu\text{m}$  et qui sont une caractéristique intrinsèque de l'hydrate ; cette microporosité, au contraire de la précédente dépend faiblement du rapport E/C et est essentiellement due aux C-S-H. La pâte de ciment s'hydrate uniquement grâce à l'eau de la porosité capillaire car l'eau des micropores est peu réactive. De plus, il faut noter qu'il existe un réseau de pores à l'intérieur du matériau qui est relié à l'extérieur et permet des échanges : il y a donc des phénomènes de transfert entre le matériau et son environnement.

D'autre part, le réseau poreux ne se résume pas uniquement à la valeur de porosité et de taille de pores. En effet, le réseau poreux est beaucoup plus complexe qu'il n'y apparaît avec les termes de tortuosité et de connectivité. On peut classer les pores en trois familles [Mehta 1993] :

- les pores interconnectés ou communicants, qui forment la porosité dite ouverte et qui permettent un passage continu à travers le réseau poreux et sont disponibles pour l'écoulement des fluides,
- les pores non interconnectés ou isolés, qui forment la porosité fermée, sans liaison avec le milieu extérieur,
- les pores aveugles ou bras morts, qui ne sont uniquement accessibles que par une extrémité ; bien qu'accessibles de l'extérieur, ils ne peuvent pas contribuer au transport par perméation.

### 2.3.2 Perméabilité des bétons

La perméabilité et la diffusivité sont complémentaires et traduisent la capacité d'un milieu poreux à être traversé par des fluides sous un gradient de pression motrice. Bien que la perméabilité d'un milieu poreux dépend fortement de sa porosité, d'autres paramètres du réseau poreux l'influencent également. Parmi ceux-ci, nous pouvons citer : la connectivité, la tortuosité, ainsi que la constrictivité du réseau poreux liée à la taille des pores. L'effet de ces paramètres vis-à-vis de la résistance au flux est montré sur la Figure 2.9 d'après [Scrivener, 2001].



**Figure 2.9 :** Effet des paramètres influençant la perméabilité d'après : [Scrivener, 2001]

La perméabilité du béton dépend de ses constituants (type, quantité) et est donc fonction :

- du rapport Eau / Ciment, directement lié à la porosité capillaire d'après [Hearn et al., 1997], toutefois, on ne connaît pas exactement l'influence des additifs dans la pâte de ciment (fumées de silice, laitiers ou cendres volantes) sur la perméabilité.

- de la nature et de la quantité des granulats, qui peuvent respectivement créer l'auréole de transition et modifier la tortuosité.

Par ailleurs [Abbas *et al.* 2000] ont démontré expérimentalement que les relations empiriques, qui ont pu être établies par d'autres chercheurs pour certains bétons entre la perméabilité et la résistance mécanique, ne peuvent pas être généralisées. En effet, la résistance en compression est fonction de la porosité totale du matériau, tandis que la perméabilité dépend pour l'essentiel de la porosité connectée.

Lors de la perméation à travers un béton d'ouvrage fissuré, le flux peut se produire dans le réseau poreux, comportant des pores initiaux (cavités volumiques) ainsi que dans des fissures (cavités surfaciques) induites par le retrait au jeune âge, le séchage, les effets de sollicitations mécaniques, thermiques, environnementales (chimiques), différées, etc. subies au cours de la vie de l'ouvrage. Ces fissures augmentent et interconnectent généralement les chemins de percolation et diminuent ainsi la résistance du milieu au flux, provoquant une augmentation de la perméabilité.

#### 2.4 Absorption d'eau

Le transfert de liquides dans un matériau poreux, dû à des tensions de surface dans les capillaires, est appelé l'absorption d'eau. L'absorption mesure le volume poreux du matériau, qui est indépendamment de la facilité avec laquelle un fluide peut le traverser [Krus 1997]. Ce mécanisme de transfert n'est pas seulement lié à la structure poreuse mais aussi à l'humidité relative du béton. L'absorption d'eau à l'intérieur du béton sec est connue pour dépendre de deux paramètres majeurs à savoir la porosité effective du béton et la vitesse d'absorption par remontée capillaire (absorptivité). Etant donné que le remplissage des capillaires et des vides a lieu en même temps que la montée de l'eau durant l'absorption, seule une combinaison de phénomènes est mesurable et donne une idée de l'absorption d'eau d'un béton [AFPC 1997].

En pratique, l'absorption se mesure en faisant sécher une éprouvette de béton à masse constante, puis en l'immergeant dans l'eau et en mesurant l'augmentation de sa masse au cours du temps [Norme 13369]. Une autre méthode pour évaluer l'absorption d'eau consiste à mesurer le taux d'absorption d'eau par succion capillaire à l'intérieur d'une éprouvette de béton [AFPC 1997]. Cet essai permet d'exprimer la vitesse d'absorption par remontée capillaire. Le mécanisme de l'absorption d'eau est décrit par l'équation (4.3.1)

$$i = (C) S t^{1/2} \quad (4.3.1)$$

L'absorptivité est influencée en premier lieu par le rapport E/C. D'autre part, plus le taux d'humidité du béton est élevé, plus la valeur mesurée d'absorptivité est faible même si dans ce cas d'étude l'éprouvette est pré-séchée. L'évaluation du comportement des bétons face à ce mécanisme de transfert permet de compléter et d'approfondir l'analyse des propriétés caractéristiques de leur durabilité.

Les écarts observés dans la mesure de l'absorption sont liés aux températures de séchages :

- températures ordinaires inefficaces pour retirer toute l'eau du béton.
- températures élevées peut retirer une partie de l'eau combinée chimiquement.

L'absorption ne peut pas être utilisée comme une mesure de la qualité du béton (absorption d'un bon béton est inférieure à 10% en masse).

Les essais d'absorption utilisés souvent pour des mesures de contrôles de la qualité sur des produits préfabriqués d'après [Hearn et al., 1997].

#### 2.4.1 Etat des connaissances sur la capillarité

La capillarité intervient quand le béton est en contact avec une phase liquide. Ainsi, de l'eau peut être absorbé et retenue dans les pores du béton sous l'effet des forces des ménisques qui résultent des tensions interfaciales solide/liquide/gaz.

Ayant une structure poreuse non uniforme qui évolue dans le temps et selon les conditions d'exposition, ainsi qu'un état hygrométrique difficile à établir, les bétons présentent un comportement hydrique difficilement modélisable.

#### 2.4.2 Modélisation du processus de capillarité

Plusieurs approches du processus de capillarité des matériaux à matrice cimentaire ont été proposés pour les bétons, On peut voir qu'il existe un effet de ralentissement de l'absorption au cours du temps.

Les résultats de la cinétique d'absorption sont énoncés par les deux paramètres suivants : par la hauteur du front d'imbibition capillaire  $z(t)$  ; par la quantité d'eau absorbée par unité de surface  $\Delta m(t)/S$ . La figure 2.10 a représente un exemple illustratif de la cinétique d'absorption en fonction du temps (en heures) exprimée en terme de  $z(t)$  et  $\Delta m(t)/S$  pour un béton ayant subi une cure dans l'eau pendant 3 jours. La pente décroissante des deux courbes indique qu'au fur et à mesure de l'essai ce sont les capillaires de plus en plus fins qui sont intéressés par le processus d'absorption d'eau. En exprimant la variation de  $z(t)$  et de  $\Delta m(t)/S$  en fonction de la racine carrée du temps, les deux allures ont à peu près une tendance linéaire. En effet, deux paramètres peuvent être dégagés à partir de ces tracées [Balayssac et al., 1993].

La première partie des courbes située entre 0 et 1 h, traduit le remplissage des plus gros pores. On peut caractériser ces plus gros pores à partir de l'absorption initiale (quantité d'eau absorbée entre 0 et 1 h). La pente de la droite située entre 0 et 1 heure sera caractérisée par un coefficient  $A_{bi}$  ( $\text{kg.m}^{-2}.\text{h}^{-1/2} = \text{mm.h}^{-1/2}$ ) et  $z_i$  ( $\text{mm.h}^{-1/2}$ ). On note ici que  $1\text{kg d'eau} = 10^{-3} \text{ m}^3$ .

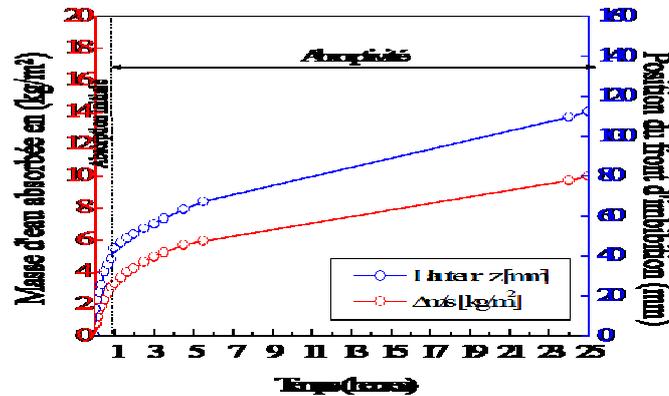
La seconde partie des courbes qui se prolonge au-delà d'une heure caractérise le remplissage des capillaires internes, ce processus de remplissage se fait des plus gros capillaires au plus fins. La pente de la droite dans cette partie caractérise d'après [Hall C et al., 1986], les coefficients de sorptivité (ou absorptivité)  $S_c$  ( $\text{kg.m}^{-2}.\text{h}^{-1/2} = \text{mm.h}^{-1/2}$ ) et de capillarité  $k_c$  ( $\text{mm.h}^{-1/2}$ ).

En se référant à La figure 2.10 b on montre bien l'évolution linéaire de la cinétique d'absorption d'eau du béton en fonction de la racine carrée du temps. Les équations des droites  $z(\sqrt{t})$  et  $i(\sqrt{t})$  sont exprimées par:

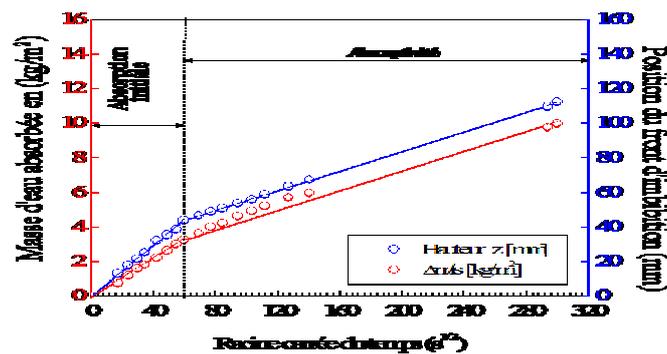
$$z(t) = k_c \times \sqrt{t} + z_0$$

$$i(t) = \Delta m(t)/S = S_c \times \sqrt{t} + i_0$$

Où  $k_c$  représente le coefficient de capillarité qui caractérise la cinétique d'avancement du front d'imbibition capillaire [Hanzic et al., 2003]. Le terme  $i_0$  caractérise d'après [Hall et al. (1981)] l'absorption des pores ouverts en surface juste après le contact de la surface d'éprouvette avec la nappe d'eau. Ce terme décroît en fonction de la compacité du béton.



(a) en fonction du temps



(b) En fonction de la racine carrée du temps

**Figure 2.10 :** Cinétique d'absorption d'eau en fonction du temps et de la racine carrée du temps pour différents type de béton. [Balayssac et al., 199].

Il apparait possible qu'une contraction des pores capillaires due au gonflement du gel de ciment soit responsable de la non linéarité de l'absorption de l'eau sur la racine carré du temps [Krus 1997] et [Sosoro 1998].

- Dans le cas d'une très faible succion, le gradient de potentiel de capillarité est comparable à celui de la gravitation [Hall 1989].

Le modèle proposé par Shonlin d'après [Balayssac 1992] semble aussi être bien adapté aux bétons :

$$w = w_1 \cdot t^n \tag{4.3.2}$$

Ou :

w est la quantité d'eau absorbé a l'instant t en kg,

$w_1$  est la quantité d'eau absorbé après 1 heure en kg,

$t$  est le temps en heure,

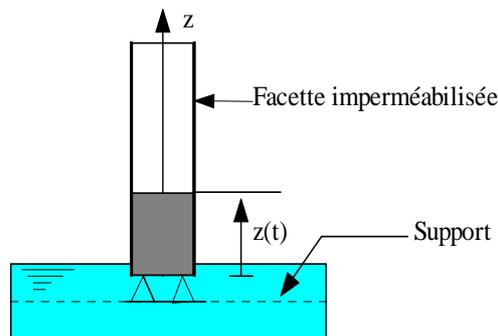
$n$  est un exposant caractéristique du béton testé. Les conclusions principales qui ressortent de la littérature sont les suivantes :

1) La quantité d'eau absorbé par capillarité est fortement conditionne par la répartition pomométrique dans le domaine des gros pores. L'examen des courbes d'absorption d'eau permet donc de classer les matériaux en fonction de la taille moyenne de leurs plus gros capillaires;

2) Les capillaires des bétons ont des rayons moyens compris entre environ 0,01 et 100  $\mu\text{m}$ , domaine qui correspond à l'absorption d'eau par capillarité. L'essai permet donc de suivre l'évolution de la porosité globale d'un béton [Balayssac 1992];

3) Le remplissage d'un capillaire est d'autant plus rapide que son diamètre est important. Sur la courbe « masse d'eau absorbé - racine carré du temps », on peut distinguer deux parties :

L'absorptivité est représentative du développement de la microstructure de la phase liante du béton. Voir la figure 2.11



**Figure 2.11 :** L'absorption d'eau unidirectionnelle par des matériaux poreux : L'absorption d'eau par succion capillaire est opposée à la gravitation selon [Hall 1989].

### 2.4.3 Méthodes de mesure de la capillarité

Une partie des normes impose un séchage préalable des échantillons à des températures élevées (norme britannique, norme belge). En revanche, la Recommandation de la [Rilem Recommendations 1994] exige que la détermination de l'absorption capillaire soit effectuée après une stabilisation de la masse des éprouvettes (conservées 28 jours, 20°C et H.R. = 55%).

Le principe de l'essai unidirectionnel est le plus souvent utilisé [Hall 1989], [Balayssac 1992], [Emerson 1990], [Butler 1997] et [Sabir 1998]. Il peut être réalisé de différentes manières (figure 2.11).

L'absorption est déterminée lors d'une immersion totale dans l'eau ou par succion d'une seule face. Les variations de la masse sont suivies par des pesées successives selon une période de mesures variant entre 30 et 72 heures [Krus 1997],[Butler 1997]. Un appareil d'essai construit récemment l'Université de Glamorgan en Grande Bretagne, permet d'enregistrer automatiquement sur un micro-ordinateur le gain de

masse d'une éprouvette en contact avec l'eau et de calculer l'absorptivité [Sabir 1998]. Cette méthode pourrait permettre d'éviter la perturbation de la succion capillaire liée aux déplacements de l'éprouvette.

## 2.5 Attaques chimiques (La réaction sulfatique d'origine externe)

### 2.5.1 Introduction

L'action des sulfates sur le béton fait intervenir un certain nombre de réactions physicochimiques complexes qui dépendent de nombreux paramètres (type de ciment, E/C...). Les phénomènes de dégradation ayant pour origine les sulfates ont fait l'objet de nombreuses recherches depuis la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle jusqu'à maintenant : [le chatelier 1887], [GLASSER 2006] et [MESSAD 2009]. Malgré ces nombreuses recherches, des questions se posent sur le couplage des différentes réactions mises en jeu ainsi que sur les mécanismes de dégradation induits. Cependant, l'application stricte des normes et recommandations (comme la NF EN 197-1 février 2001) permet de maîtriser les risques dans la plupart des cas.

### 2.5.2 Réactions chimiques et dégradations du béton associées à la pénétration des sulfates

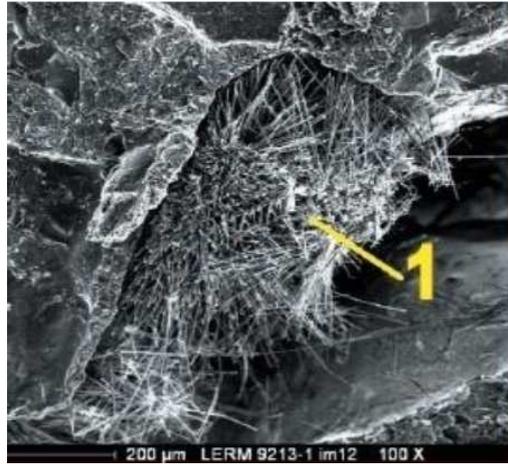
Les sulfates peuvent avoir plusieurs origines :

- externe : l'eau de mer, eaux souterraines, dans les sols sous forme de gypse
- interne : eau de gâchage, granulats

Les sulfates réagissent avec la matrice cimentaire selon les des mécanismes généraux [LE BESCOP 2006] :

La présence de chaux et de phases aluminates est donc nécessaire à la formation de l'ettringite secondaire.

Si cette ettringite secondaire peut se développer dans les pores (c'est le cas proposé dans la Figure 2.12), il n'y pas de danger de dégradation pour le béton. Dans le cas contraire, l'ettringite secondaire est dite expansive et provoquera des déformations du matériau ainsi que des fissurations. L'accroissement de la perméabilité dû à la fissuration du matériau peut accélérer les dégradations [GLASSER 2006].



**Figure 2.12 :** Photo au MEB d'une ettringite secondaire ayant de la place pour se développer dans un pore [NEVILLE 2004].

### 2.5.3 Influence du cation associé au sulfate

En milieux aqueux, les sulfates peuvent être associés à de nombreux cations comme Na,  $Mg^{2+}$ ,  $K^+$ ,  $NH_4^+$ ..... La solubilité des sels de sulfate est différente selon le contre-ion associée. Pour exemple, la solubilité dans l'eau du sulfate de calcium est de seulement 2,1 g/l contre 58 g/l pour  $Na_2SO_4$  et 440 g/l pour un sel de magnésium de type  $MgSO_4 \cdot 6H_2O$  à 20°C [OLLIVIER 2008]. L'agressivité des sulfates dépend aussi de la nature du cation associé. [GANJIAN 2005][231], [LEE, et al. 2005] et [PIPILIKAKI 2009]. En effet, si le cation associé aux sulfates est le magnésium, celui-ci se substitue aux ions calcium dans les feuillettes de C-S-H. La portlandite et les C-S-H sont progressivement dégradés par formation de gypse, de brucite  $Mg(OH)_2$  et d'un silicate hydraté calco-magnésien de type (CM)-S-H ce qui aboutit à un produit faiblement cohésif. Donc, dans ce cas, il y a non seulement la formation de produits expansifs mais également la perte des propriétés liantes des C-S-H.

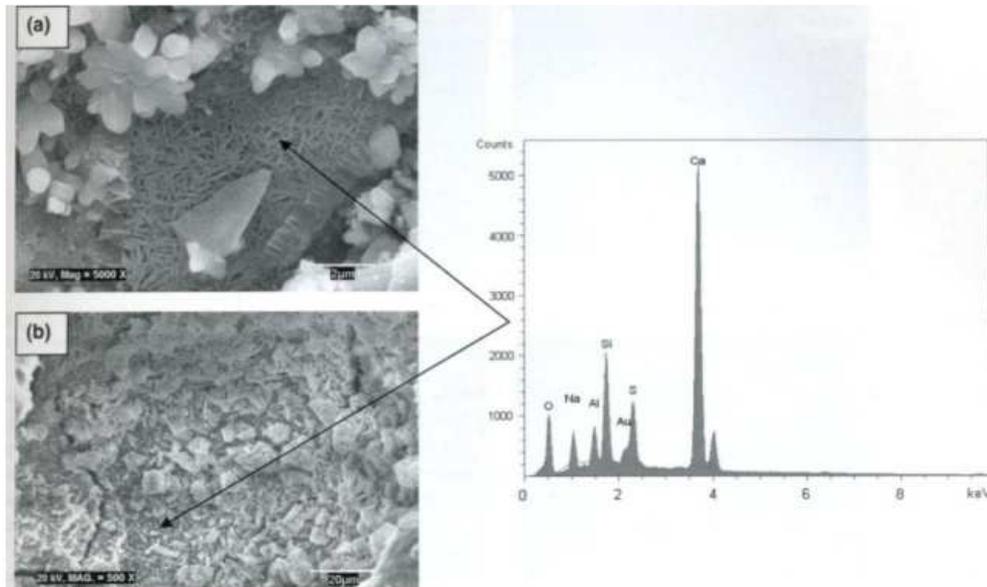
### 2.5.4 Influence de la composition du béton

Certaines études portent sur l'effet des additions minérales sur la diffusion des sulfates : [FREEMAN 1991], [GANJIAN 2005], [AL-AKHRAS 2005] et [BERNDT 2009]. Ces études montrent que leur emploi a un impact généralement favorable sur la tenue des bétons vis-à-vis des attaques sulfatiques. En effet, d'après ces études les deux principaux effets de leur emploi sont la consommation de la chaux libérée par la réaction d'hydratation du ciment et à la formation concomitante de C-S-H d'une part et à l'accroissement de la compacité du matériau d'autre part.

Ces résultats sont valables pour toutes les solutions au contact du béton ne contenant pas le magnésium comme contre-ion associé au sulfate. Dans ce cas, les études [GANJIAN 2005] et [LEE, et al. 2005] montrent des résultats inverses c'est-à-dire que les bétons sans additions sont plus résistants à l'attaque sulfatique. L'explication fournie par les auteurs est que la plus grande quantité de portlandite des bétons sans additions permettrait le piégeage des ions magnésiums sous forme de brucite.

### 2.5.5 Formation de la thaumasite et couplages avec d'autres anions

Il existe d'autres réactions possibles pour les sulfates. En effet, si des ions carbonates ou bicarbonates sont présents dans le milieu aqueux à une température inférieure à 15°C, la thaumasite (Figure 2.13) peut se former et provoquer des contraintes internes, des fissurations [Neville 2004] et [BASSUONI 2009] ainsi qu'un endommagement de la structure.



**Figure 2.13 :** Photos prises au Microscope Electronique à Balayage (à gauche) couplés à l'EDX (à droite) sur des échantillons de béton auto-plaçant ayant subi un cycle d'humidification/séchage en présence d'une solution de sulfate de sodium à 5% [CRAMMOND 2003].

Le couplage avec d'autres ions comme les chlorures a aussi été étudié ces dernières années par [ZUQUAN *et al.* 2007], [DEHWAH 2002] et [BASSUONI 2009]. Au niveau des modèles en développement sur la durabilité vis-à-vis des attaques sulfatiques, on peut citer à titre d'exemple le modèle déterministe de [MARCHAND *et al.* 2002]. D'autres travaux ont été effectués sur la modélisation parmi lesquels on peut citer en exemple ceux de [LOTHENBACH, *et al.* 2010] basés sur le couplage des lois thermodynamiques et de transport, ceux de BARBARULO qui couplent l'action des sulfates avec la température [BARBARULO 2002] et ceux d'AUGER [AUGER 2009] qui couplent le transport des sulfates avec celui des chlorures.

Les paramètres qui vont influencer la pénétration des ions sulfates et les interactions avec la matrice cimentaire sont :

- Au niveau du matériau : la porosité et la distribution porale, le taux de saturation, la quantité de matériau pouvant fixer les ions sulfates (la teneur en  $C_3A$ , rapport C/S...), le coefficient de diffusion des sulfates (qui est souvent calibré à partir du coefficient de diffusion des ions chlorures) et la composition de la solution interstitielle (teneur en alcalins, pH...) qui dépend du type de liant utilisé (avec ou sans additions minérales).

- Au niveau des conditions aux limites : la concentration en ions sulfates, la solubilité des sels en fonction du contre-ion associé, conditions saturées ou l'alternance des cycles humidification/séchage et la température.

### 2.5.6 Mécanismes lors d'un couplage d'agressions

Dans la littérature, les principaux mécanismes de dégradation du béton armé ont été décrits séparément. De plus, la plupart de ces études de durabilité se concentre sur un ou quelques liants ce qui donne peu d'informations sur l'effet de la nature ou du taux des additions minérales. Après cette étude bibliographique, un certain nombre de grandeurs apparaissent nécessaires afin de pouvoir comprendre les mécanismes lors d'un couplage d'agressions (par exemple la diffusion d'ions chlorures sur matériaux cimentaires carbonatés). Ces grandeurs sont appelées indicateurs de durabilité.

Ces indicateurs sont issus des recommandations faites par l'Association Française de Génie Civil [A.F.G.C. 2004]. Ils correspondent à une démarche performantielle c'est-à-dire établir des règles qui porteraient essentiellement sur le résultat à atteindre et qui laissent donc la liberté des moyens afin de concevoir des structures durables. Ces indicateurs sont des données d'entrées aux modèles prédictifs de durée de vie des ouvrages. Il a été établi dans [A.F.G.C. 2004] une liste de ces paramètres qui apparaissent comme fondamentaux vis-à-vis de la corrosion dans les bétons armés ou de l'attaque sulfatique :

- La porosité accessible à l'eau\*
- Le coefficient de diffusion effectifs ou apparent\* (des ions chlorure)
- La perméabilité aux gaz
- La perméabilité à l'eau liquide
- La teneur en portlandite  $\text{Ca(OH)}_2$  \*

Ces paramètres sont des indicateurs de durabilité généraux. Certains de ces paramètres peuvent être remplacés par des indicateurs de substitution en fonction des essais couramment utilisés dans les laboratoires ou des modèles utilisés. Parmi ces indicateurs utilisés, il y a :

- La porosité accessible au mercure\*
- La résistivité électrique\*
- Le coefficient de diffusion du  $\text{CO}_2$
- Le coefficient d'absorption capillaire

Pour aider à l'interprétation voire à la prévision de la durabilité, la détermination de paramètres complémentaires peut être requise. Parmi ces paramètres on peut citer : la nature des hydrates\*, la teneur en CSH\*, le taux de saturation en eau, les isothermes d'adsorption-désorption de vapeur d'eau, les isothermes d'interaction chlorure-matrice\* et la concentration en chlorure à la surface exposée\* [A.F.G.C. 2004].

Il est difficile dans une étude de courte durée d'obtenir l'intégralité de ces valeurs pour un ensemble de liants différents. Aussi, dans le cadre de cette thèse, certains

paramètres n'ont pu être obtenus ou ne sont pas pertinents compte tenu des conditions utilisées.

## 2.6 Fissurations

### 2.6.1 Fissuration induite par le retrait

La fissuration peut compromettre la durabilité du béton en permettant aux agents agressifs d'y pénétrer. La fissuration qui survient dans le béton frais dus au retrait plastique et du tassement ainsi que d'autres types de fissurations : le faïençage qui peut apparaître sur les dalles ou les murs et le ressuage qui correspond à l'exsudation superficielle d'une partie de l'eau de gâchage à la surface supérieure du béton frais.

Dans le béton durci, la fissuration peut être causée par les retraits de séchage (exogène) d'auto dessiccation (endogène) ou par le retrait thermique qui survient au jeune âge. [Neville 2000]

#### 2.6.1.1 Le retrait thermique

Ce type de retrait peu entraîner la génération de fissures dans deux cas de figures :

- Les bétons de masse,
- Les bétons traités thermiquement. [ACKER 2002]

##### 2.6.1.1.1 Les bétons de masse

Dans les pièces massives, la température s'élève à cœur en raison des réactions d'hydratation des ciments et peut monter jusqu'à 70°C - 75°C. Ce gradient de température dans la structure crée des retraits différentiels, et au cours de refroidissement la température de la peau du béton diminue rapidement que celle au cœur de la structure, ce qui génère un retrait plus élevé en surface (contraintes de traction) qu'au cœur (contraintes de compression). [ACKER 2002]

##### 2.6.1.1.2 Cas des bétons traités thermiquement

Les traitements thermiques sont aujourd'hui soigneusement contrôlés: lorsque l'apport de chaleur coïncide avec la fin de la période dormante et que la montée en température est rapide, il y a un effet de couplage entre l'apport extérieur d'énergie calorifique et la chaleur d'hydratation, couplage qui peut conduire, au cœur de la pièce, à des élévations de température largement supérieures à la température programmée. Contrairement au cas des bétons de masse, c'est dans les ouvrages de faible épaisseur (plus petite dimension inférieure à 15 cm, ce qui est très fréquent en préfabrication) que ce risque est plus élevé. [ACKER 2002] a traité que dans des petits éléments préfabriqués traités à la vapeur juste avant ou au tout début de la prise, et chauffées en une heure à 80°C par exemple, on a mesuré des températures à cœur supérieures à 90° C [Acker, 1986]. On observe alors une dégradation rapide de toutes les performances mécaniques du matériau et de sa durabilité (avec, en plus, le risque de formation d'ettringite différée).

##### 2.6.1.1.3 Facteurs aggravant dans le cas des bétons traités thermiquement

- Une courte durée de pré cure

Un traitement thermique qui débute avant que le béton ait atteint une certaine rigidité, en d'autre terme avant la prise, favorise la création de fissures. [ACKER 2002]

- Une élévation rapide en température, et/ou surtout un refroidissement rapide la contrainte générée est en effet d'autant plus élevée que le gradient ( $\Delta T/\Delta x$ ) de température au sein d'une structure est élevé. Le refroidissement est d'avantage susceptible d'endommager un échantillon de béton que le chauffage, pour les raisons suivantes :

\* Au cours du refroidissement, la peau est en traction, ce qui tend à ouvrir des microfissures en surface. A l'opposé, au cours du chauffage, la dilatation de la peau est empêchée par celle, plus faible, du cœur. Dans ce dernier cas, la peau est en compression et le cœur en traction.

\* Lors du refroidissement, l'hydratation étant plus avancée qu'au cours du chauffage, le module d'Young du béton est plus élevé. La contrainte générée lors du refroidissement est par conséquent plus importante que lors du chauffage ;

\* Au cours de la montée en température, la pâte est moins rigide qu'au cours du refroidissement, et les fissures qui auraient pu s'ouvrir alors se referment et peuvent se cicatrifier plus facilement par hydratation ultérieure.

- Une température élevée au cœur du béton

Le gradient de température susceptible d'être atteint dans une structure est d'autant plus élevé que la température maximale atteinte au cœur de la structure est élevée.

#### 2.6.1.1.4 Moyens de prévention

D'après [ACKER 2002], Il est possible de prévoir les risques de fissuration d'origine thermique et de les réduire :

- En choisissant, notamment dans le cas des ouvrages massifs, un ciment présentant une faible vitesse de dégagement de chaleur plutôt qu'un dégagement brutal. Avec un ciment de classe 52.5, le flux de chaleur maximal (calorimétrie adiabatique sur mortiers normalisés) dépasse souvent  $40 \text{ J.g}^{-1}.\text{h}^{-1}$  ( $>50 \text{ J.g}^{-1}$  pour un 52.5R) et il est obtenu très tôt (entre 7 et 9 heures après le gâchage) ; avec un CPJ 32.5, ce même flux maximal ne dépasse que très rarement  $30 \text{ J.g}^{-1}.\text{h}^{-1}$  vers 10 heures et, avec un CHF CEM III/B 42.5, on descend à  $15 \text{ J.g}^{-1}.\text{h}^{-1}$  au bout de 15 heures environ. Lorsque cela est possible, et c'est généralement le cas pour les bétons de masse qui ne requièrent pas des résistances initiales importantes, l'utilisation de ciments contenant des additions minérales (cendres volantes, laitier) en substitution d'une partie du clinker, permet de réduire le dégagement de chaleur initial. Leur utilisation peut permettre de diviser par 2 l'augmentation de la température dans des pièces d'une certaine épaisseur [Bamforth 1984];

- En contrôlant le profil de température suivi par la pièce en béton. Des recommandations européennes existent aujourd'hui pour limiter l'élévation trop brutale ou trop élevée lors de la mise en œuvre, aussi bien pour les ouvrages massifs [PR ENV 13670] que pour des éléments préfabriqués traités thermiquement [PR ENV 13369].

- En évitant, dans le cas des ouvrages massifs, l'utilisation de coffrages trop isolants (par exemple les coffrages en bois) ou alors en ne les démontant que lorsque la température à cœur a chuté, ce qui prend un temps parfois assez long, afin de limiter les gradients thermiques;
- En protégeant la face non coffrée contre la dessiccation au jeune âge, celle-ci étant accrue par une élévation de température de la masse du béton.
- En ajoutant des armatures complémentaires qui permettent de réduire les ouvertures de fissures (les armatures ne peuvent pas empêcher la fissuration thermique, car elles ont le même coefficient de dilatation thermique que le béton, mais elles augmentent le nombre des fissures, donc diminuent d'autant leurs ouvertures).
- En effectuant une analyse numérique complète des effets mécaniques produits dans les ouvrages en béton par l'hydratation du ciment. Cette analyse est possible grâce à des logiciels numériques (CESAR-LCPC, DIANA, FEMASSE, etc.) et permet notamment d'estimer les vitesses de montée en température et de refroidissement aux différents points de la structure, et d'en déduire les contraintes générées, connaissant la conductivité thermique du béton, sa capacité calorifique, la taille et la forme de la pièce, ainsi que les conditions thermiques imposées aux limites. Ce genre de calcul est aujourd'hui opérationnel, largement validé par un grand nombre d'applications qui ont permis de confirmer, par des mesures *in situ*, les valeurs prédites [Torrenti et al. 1994]. Il est systématiquement utilisé pour les ouvrages exceptionnels ou qui présentent des zones à risque de fissuration d'origine thermique.

#### 2.6.1.1.5 Remède pour le retrait thermique

[ACKER 2002] a montré que la fissuration la plus pénalisante pour la durabilité des ouvrages en béton est la fissuration précoce. Elle donne, en effet, des fissurations ouvertes. Elle est, en pratique, toujours évitable. Voici cinq précautions élémentaires pour prévenir presque toutes les fissurations précoces (il faut noter que les quatre premières relèvent des règles de l'art qui devraient être toujours appliquées) :

- Composer le béton de manière à ce que son dosage en éléments fins (ciment compris) soit optimal (mélange à porosité minimale), et choisir la dimension du plus gros granulat compatible avec la dimension du coffrage et l'encombrement de l'armature. On réduit ainsi le risque de fissures par tassement du béton frais et on assure une rétention correcte de l'eau de gâchage;
- Appliquer une brumisation ou choisir un produit de cure efficace; l'appliquer correctement et en temps voulu au dosage recommandé. On réduit et parfois même on supprime ainsi le risque de fissuration plastique;
- Veiller à la régularité des approvisionnements et de toutes les opérations de la chaîne de mise en œuvre;
- Prendre en compte, dès la conception de l'ouvrage, le risque de retrait thermique après prise dans le cas des ouvrages de masse;
- s'affranchir du risque de retrait thermique dans le cas d'ouvrages traités thermiquement en soignant le procédé de préfabrication et notamment la durée de

cure, la vitesse de montée en température et de refroidissement, et la température maximale au cœur de la structure. Revenons au cas des bétons traités thermiquement mis à profit surtout dans les usines de préfabrication afin d'accélérer leurs acquisitions de résistances. En 1983, Marc Mamillan pouvait écrire « ... le traitement thermique constitue le moyen le plus efficace pour obtenir la résistance nécessaire au démoulage en quelques heures... ». Ceci n'est plus tout à fait exact aujourd'hui. Le développement des bétons de hautes performances (BHP), avec l'usage d'adjuvants et d'ajouts minéraux, a montré qu'il était possible d'obtenir des résistances mécaniques très élevées à des âges inférieurs à 24 heures, et ceci pour un coût global qui est du même ordre.

Il faut ajouter à cela que tout traitement thermique conduit à une diminution des performances mécaniques à long terme et, dans certains cas, de la durabilité, alors que, inversement, les formulations modernes conduisent à leur augmentation, en même temps qu'à une amélioration de la plupart des caractéristiques qui contribuent à la durabilité du matériau.

#### 2.6.1.1.6 Les paramètres qui conditionnent la fissuration du béton

- le rapport E/C du béton.
- le surdosage en ciment (même qu'il augmente la résistance).
- présence d'argile dans les granulats.
- utilisation d'adjuvant (retardateur de prise peuvent entraîner plus de retrait plastique et augmenter l'extensibilité du béton).
- température et humidité relative du milieu environnant.
- application d'une charge excessive compte tenue de la résistance du béton.
- conception d'armatures et béton d'enrobage.
- qualité de la cure.
- choix de la composition du béton. [ACKER 2002]

#### 2.6.1.2 Retrait du béton et mortier

La maturation des matériaux cimentaires s'accompagne d'une réduction dimensionnelle ou retrait au cours de son durcissement, même en l'absence de chargement. On distingue une composante exogène, due à des gradients hydriques ou thermiques régnant entre le matériau et le milieu environnant, et une composante endogène générée par le matériau lui-même sans échange avec l'extérieur. [Aurelio Muttoni 2003]

##### 2.6.1.2.1 Retrait plastique

Peut affecter le béton au très jeune âge (pendant la prise initiale). Il est causé par une évaporation trop rapide de l'eau en surface libre du béton frais qui ne peut pas être compensée par un apport d'eau provenant de la masse de béton sous la surface, et cette perte est fonction de la température, de l'humidité relative et de la vitesse du vent, qui peut conduire à la formation de fissures superficielles qui n'atteignent que quelques millimètres ou centimètres de profondeur, et peut influencer l'aptitude au service mais pas le comportement statique général de la structure. Le retrait plastique

est généralement associé à une technique de cure mal adaptée aux conditions climatiques. [Aurelio Muttoni 2003]

#### 2.6.1.2.2 Le retrait thermique

Résulte de l'augmentation de température due aux réactions chimiques d'hydratation. A son maximum, la température du béton peut atteindre 40 à 50°C lors de la prise. La diminution de température qui se produit ensuite provoque des gradients de déformation qui induisent des auto-contraintes qui peuvent provoquer des fissures à la surface du béton, plus froide que le cœur de la section. Le retrait thermique peut avoir un effet important sur les auto-contraintes dans la section transversale tandis que son influence sur le comportement général de la structure est souvent négligeable. [Aurelio Muttoni 2003]

#### 2.6.1.2.3 Le retrait endogène

(Appelé aussi retrait d'auto dessiccation ou retrait d'hydratation) est une conséquence de la consommation interne d'eau lors de l'hydratation du ciment. Les phénomènes sont internes au matériau et s'effectuent sans échange d'humidité avec l'extérieur d'après [Le Châtelier 1900] et [Boivin 1999]. Ce retrait vient du fait que le volume des hydrates formés est inférieur au volume des composants initiaux eau et ciment. Il fait apparaître des vides dans la pâte de ciment hydraté (capillaires vides) qui ont pour effet de diminuer le taux d'humidité interne (auto dessiccation). Il y a alors un processus de réorganisation de l'eau dans la pâte de ciment qui provoque une contraction [GCI-714]. La diminution de volume après la prise du béton est de l'ordre de  $40 \cdot 10^{-6}$  à l'âge d'un mois et de  $100 \cdot 10^{-6}$  au bout de 5 ans. [CSA. Béton]

Ce retrait ne devient important que lorsque le rapport eau/ciment (E/C) est petit. Il reste inférieur à 0.1 mm/m pour des bétons avec E/C > 0.45 alors qu'il peut atteindre 0.3 mm/m quand le rapport E/C est inférieur à 0.4, et ce retrait est important lorsque le dosage en ciment, la finesse de ciment, la fumée de silice, et la température sont élevés ainsi qu'avec les ciments ayant une teneur élevée en C<sub>3</sub>A et en C<sub>4</sub>AF.

#### 2.6.1.2.4 Gonflement

Le béton mûris dans l'eau après sa mise en place augmente en volume et en masse. Ce gonflement causé par les CSH de ciment qui absorbe l'eau.

Des valeurs typiques de gonflement d'une pâte pure de ciment mesuré 24 heures après mise en place sont de  $1300 \cdot 10^{-6}$ ,  $2000 \cdot 10^{-6}$  et  $2200 \cdot 10^{-6}$  après 100, 1000 et 2000 jours respectivement. Et de  $100 \cdot 10^{-6}$  à  $150 \cdot 10^{-6}$  pour un béton dosé à 300 kg/m<sup>3</sup> atteinte 6 à 12 mois après mise en place. [Neville 2000]

#### 2.6.1.2.5 Retrait de séchage (ou retrait de dessiccation) [246]

D'après [Aurelio Muttoni 2004], l'eau qui s'évapore d'un béton conservé dans l'air non saturé provoque le retrait de séchage et qui se produit par diffusion de l'eau vers les faces exposées au séchage en présence d'un gradient hydrique entre le béton et l'air ambiant [Neville 1992]. Le retrait de séchage est une diminution du volume de la pâte provoquée par une réorganisation de l'eau. Le retrait de séchage survient lorsqu'on abaisse le taux d'humidité interne du béton (tableau suivant) [Aurelio

*Muttoni 2004*]. Dès que l'humidité est inférieure à 100%, c'est l'eau libre dans les grands pores capillaires qui commence à s'échapper.

C'est la forme la plus courante et la plus visible du retrait. La cause principale du retrait de séchage est l'assèchement progressif de la pâte de ciment. Ce retrait se produit très lentement et dure plusieurs années. Il peut avoir des conséquences importantes sur le comportement statique de la structure. Le retrait de dessiccation varie généralement entre 0.2 et 1.0 mm/m.

**Tableau 2.1** : relation taux d'humidité - évaporation

Taux d'humidité	L'évaporation
100% - 90%	L'eau libre
90% - 50%	L'eau non libre
50% - 30%	L'eau adsorbée
30% - 10%	L'eau zéolithe
< 10% (chauffage)	L'eau combinée chimiquement (non évaporable)

### 2.6.2 Conclusion

Par la synthèse bibliographique sur la durabilité des bétons et les divers aspects qu'elle connaît dès la mise en œuvre, ces bétons sont influencés par les effets physiques de l'environnement ambiant tel que le vent, le sable, la pluie ou l'humidité et la température et chimique liés à la composition du béton ou à son environnement (carbonatation du béton, attaque par les sulfates et les effets du traitement thermique sur la durabilité de ces bétons, ...).

Il ressort de cette étude que l'environnement réglementaire, les méthodes d'évaluation de fiabilité et la bonne connaissance des phénomènes physico-chimiques liés à la dépassivation des armatures doivent pouvoir être combinés dans ce but. Toutefois certains points doivent être préalablement approfondis.

---

*B* : *ETUDE EXPERIMENTALE*

---

---

*CHAPITRE 3 :*  
*MATÉRIAUX DE L'ÉTUDE*  
*ET L'ÉTUVAGE DES BÉTONS*

---

## Matériaux de l'étude et l'étuvage des bétons

### 3.1 Matériaux de l'étude

#### Introduction

L'emploi judicieux des matériaux utilisés dans la construction exige la connaissance de leurs diverses propriétés : physiques, chimiques, minéralogiques, physico-chimiques et mécaniques pour permettre de faire un choix répondant à leur destination.

L'optimisation de la formulation de béton s'appuie sur plusieurs critères qui doivent faire l'objet d'un compromis: la consistance, la résistance, la durabilité et l'économie [TREMBLAY 1983]. La qualité du béton est étroitement liée à la qualité et le choix judicieux des proportions intime des constituants [BARON 1997].

#### 3.1.1 Constituants des mélanges

Le béton est constitué de ciment, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants ou d'ajouts. Étant donné la grande diversité des matériaux qui sont à notre disposition sur le marché, il s'avère obligatoire de préciser ceux que nous avons adoptés. Les caractéristiques physico-chimiques de ces matériaux d'études sont également présentées pour analyser et justifier ultérieurement les résultats d'essais. Les matériaux utilisés dans notre travail sont les suivants :

##### 3.1.1.1 Matériaux

##### 3.1.1.1.1 Ciments

Deux ciments du même clinker sont utilisés: un Ciment Portland (CEM I) classe 42.5 MPa et un ciment Portland Composé (CEM II/B) classe 42.5 MPa et ajout de 35% de fillers calcaires. Le clinker est de l'usine de ciment de M'sila. Les compositions chimiques et minéralogiques des ciments sont présentées dans les tableaux 3.1 et 3.2, respectivement. La composition minéralogique des ciments potentiels est calculée selon la formule empirique de Bogue [BOGUE 1955]. Les propriétés physiques des ciments sont présentées dans le tableau 3.3.

**Tableau 3.1:** Compositions chimiques des ciments (%)

Type de ciment	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	Cl	LOI
CEM I 42.5	21.36	4.98	3.63	65.86	2.06	0.93	0.08	0.77	0.02	2.48
CEM II/B 42.5	17.49	4.51	3.02	62.78	2.15	2.38	0.05	0.64	0.02	8.10

LOI: Loss on ignition

**Tableau 3.2 :** Compositions minéralogiques des ciments (%)

Type de ciment	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
CEM I 42.5	61.54	14.83	7.04	11.05
CEM II/B 42.5	55.41	13.65	2.25	14.83

**Tableau 3.3: Propriétés physiques des ciments (%)**

Type de ciment	CEM I 42.5	CEM II/B 42.5
Densité apparente (kg/m <sup>3</sup> )	1130	1030
Densité absolue (kg/m <sup>3</sup> )	3100	3060
Finesse (cm <sup>2</sup> /g)	3917	3242

### 3.1.1.1.2 Eau

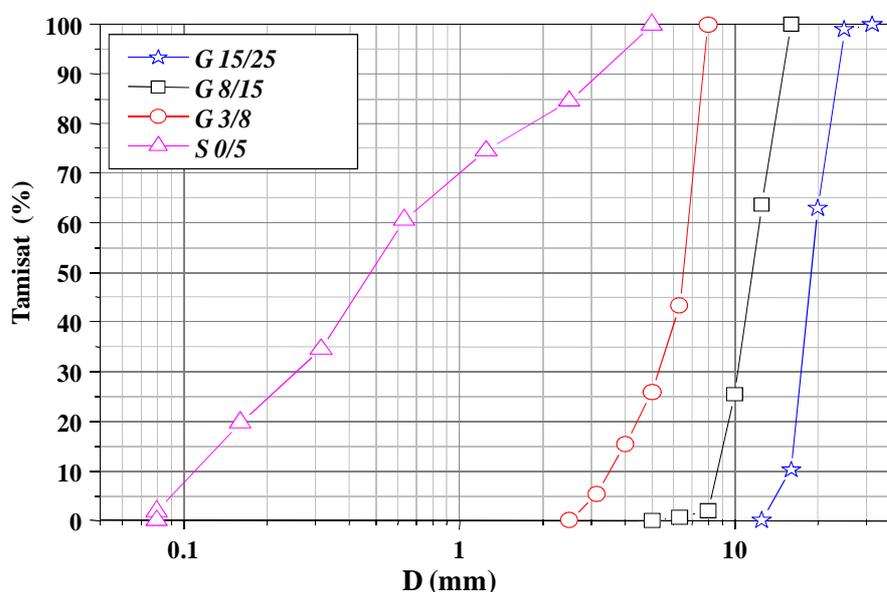
L'eau utilisé est l'eau potable, distribuée par le réseau du service public de la ville de Biskra qui ne contient que peu de sulfate, et ayant une température de  $20 \pm 2$  ° C. Sa qualité et ses caractéristiques sont conformes aux exigences de la norme [NFP 18-404](#).

### 3.1.1.1.3 Sable

Le sable utilisé (0/5 mm) est de la région de Biskra (rivière Oued-Djedi). Densité apparente = 1697 kg/m<sup>3</sup>, densité spécifique = 2600 kg/m<sup>3</sup>, module de finesse = 2,82 (sable convient pour une maniabilité satisfaisante et présente un risque limité à la ségrégation), son équivalent de sable (visible) = 80.10 (sable argileux de propreté acceptable pour les bétons de qualité courante). La courbe granulométrique du sable est donnée dans la figure 3.1.

### 3.1.1.1.4 Gravier

Les fractions de gravier qui sont utilisés (3/8, 8/15 et 15/25 mm), de la carrière d'Ain-Touta (Batna). La densité apparente = 1340 kg/m<sup>3</sup>, densité spécifique = 2610 kg/m<sup>3</sup> et le coefficient de Los Angeles = 20% (roche dur). Les courbes des graviers sont présentées dans la figure 3.1.



**Figure 3.1 : Courbe granulométrique des granulats.**

### 3.1.1.1.5 Entraineur d'air

L'agent entraîneur d'air utilisé est le MEDA-AIR de la société GRANITEX Oued Smar – Alger.

### 3.1.2 Formulation de béton

Une formulation de béton durable dans son environnement, c'est essentiellement un béton qui soit le plus possible compact et faiblement perméable. Les méthodes de formulation des bétons courants sont basées sur l'optimisation du squelette granulaire en fonction de la granularité des principaux composants afin d'obtenir une compacité maximale du mélange pour une consistance fixée [BARON 1997]. Devant la multiplicité des méthodes utilisées pour déterminer la composition du béton, on a utilisé celle qui semble être la moins connue. C'est la méthode de *B. Scramtaiv*. Cette méthode repose sur le fait que la somme des volumes absolus des matériaux d'origine dans un mètre cube est égale au volume de la composition du béton damé [MEZGHICHE 1989].

Cette méthode repose sur l'effet qu'un béton lourd, damé à l'état frais, se rapproche de la compacité absolue, ce qui signifie que la somme des volumes absolus des matériaux d'origine dans un m<sup>3</sup> est égale au volume de la composition du béton damé.

Les données d'origine servant à calculer la composition du béton sont :

- La classe de résistance requise ( $R_b$ )
- Le degré de fluidité ou de consistance ainsi que la caractéristique des matériaux d'origine.
  - 1 - Activité ( $R_c$ ) et masse spécifique du ciment ;
  - 2 - Masses volumiques et spécifiques du sable, des granulats et la porosité des granulats.

Le calcul de la composition :

1. La définition du rapport C/E :

Béton à  $C/E \leq 2,5$   $R_b = A.R_c (C/E - 0,5)$ ;

Béton à  $C/E > 2,5$   $R_b = A_1.R_c (C/E + 0,5)$ .

A et  $A_1$  : Coefficients définis dans le tableau 3.4 suivant :

**Tableau 3.4 :** Coefficients A et  $A_1$  en fonction de la qualité des granulats et liant

Agrégat et liants	A	$A_1$
Qualité supérieure	0.65	0.43
Qualité ordinaire	0.60	0.40
Qualité inférieure	0.55	0.37

**A. La détermination de la dépense d'eau (E) :**

La quantité optimale d'eau dans un mélange de béton (l/m<sup>3</sup>) doit garantir la fluidité nécessaire du mélange et qui dépend de la qualité des matériaux d'origine, tel que : affaissement - maniabilité et grosseur du gravier, ceci pour les bétons au ciment portland, au sable et au gravier utilisé comme gros agrégat dans des conditions différentes. La qualité d'eau augmente en cas d'utilisation d'un ciment portland pouzzolanique de 15 à 20 l/m<sup>3</sup>, pour le gravier de 10 l/m<sup>3</sup> et pour le sable fin de 10 l/m<sup>3</sup>.

**B. la détermination de la dépense en ciment (C),  $C : C = (C/E).E$**

Cette dépense ne peut être inférieure aux limites minimales admises par les normes, si la dépense de ciment est inférieure à la qualité admise, il faut augmenter jusqu'à la norme on introduit un adjuvant finement broyé.

**C. la détermination de la dépense en agrégats PC** (graviers et sable par m<sup>3</sup> de béton), On doit remplir deux conditions :

1) *La somme des volumes absolus* de tous les composants du béton est égale à 1m<sup>3</sup> (1000 l) du mélange de béton damé :

$$C/\rho_c + E/\rho_e + S/\rho_s + PC/\rho_{pc} = 1000$$

C, E, S, P<sub>C</sub> étant le contenu de ciment, d'eau, de sable et de gravier, en kg/m<sup>3</sup> ; ρ<sub>c</sub>, ρ<sub>e</sub>, ρ<sub>s</sub>, ρ<sub>pc</sub> respectivement les masses spécifiques de ces matériaux, en kg/m<sup>3</sup>.

2) *La solution ciment – sable* remplira les vides dans les gros agrégats avec un certain écartement des grains.

$$C/\rho_c + S/\rho_s + E = V_{\text{cav pc (gr)}} \cdot PC (\text{granulat}) \cdot \alpha / \gamma_{\text{vol pc (gr)}}$$

En résolvant ces deux équations, on trouve :

$$PC (\text{gr}) = 1000 / (V_{\text{cav pc (gr)}} \cdot \alpha / \gamma_{\text{vol pc (gr)}} + 1/\rho_{\text{pc (gr)}})$$

V<sub>cav pc (gr)</sub> étant la porosité des graviers à l'état meuble (valeur relative).

γ<sub>vol pc (gr)</sub> : la masse volumique du gravier en kg/l.

ρ<sub>pc (gr)</sub> : la masse spécifique du gravier en kg/l.

α : le coefficient d'écartement des grains des granulats.

On déduit la dépense de sable comme la différence entre le volume du mélange de béton établi par le projet et la somme de volumes absolus de l'agrégat gros, du ciment et d'eau.

$$S = [1000 - (C/\rho_c + E + PC (\text{gr})/\rho_{\text{pc (gr)}})] \cdot \rho_s.$$

Afin de répondre à notre objectif, six séries de béton ont été confectionnées en faisant varier le Rapport (eau/ciment) de 0.4 à 0.6, pour les deux types du ciment.

Nous avons fixé le même critère d'ouvrabilité à tous les bétons confectionnés afin de mener une étude rationnelle. L'essai d'affaissement au cône d'Abrams norme **NF P 18-451** est actuellement en usage dans le monde entier ; il fournit des mesures fiables, de variabilité restreinte. En fonction des affaissements obtenus, la classe d'ouvrabilité des différents bétons est plastique (l'affaissement varie de 6 à 7 cm). Les compositions des six mélanges de bétons sont reportées dans le tableau 3.5.

**Tableau 3.5** : Compositions de bétons (kg/m<sup>3</sup>)

Notation	Eau (l)	Ciment	Sable 0/5	Gravier 3/8	Gravier 8/15	Gravier 15/25	E/C	C/S	Affaissement A (cm)
A40	190	475.00	533				0.4	0.89	6
A50	190	380.00	613				0.5	0.62	6.5
A60	190	316.66	666	143	126	909	0.6	0.48	7
B40	200	500.00	490				0.4	1.02	6
B50	200	400.00	575				0.5	0.70	6.5
B60	200	333.33	640				0.6	0.52	7

A40 : Béton à base de CEM I 42.5 (rapport eau/ciment = 0.4)

A50 : Béton à base de CEM I 42.5 (rapport eau/ciment = 0.5)

A60 : Béton à base de CEM I 42.5 (rapport eau/ciment = 0.6)

B40 : Béton à base de CEM II/B 42.5 (rapport eau/ciment = 0.4)

B50 : Béton à base de CEM II/B 42.5 (rapport eau/ciment = 0.5)

B60 : Béton à base de CEM II/B 42.5 (rapport eau/ciment = 0.6)

### 3.1.3 Composition de mortier

Les matériaux utilisés pour la formulation des mortiers sont : ciments portland composé CPJ - CEM II/ B 42.5, un ciment Portland artificiel CPA-CEM I 42,5 et un sable roulé 0/5 mm. Les rapports (sable /ciment) est de 3.89 et (eau /ciment) est de 0.45.

Pour un mortier riche on à choisi la composition suivante :

Ciment : 450 (kg/m<sup>3</sup>)

Sable : 1749 (kg/m<sup>3</sup>)

Eau : 200 (kg/m<sup>3</sup>)

Les éprouvettes des différentes classes de bétons élaborées ont été soumises à trois compagnes d'essais, conformément à l'organigramme dressé à la figure 3.2 pour le béton (essais mécaniques, physiques et de durabilité) et à deux campagnes d'essais pour le mortier (essais mécaniques et de durabilité) conformément à la figure 3.3.

Chaque essai est réalisé sur trois éprouvettes de la même composition et la valeur moyenne des trois essais a été prise comme valeur caractéristique.

Le Tableau 3.6 décrit, pour chaque essai réalisé, les éprouvettes de béton préparé ainsi que les durées de conservation et décrit aussi les nombres et les dimensions des éprouvettes testés.

**Tableau 3.6 :** *Eprouvettes et leurs conservations.*

Essais effectués	Eprouvettes préparées	Conservation après démoulage à 24 h	Eprouvettes testées
Résistance à la compression à : - 1, 2, 3, 7 et 28 jours d'étuvage à 45°C et 29°C	- Cubique : 10×10×10cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%.	<b>360</b>
- 1 j étuvage à 45°C et 29°C + 3j à l'air	- Cubique : 10×10×10cm	-Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 28 jours	<b>36</b>
Résistance à la flexion à : - 1, 2, 3, 7 et 28 jours d'étuvage	- Prismatique : 10×10×40cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%.	<b>360</b>
- 1 j étuvage à 45°C et 29°C + 3j à l'air	- Prismatique : 10×10×40cm	-Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 28 jours	<b>36</b>
Déformabilité de béton pendant 28 jours	- prismatique : 10×10×40cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%. -Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 28 jours	<b>36</b>
Essais gel dégel pendant 17 et 28 jours	- Cubique : 10×10×10cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 60±02%. -Dans l'eau à T=20 ±2°C	<b>12</b>

		pendant 28 jours	
Essai de la porosité par pesée hydrostatique pendant 28 jours	- Cubique : 10×10×10cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%. -Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 28 jours	<b>72</b>
Essai d'absorption capillaire pendant 28 jours	- Cubique : 10×10×10cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%. -Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 28 jours	<b>54</b>
Essais d'attaque par les acides pendant 21 jours	- Cubique : 10×10×10cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%. -Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 28 jours	<b>12</b>

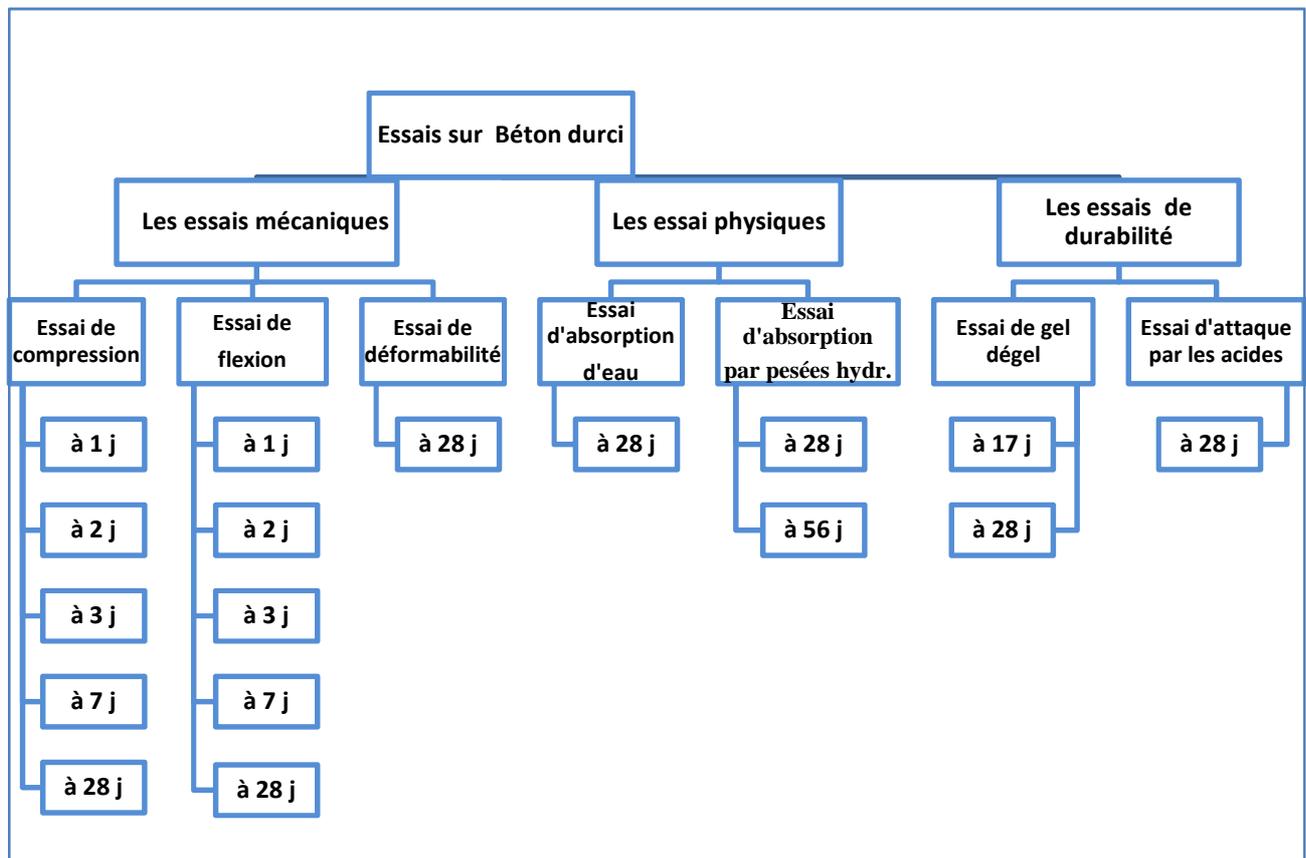


Figure 3.2 : Organigramme représentatif des différents essais effectués sur béton.

	Retrait et gonflement →	28 jours
	Variation de la masse →	28 jours
Essais sur mortier durci →	Absorption capillaire →	28 jours
	Résistance à la compression →	28 jours
	Résistance à la flexion →	28 jours

**Figure 3.3 :** Organigramme représentatif des différents essais effectués sur mortier.

## 3.2 L'étuvage des bétons

### 3.2.1 Introduction

L'énergie émise par le soleil voyage jusqu'à la terre sous forme de rayonnement électromagnétique. Ce rayonnement est semblable aux ondes radioélectriques. L'énergie solaire disponible est souvent exprimée en unités d'énergie par temps par unité de surface ( $W/m^2$ ). L'énergie solaire reçue par la terre vaut environ 10.000 fois la quantité totale d'énergie consommée par l'ensemble de l'humanité. En d'autres termes, capté 0,01% de cette énergie nous permettrait de nous passer de gaz et du pétrole.

La quantité d'énergie disponible au cours du trajet entre le soleil et l'atmosphère extérieure de la terre est égale à environ  $1367 W/m^2$ . Une partie de cette énergie est absorbée lorsque le rayonnement traverse l'atmosphère terrestre. Il en résulte qu'au cours d'une journée ensoleillée, la quantité d'énergie solaire disponible à la surface de la terre dans la direction du soleil est généralement de  $1000 W/m^2$ . Quel que soit le moment, l'énergie solaire disponible est principalement fonction de la position du soleil dans le ciel. Sur une base mensuelle ou annuelle, la quantité d'énergie solaire disponible dépend également de l'emplacement géographique. De plus, l'énergie solaire utilisable dépend de l'énergie disponible, d'autres conditions météorologiques, de la technologie utilisée et de l'application.

Les applications ayant trait à l'utilisation de l'énergie solaire peuvent être regroupées en trois catégories principales : chauffage et refroidissement, production d'énergie électrique et processus chimiques.

Les avantages de l'énergie solaire par rapport aux énergies classiques sont :

- Après avoir recouvré les coûts initiaux, l'énergie émanant du soleil est pratiquement gratuite.
- Selon la façon dont l'énergie est utilisée, les périodes de récupération peuvent être très courtes lorsqu'on les compare au coût des sources d'énergie généralement utilisées.
- L'utilisation de l'énergie solaire remplace l'énergie classique. Cela permet de diminuer de façon significative les émissions des gaz à effet de serre.
- L'utilisation de l'énergie solaire représente un marché inexploité.

Cette étude a pour objectif l'utilisation de l'énergie solaire pour chauffer du béton et mortier et l'essai comporte trois étapes essentielles :

Détermination du régime d'étuvage, réalisation de l'enceinte de conservation des bétons et mortiers et l'essai.

### 3.2.2 Etude de la température dans l'enceinte d'étuvage et à l'air ambiant

Notre étude consiste à enregistrer d'abord les températures à l'air libre à l'aide d'un thermomètre et dans l'enceinte d'étuvage exposée au rayonnement solaire (figure 3.4) pendant 12 mois de l'année (du 01 Janvier au 31 Décembre 2012), la moyenne de ces enregistrements mensuels sont illustrés dans la figure 3.5.



Figure 3.4 : Enceinte d'étuvage exposée aux rayons solaires

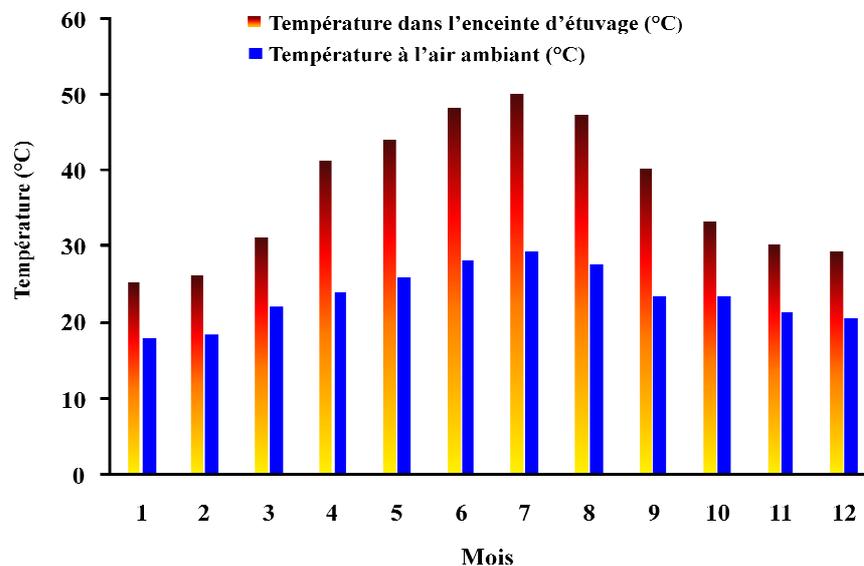


Figure 3.5 : Variation de la température dans l'enceinte d'étuvage et à l'air ambiant durant le temps (mois)

### 3.2.3 Méthode d'essai

Un programme expérimental a été réalisé pour étudier en parallèle l'effet du rapport eau/ciment (0.4, 0.5 et 0.6), l'influence du type de ciment et des méthodes de durcissement à l'eau, à l'air et l'étuvage à 29 °C et à 45 °C sur la résistance à la compression et à la flexion des

bétons. Des échantillons de béton ont été fabriqués à partir de six mélanges de la même maniabilité à base des types de ciments.

L'optimisation de la formulation du béton basé sur plusieurs critères qui sont souvent un compromis entre: la maniabilité, la résistance, la durabilité et l'économie. La multiplicité des méthodes utilisées pour déterminer les compositions des bétons a été utilisée qui donne des résultats précis et semble être la moins connue. C'est la méthode de **B. Scramtaiv**. Cette méthode repose sur le fait que la somme des volumes absolus de matériau d'origine dans un mètre cube est égal au volume de la composition de béton damé [Mezghiche 2005]. Dont la maniabilité est telle que l'affaissement au cône est de 7 cm. Dans tous les essais, le rapport E/C  $\geq 0.4$ , A = 0.6 et  $D_{\max} = 25$  mm.

A partir de la variation de températures dans le temps des 12 mois de l'année, nous pouvons dire que pendant six mois d'Octobre à Mars le coefficient de température moyenne est  $K_1 = 1.4$ , et d'Avril à Septembre le coefficient de température moyenne est de  $K_2 = 1.7$ .

$$T^{\circ}_{\text{enceinte d'étuvage}} = K_i \times T^{\circ}_{\text{Température à l'air libre}}$$

Avec:

T °: température (°C);

Ki: coefficient de la température moyenne.

Sur la base des résultats déduits de la variation de température en fonction du temps à l'intérieur de l'enceinte (figure 3.4), nous sélectionnons les six mois (printemps et été), comme indiqué dans le tableau 3.7. On choisit le 1<sup>er</sup> cycle d'étuvage : (3×8×3) avec un palier de température maximale (45°C) comme le montre la figure 3.6 c<sub>1</sub>. Nous faisons le même raisonnement pour les six autres mois (automne et hiver), comme l'indique le tableau 3.8. On choisit pour le 2<sup>ème</sup> cycle d'étuvage: (3×7×3) avec un palier de température maximale (29°C) comme le montre la figure 3.6 c<sub>2</sub>.

**Tableau 3.7 :** Cycles d'étuvage et températures maximales (T° de palier) (printemps - été)

Mois	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre
Cycles (h×h×h)	3×8×3	3×8×3	3×8×3	3×9×3	3×9×3	3×8×3
températures						
Maximales	41	44	48	50	47	40
dans l'enceinte (°C)						

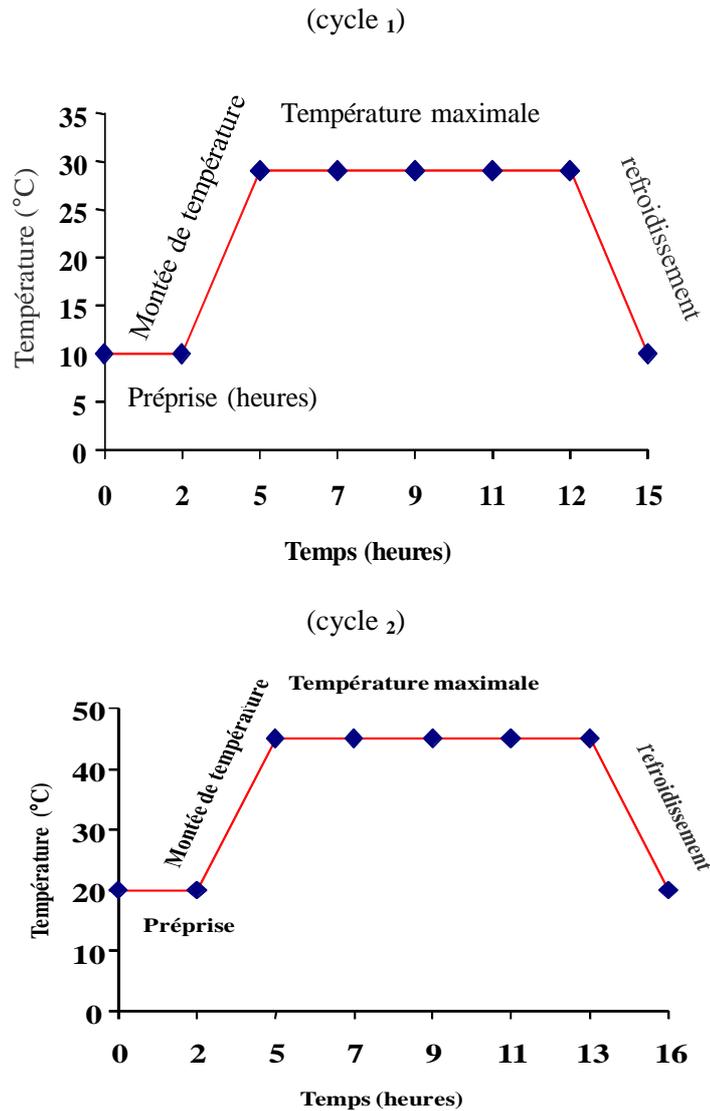


Figure 3.6 : Cycles du traitement thermique

Tableau 3.8 : Cycles d'étuvage et températures maximales ( $T^{\circ}$  de palier) (automne - hiver)

Mois	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars
Cycles (h×h×h)	3×8×3	3×7×3	3×7×3	3×7×3	3×7×3	3×8×3
températures Maximales dans l'enceinte (°C)	33	30	29	25	26	31

### 3.2.4 Préparation des échantillons

Des éprouvettes de formes cubiques (100×100×100) mm<sup>3</sup> ont été produites pour déterminer la résistance à la compression et d'autres de forme prismatiques (100×100×400) mm<sup>3</sup> pour déterminer la résistance à la flexion. Pour déterminer la résistance à la compression et à la flexion, on fait la moyenne de tests de trois échantillons [Mezghiche 2005]. Les bétons étudiés: un béton témoin conservé dans l'eau à une température ambiante de 20 ± 2°C, béton durci à l'air libre, et bétons traités à deux cycles d'étuvage. Le cycle d'étuvage doit comporter quatre phases: la préprise, la montée de la température, le maintien de la température et le refroidissement. Par

exemple, pour le cycle 1 (3×8×3), après malaxage et moulage du béton, les éprouvettes sont laissées dans le laboratoire à  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  couverts du plastique pour éviter l'évaporation de l'eau pendant 15 heures. Après démoulage, les échantillons ont été introduits dans l'enceinte d'étuvage (à la vapeur exposée) sous rayons solaires à 7 h du matin, muni d'un thermomètre pour surveiller la température, dès que la température atteint  $45^\circ\text{C}$  à 10 h pendant 8 heures à une vitesse de montée de température de  $8,33^\circ\text{C}/\text{heure}$ , ce qui est souhaitable. À 18 h, nous laissons l'enceinte exposée à l'énergie solaire pour refroidir pendant 3 heures. Le choix de la température de  $45^\circ\text{C}$  équivaut à la moyenne des températures de six mois (d'Avril à Septembre) est généralisé pour la période correspondant aux saisons (printemps et été). Pour  $29^\circ\text{C}$  la période froide (six mois d'Octobre à Mars) est généralisée pour la période correspondant aux saisons (automne et hiver).

### 3.2.5 Interprétations des résultats et discussions

#### 3.2.5.1. Maniabilité

Il est important de connaître les propriétés du béton à l'état frais avant prise et de durcissement. Parmi ces propriétés, la maniabilité peut être définie comme la facilité de mise en œuvre du béton. L'essai d'affaissement au cône d'Abrams selon (NF P 18-451) fournit des mesures fiables. La classe de consistance des bétons est plastique (de 6 à 7 cm).

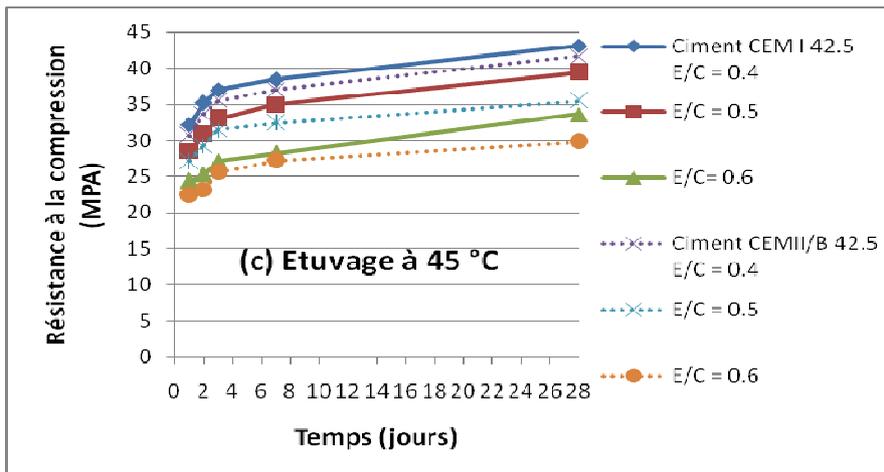
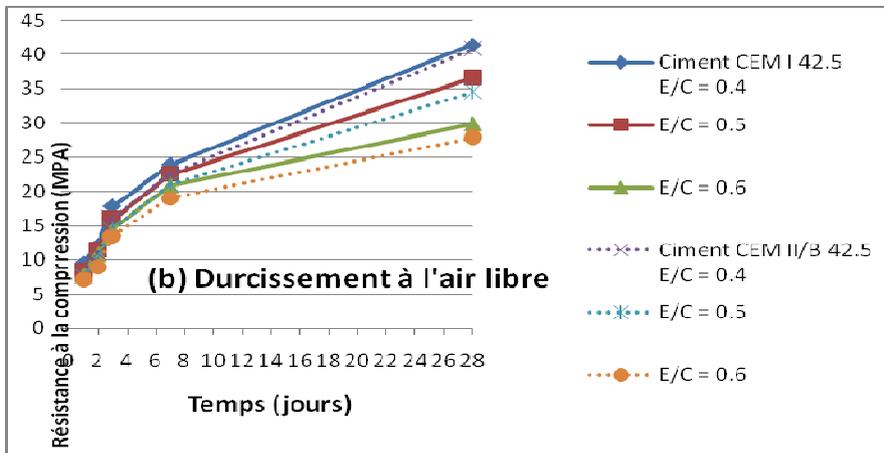
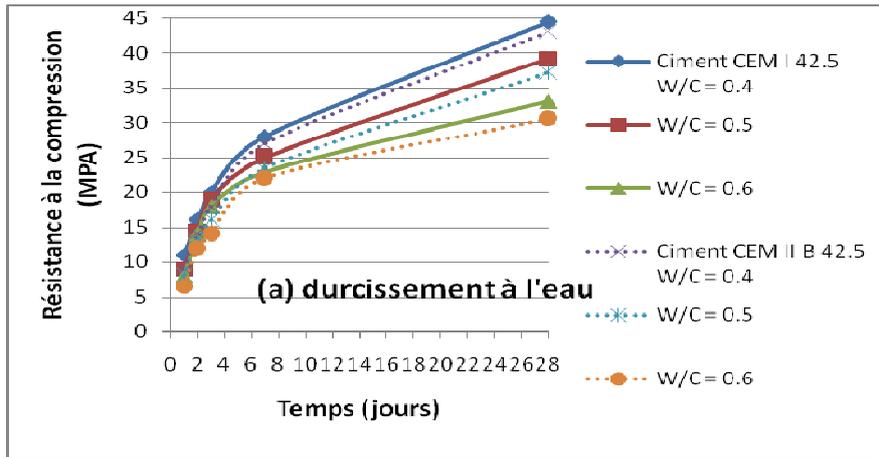
#### 3.2.5.2. Résistances à la compression et à la flexion

Les résistances à la compression et à la flexion sont estimées à 1, 2, 3, 7 et 28 jours pour les 04 méthodes de durcissement utilisés : Les résultats des développements de la résistance à la compression et à la flexion des éprouvettes sont donnés sur les figures 3.7, 3.8 et 3.9.

##### 3.2.5.2.1. Influence des méthodes de durcissements utilisés

La figure 3.7(a) montre l'effet bénéfique du durcissement à l'eau, ceci favorise l'hydratation qui provoque le colmatage des pores et renforce les liens inter-granulaires quel que soit le rapport E/C et le type de ciment. Ceci est en accord avec [Rabehi 2013].

Un effet négatif de durcissement à l'air sur le développement de la résistance à la compression des échantillons a été remarqué sur la figure 3.7 (b). Ce type de durcissement a été choisi dans la pratique actuelle dans l'industrie de la construction. Il a été remarqué que la tendance générale de la résistance à la compression des échantillons durcis à l'air libre est similaire à celle des échantillons durcis à l'eau. Cependant, les échantillons durcis à l'air présentent des résistances à la compression inférieures à ceux durcis dans l'eau. Ceci peut être attribué par un manque de l'humidité pour l'hydratation du ciment, qui finalement provoque la structure poreuse introduit par retrait de séchage [Ramezani pour 1995].



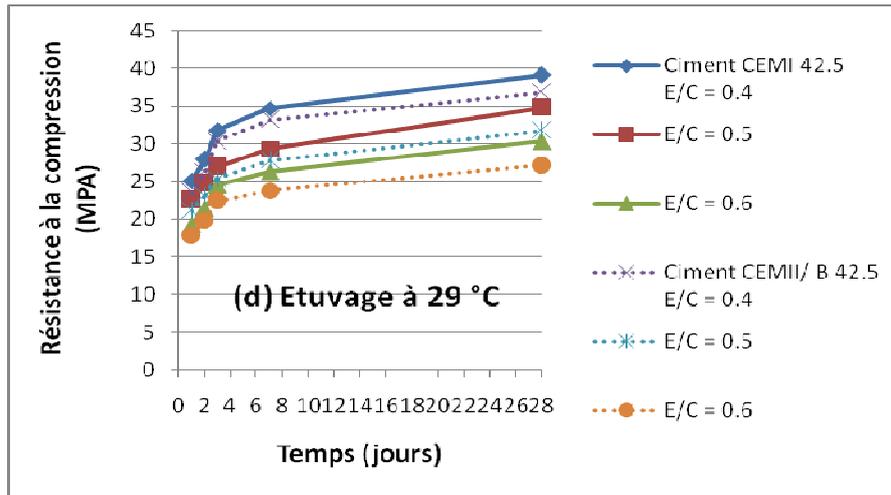
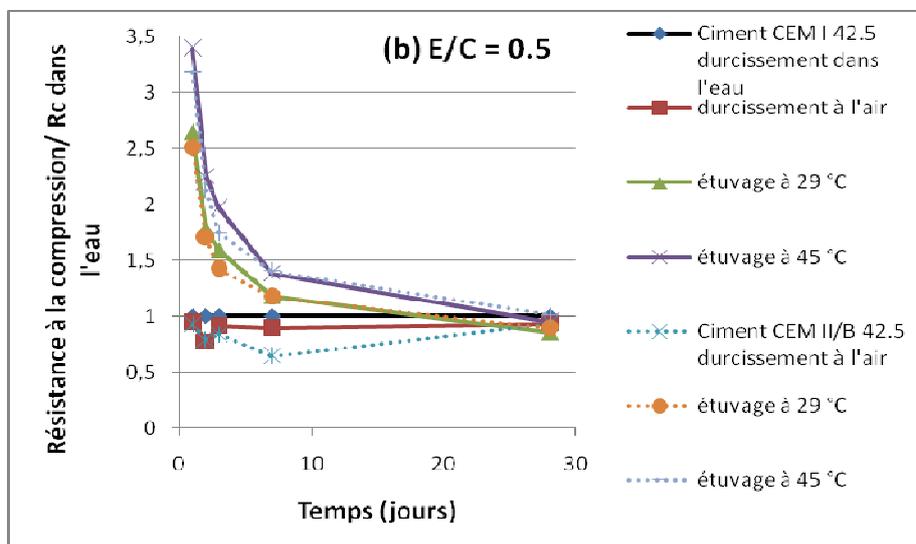
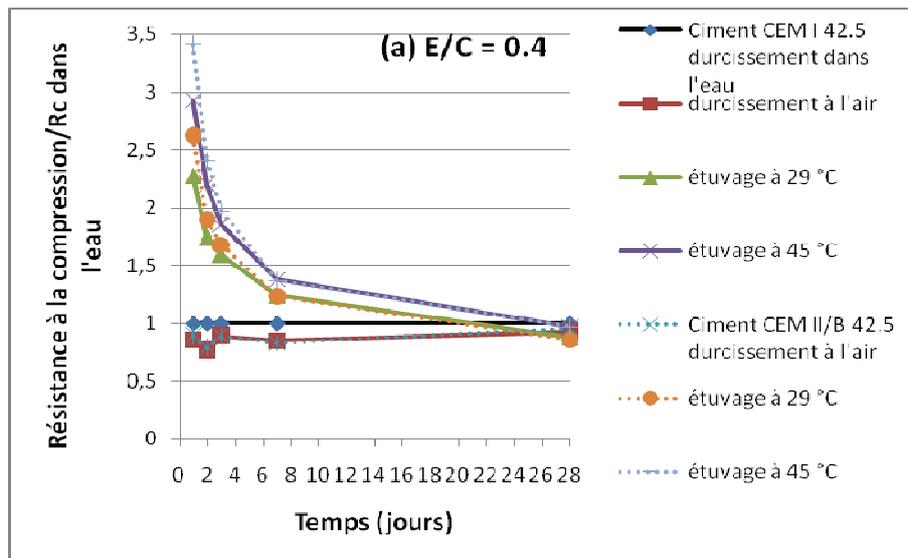
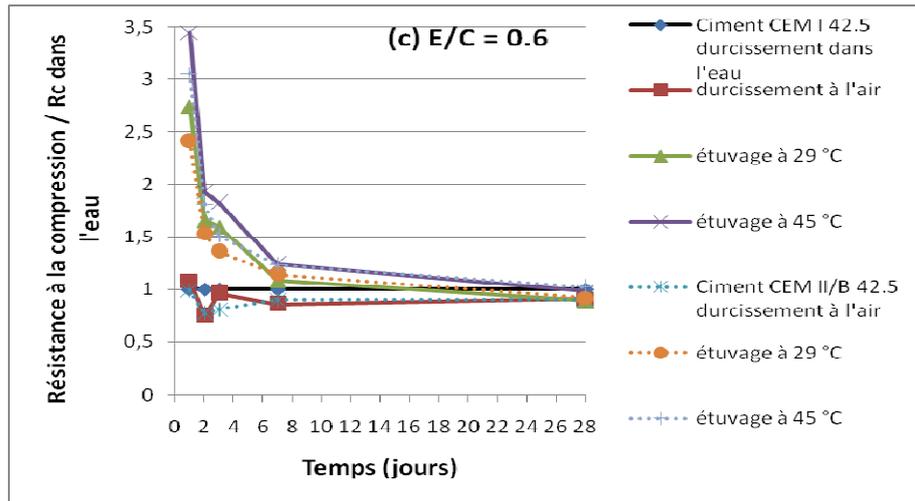


Figure 3.7 : Effets des méthodes de durcissement, type de ciment et le rapport E/C sur le développement de la résistance à la compression.





**Figure 3.8 :** Effets des méthodes de durcissement, type de ciment et le rapport E/C sur la résistance à la compression.

Les résultats présentés sur la figure 3.7 c et d, montre que l'utilisation de l'étuvage améliore la résistance à la compression des échantillons par rapport au durcissement à l'eau et à l'air, en particulier dans les premiers stades de durcissement. Cela est dû à la condensation de la vapeur d'eau saturée d'air qui favorise l'humidification initiale et l'hydratation.

Par exemple, les résultats indiqués à la figure 3.7 c montrent que la résistance à la compression du béton à base de CEM I 42.5 et E/C = 0.4 présente une augmentation estimée à 9.32 %, 5.11 % et 4.10 % pour 2, 3 et 7 jours comme le montre le tableau 3.9.

**Tableau 3.9 :** Evolution de la résistance à la compression durant l'étuvage à 45 °C de (1 à 7) jours (CEM I 42.5).

Age (jours)		E/C	étuvage à 45 °C			
			1	2	3	7
(CEM I 42.5)	R <sub>C</sub> (MPa)	0.4	32.2	35.2	37.0	38.5
	(%) augmentation			9.32	5.11	4.10
	(%) de durcissement		77.8	85.0	89.4	93.0
	R <sub>f</sub> (MPa)		1.56	1.76	1.97	2.18
	(%) de durcissement		62.4	70.4	78.8	87.2

On remarque aussi à la figure 3.7 c pour le béton à base de CEM II/B 42.5 avec E/C = 0.4 la résistance est de 30.70 MPa pour un étuvage d'un jour, une augmentation estimée à 9.80%, 5.30% et 4.20 % pour 2, 3 et 7 jours respectivement comme le montre le tableau 3.10.

**Tableau 3.10 :** Evolution de la résistance à la compression durant l'étuvage à 45 °C de (1 à 7) jours (CEM II B 42.5)

Age (jours)		E/C	Etuvage à 45 °C			
			1	2	3	7
(CEM II B 42.5)	R <sub>C</sub> (MPa)	0.4	30.7	33.7	35.5	37.0
	(%) augmentation			9.80	5.30	4.20
	(%) de durcissement		75.0	83.0	87.0	91.0
	R <sub>f</sub> (MPa)		1.45	1.65	1.93	2.00
	(%) de durcissement		65.6	74.7	87.3	90.5

Les résultats illustrés sur la figure 3.7 (d) indiquent que la résistance à la compression du béton à base de CEM I 42.5 et E/C = 0.4 est d'environ 25.10 MPa pour un étuvage d'un jour à 29 °C, soit une augmentation de 11.16%, 13.98%, 9.12% pour 2, 3 et 7 jours comme le montre le tableau 3.11.

**Tableau 3.11 :** Evolution de la résistance à la compression durant l'étuvage à 45 °C de (1 à 7) jours (CEM I A 42.5).

Age (jours)		E/C	Etuvage à 29 °C			
			1	2	3	7
(CEM I 42.5)	R <sub>C</sub> (MPa)	0.4	25.1	27.9	31.8	34.7
	(%) augmentation			11.16	13.98	9.12
	(%) de durcissement		60.6	67.4	76.8	83.8
	R <sub>f</sub> (MPa)		1.35	1.66	1.83	2.04
	(%) de durcissement		54.0	66.4	73.2	81.6

La figure 3.7 c indique que la résistance à la compression du béton à base de CEM II/B 42,5 et E/C = 0,4 est de l'ordre de 23.60 MPa pour un étuvage d'un jour, une augmentation d'environ 11.86%, 14.77%, 9,57% pour 2, 3 et 7 jours comme le montre le tableau 3.12.

**Tableau 3.12:** Evolution de la résistance à la compression durant l'étuvage à 45 °C de (1 à 7) jours (CEM II B 42.5).

Age (jours)		E/C	Etuvage à 29 °C			
			1	2	3	7
(CEM II B 42.5)	R <sub>C</sub> (MPa)	0.4	23.6	26.4	30.3	33.2
	(%) augmentation			11.86	14.77	9,57
	(%) de durcissement		58.0	65.0	74.4	81.6
	R <sub>f</sub> (MPa)		1.31	1.55	1.71	1.89
	(%) de durcissement		59.3	70.1	77.4	85.5

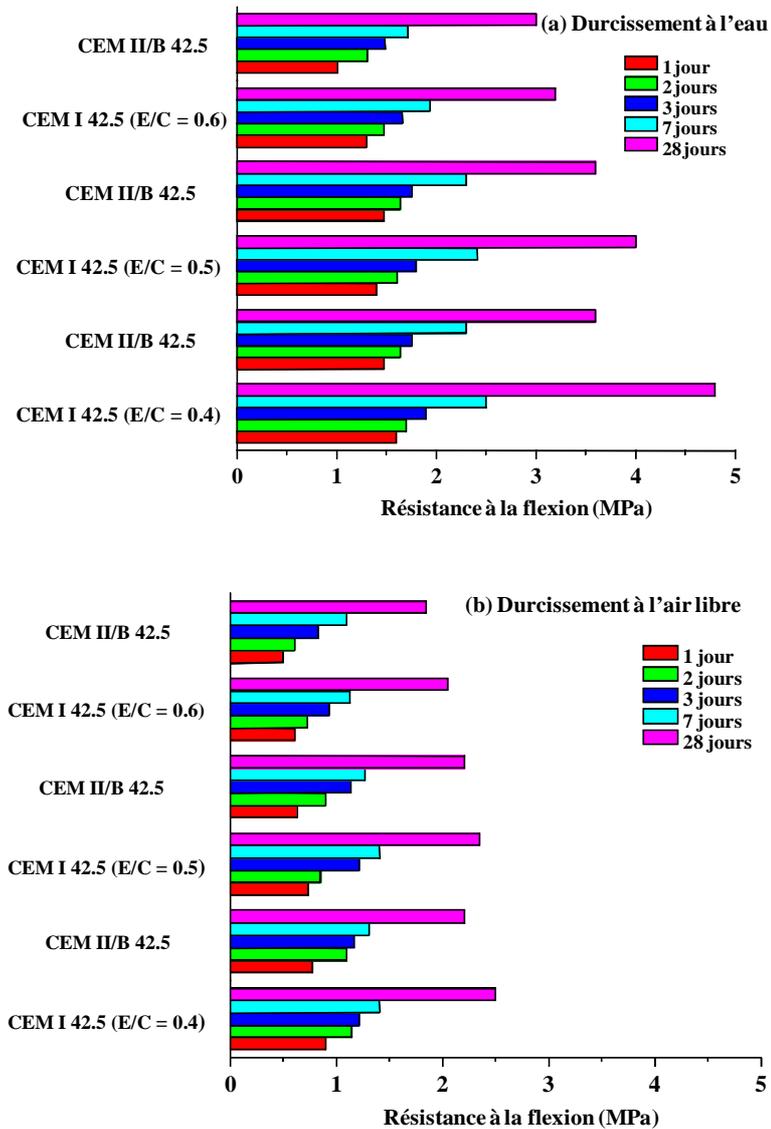
Le durcissement à 45°C de 8h de traitement thermique, les résistances à la compression atteignent près de 77% et 75% pour les bétons à base de CEM I 42.5 et CEM II/B 42.5, respectivement, par rapport à la résistance du béton à 28 jours de durcissement à l'air libre pour E/C = 0.4.

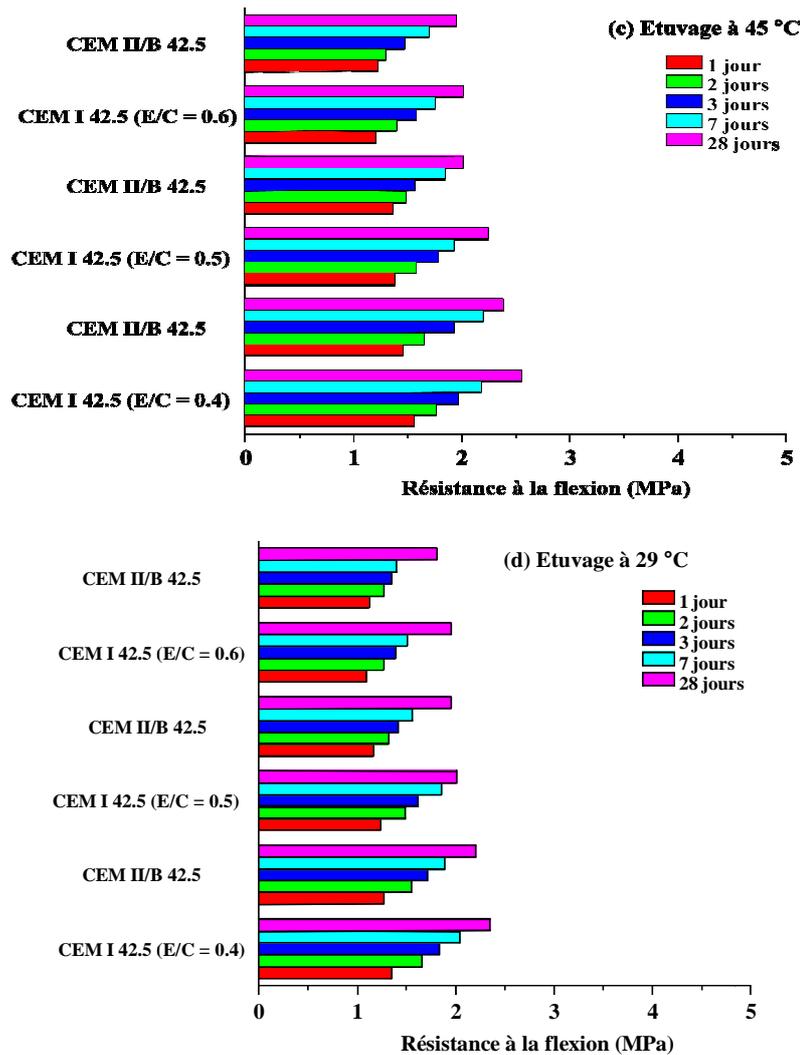
La figure 3.8 montre des comparaisons de la résistance à la compression des échantillons au cours du mode de durcissement par rapport à la résistance à la compression des éprouvettes durcies à l'eau. Ces résultats confirment que la résistance à la compression des échantillons est influencée par le mode de durcissement. De plus, l'effet bénéfique de durcissement par étuvage des échantillons a été clairement observé à des stades antérieurs jusqu'à 7 jours. En revanche, avec un durcissement par étuvage continu, le rapport de la résistance à la compression a diminué progressivement. Par la suite, la résistance à la compression des échantillons durcis à l'eau est supérieure à celle du durcissement à l'enceinte à 28 jours.

Bien qu'une augmentation de la température développe la résistance au précoce, un impact négatif sur la résistance après 7 jours. En effet, une hydratation initiale rapide peut conduire à la formation de produits d'hydratation, plus poreux, de sorte l'apparition d'un certain pourcentage de pores, ce qui conduira à une résistance plus faible par rapport au béton moins poreux. Ces résultats sont en accord

avec ceux des auteurs : [Neville 2000] et [Kim 2002]. Le fait que la porosité augmente proportionnellement avec la température, ce qui est remarqué avec le développement de la microstructure, les hydrates (notamment le C-S-H) sont plus dense et sont distribué d'une façon non homogène dans la matrice de ciment ce qui résulte plus de pores provoquant la perte de la résistance [Gallucci 2006].

Les résultats de la résistance à la flexion des différents bétons sont illustrés dans la (figure 3.9).





**Figure 3.9 :** Effets des méthodes de durcissement, type de ciment et du rapport E/C sur le développement de la résistance à la flexion des éprouvettes.

Les résultats illustrés sur la figure 3.9 montrent que la résistance à la flexion est proportionnelle à la résistance à la compression quelle que soit le rapport E/C et le type de ciment. Enfin, on peut dire que la résistance à la compression accrue au cours de l'avancement de la réaction d'hydratation s'accompagne d'une augmentation de la résistance à la flexion.

Les résultats des tests ont indiqué que l'étuvage a contribué au développement de la résistance à la compression et à la flexion des échantillons dans les premiers âges. Toutefois, une réduction a été observée à 28 jours. En outre, le durcissement à l'air a potentiellement un effet négatif sur les propriétés mécaniques des éprouvettes dû à un manque de la disponibilité en eau pour l'hydratation. Ainsi, il est possible de conclure que l'utilisation de l'étuvage par énergie solaire est très bénéfique pour la production d'éléments préfabriqués en béton.

### 3.2.5.2.2. Influence du rapport E/C et du type de ciment

En ce qui concerne l'influence de rapport eau/ciment, nous voyons clairement que la résistance à la compression de tous les bétons durcis à n'importe quel âge, diminue avec l'augmentation d'E/C. Le rapport E/C influence sur la porosité des bétons (plus E/C est réduit plus le béton est moins poreux).

C'est pourquoi les bétons avec un E/C faible : développe très rapidement leur résistance à la compression par une forte concentration en C-S-H [Guettala 2011].

En outre, nous notons que la résistance à la compression des bétons à base de ciment CEM I 42.5 nettement supérieure aux bétons à base de ciment CEM II/B 42.5. Cela signifie que l'utilisation du ciment Portland ordinaire peut modifier la structure des pores, de diminuer le nombre de grands pores et augmenter les petits pores. Ce changement est fonction de la finesse, plus les particules sont plus fines, leur rôle est efficace. En raison de leur finesse supérieure au ciment CEM II/B 42.5. Les résistances à la compression augmente lorsque vous utilisez un CEM I 42.5 reflétant une compacité améliorée par un procédé physique qui dépend de la finesse du ciment, ce qui provoque l'activation chimique d'hydratation et agit sur l'évolution des résistances à la compression. Ce résultat peut s'expliquer également par la proportion de clinker dans les ciments.

### 3.2.5.2.3. Influence du prolongement de durcissement à l'air libre

Après une journée d'étuvage les résistances à la compression et à la flexion sont estimées à partir (1 jour de durcissement à la vapeur et un durcissement à l'air libre de 3 jours) pour le durcissement de la vapeur à 45 °C et à 29 °C sont présentés dans les tableaux 3.13 et 3.14 respectivement.

**Tableau 3.13 :** Résistances mécaniques des bétons (1 jour d'étuvage à 45 °C + durcissement à l'air de 3 jours)

Type de béton	Résistances (MPa)	E/C	1 jour d'étuvage à 45 °C + durcissement à l'air de 3 j	Durcissement en (%)
A40	Compression	0.4	42.00	101.40
		0.5	38.50	105.50
		0.6	31.00	104.00
A50	Flexion	0.4	2.43	97.20
		0.5	2.34	99.40
		0.6	1.98	96.60
B40	Compression	0.4	40.70	100.00
		0.5	35.50	102.90
		0.6	28.10	101.00
B50	Flexion	0.4	2.10	95.20
		0.5	1.99	98.00
		0.6	1.89	97.10

**Tableau 3.14 :** Résistances mécaniques des bétons (1 jour d'étuvage à 29 °C + durcissement à l'air de 3 jours)

Type de béton	Résistances (MPa)	E/C	1 jour d'étuvage à 29 °C + durcissement à l'air de 3 j	Durcissement en (%)
A40	Compression	0.4	41.20	99.50
		0.5	35.50	97.20
		0.6	28.90	97.30
A50		0.4	2.40	96.10

A60	Flexion	0.5	2.25	95.70
		0.6	1.95	95.10
B40	Compression	0.4	41.00	96.60
		0.5	36.00	99.70
		0.6	28.70	98.50
B50	Flexion	0.4	2.19	90.50
		0.5	2.05	92.60
B60	Flexion	0.6	1.81	94.10

Le tableau 3.13 montre que pour un étuvage d'un jour à 45 °C prolongé d'un durcissement à l'air libre de 03 jours, les résistances à la compression des bétons à base de CEM I 42,5 pour différents E/C (0.4, 0.5 et 0.6) dépassent de l'ordre de (1.4%, 5.5% et 4.0%), les résistances des bétons durcis à l'air libre à 28 jours, respectivement. Pour les bétons à base de CEM II/B 42,5 et pour les mêmes E/C elles dépassent de l'ordre de (0.0%, 2.9% et 1.0%) les résistances des bétons durcis à l'air libre à 28 jours, respectivement. Cela nous donne un gain de temps et plus courts délais de fabrication pour atteindre la résistance à la compression à 28 jours à l'air libre après un étuvage d'un jour à 45 °C et 3 jours à l'air libre.

Le tableau 3.14 montre que pour un étuvage d'un jour à 29 °C prolongé d'un durcissement à l'air libre de 3 jours, les résistances de compression de bétons sont presque comparables à celle des bétons durcis à l'air libre à 28 jours, pour les deux types de ciment et les différents E/C.

### 3.2.6 Interprétation de résultats et conclusion

L'objectif principal de cette étude d'étuvage nous à donné une évaluation de l'influence de l'étuvage à la vapeur atmosphérique par énergie solaire sur la résistance mécanique des bétons, les résultats des essais indiquent l'effet bénéfique de cette procédure de durcissement pour obtenir une résistance élevée, en particulier dans les premières heures de durcissement. Cependant, la résistance à la compression des échantillons durcie à l'eau est supérieure à ceux d'étuvage à 28 jours. Bien qu'une augmentation de la température augmente le développement de la résistance à un tel âge, mais un impact négatif sur la résistance après 7 jours. Ceci est probablement dû à une répartition moins uniforme des produits d'hydratation du ciment en raison de l'hydratation initiale rapide qui entraîne un grand changement capillaire dans la distribution des pores [Barbarulo 2005]. Les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit:

- Le durcissement à l'eau favorise l'hydratation qui provoque le colmatage des pores capillaires et renforce les liens inter granulaire quel que soit le rapport E/C et le type de ciment. Le durcissement à l'air a potentiellement un effet négatif sur les propriétés mécaniques des échantillons du fait de l'indisponibilité d'eau pour l'hydratation et le phénomène d'évaporation d'eau du béton.

- L'Algérie est un pays riche en matière du rayonnement solaire, l'utilisation de cette technique de traitement thermique des pièces de béton armé et précontraint dans les zones à forte radiation solaire concentrée et de longues périodes, ce qui réduit le coût des pièces de béton et conduit à une économie remarquable pour les entreprises de production, ainsi que l'amélioration de la productivité de l'industrie du béton.

- La technique d'étuvage par énergie solaire est une technique efficace pour le durcissement accéléré des bétons, pour une bonne résistance et une grande économie d'énergie électrique pour produire les éléments de bétons préfabriqués.
- On peut dire que la résistance à la compression accrue au cours de l'avancement de la réaction d'hydratation s'accompagne d'une augmentation de la résistance à la flexion.
- La résistance à la compression de tous les bétons durcis à n'importe quel âge, a diminué avec l'augmentation du rapport E/C. En outre, nous notons que les résistances des bétons à base de CEM I 42.5 sont nettement supérieures aux résistances des bétons à base de CEM II/B 42,5.
- Enfin, un gain de temps pour atteindre la résistance à la compression à 28 jours à l'air libre après étuvage d'un jour prolongé de jours de durcissement à l'air libre pour les différents bétons.

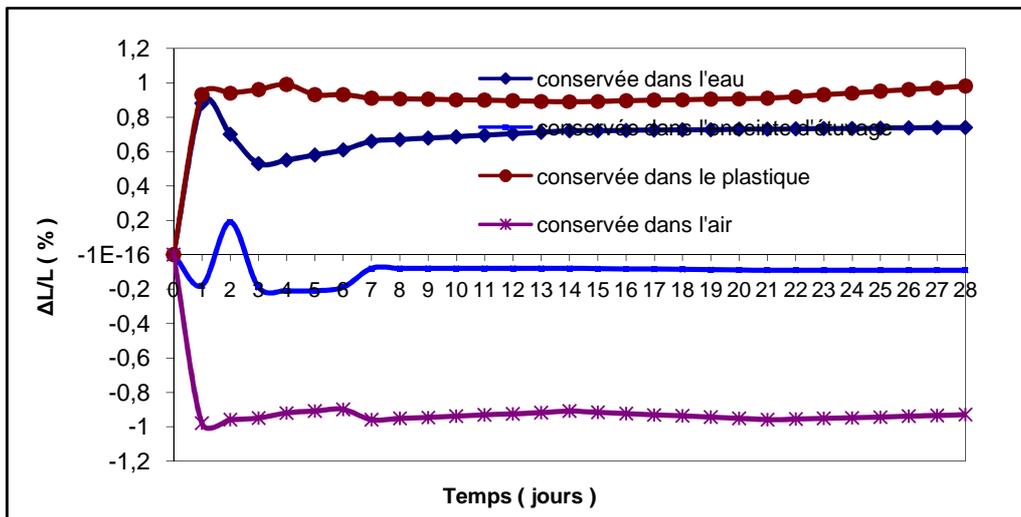
### 3.3. Etude des mortiers

La méthodologie expérimentale suivie consiste à évaluer le retrait, le gonflement, ainsi que la variation de la masse, la résistance à la compression, à la flexion et l'absorption d'eau pour différentes cures et conservations à savoir l'immersion à l'eau, dans l'air libre et dans l'enceinte d'étuvage à 45 °C à 28 jours.

#### 3.3.1 Présentation des résultats :

##### 3.3.1.1 Retrait et gonflement du mortier (CEM II/ B 42.5):

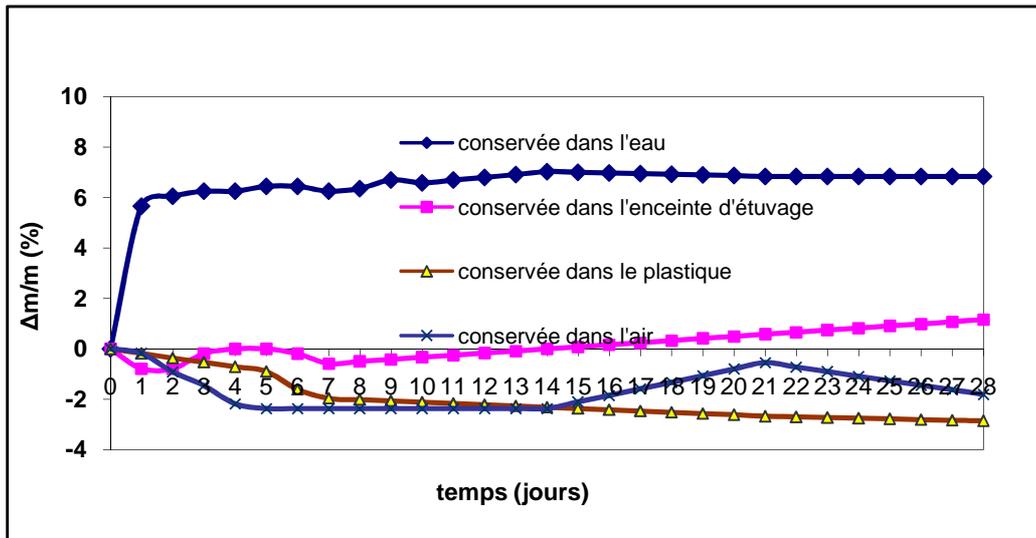
Les résultats du retrait et du gonflement durant 28 jours pour 4 conservations : sont présentés sur la figure 3.10.



**Figure 3.10 :** Variation dimensionnelle (retrait – gonflement) du mortier pour différentes conservations - (CEM II/ B 42.5), E/C = 0.45 à 28 jours

##### 3.3.1.2 Variation de la masse (mortier de CEM II/ B 42.5) :

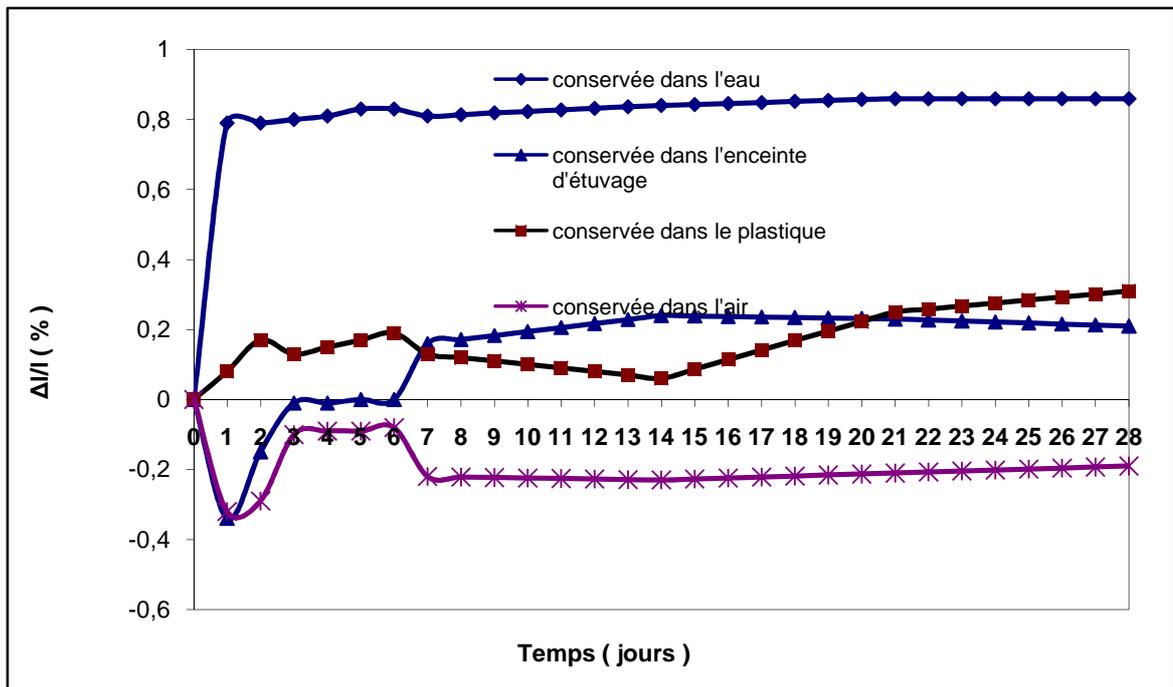
Les résultats de la variation de la masse durant 28 jours pour 4 conservations : sont présentés sur la figure 3.11.



**Figure 3.11 :** Variation de la masse en fonction du temps des éprouvettes de mortier pour différentes conservations (CEM II/B 42.5), E/C = 0.45 à 28 jours

3.3.1.3 Variations Retrait –gonflement (CEM I B 42.5)

Les résultats du retrait et du gonflement durant 28 jours pour 4 conservations : sont présentés sur la figure 3.12.



**Figure 3.12 :** Variation dimensionnelle (retrait – gonflement) du mortier pour différentes conservations (CRS 42.5 - E/C = 0.45) à 28 jours

3.3.1.4 Variations de la masse (CEM I B 42.5) :

Les résultats de la variation de la masse durant 28 jours pour 4 conservations : sont présentés sur la figure 3.13.

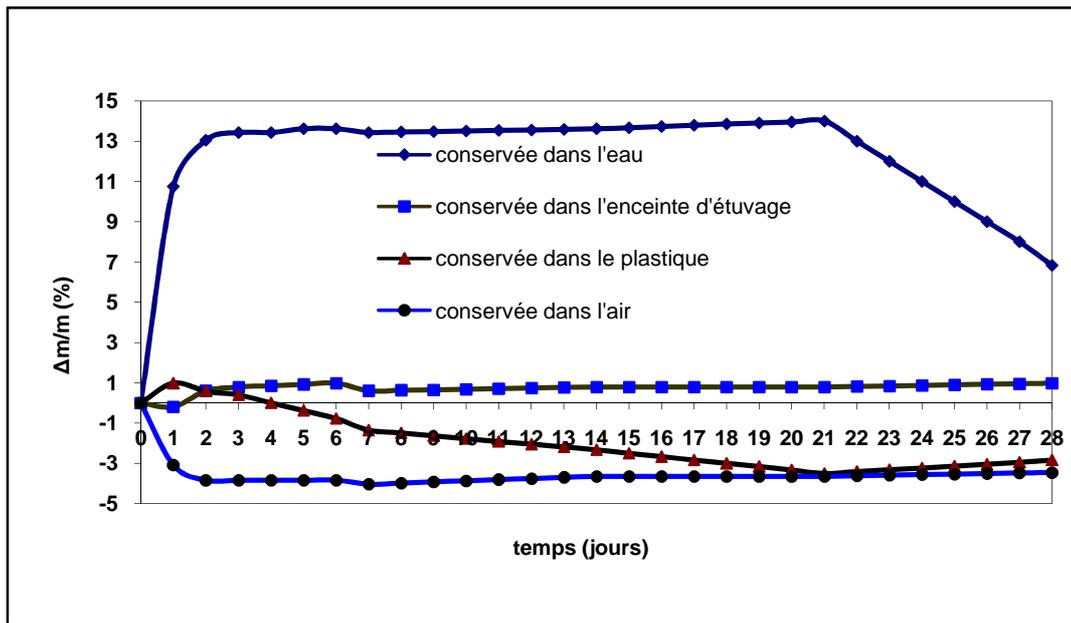


Figure 3.13 : Variation de la masse en fonction du temps des éprouvettes de mortier pour différentes conservations (CEM I B 42.5), E/C = 0.45 à 28 jours

### 3.3.1.5 Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier en (CEM II/ B 42.5)

Les résultats de l'absorption capillaire à 28 jours pour 4 conservations (CPJ-CEM II/ B 42.5) sont présentés sur la figure 3.14.

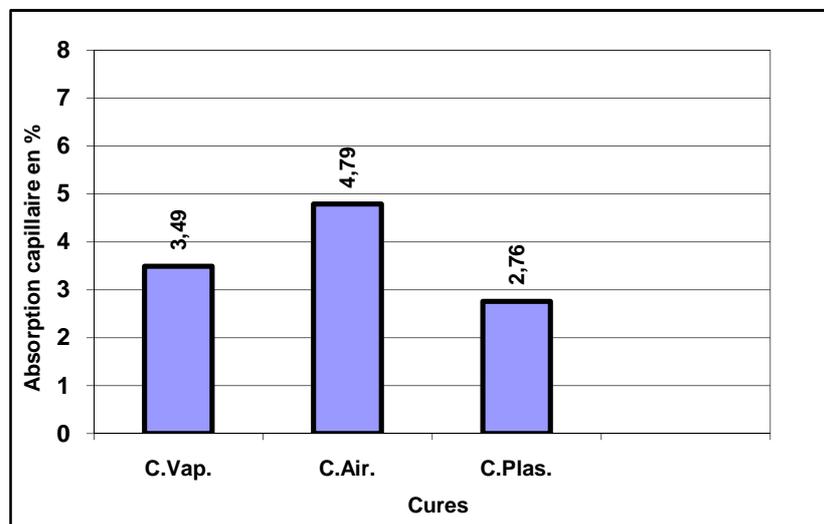
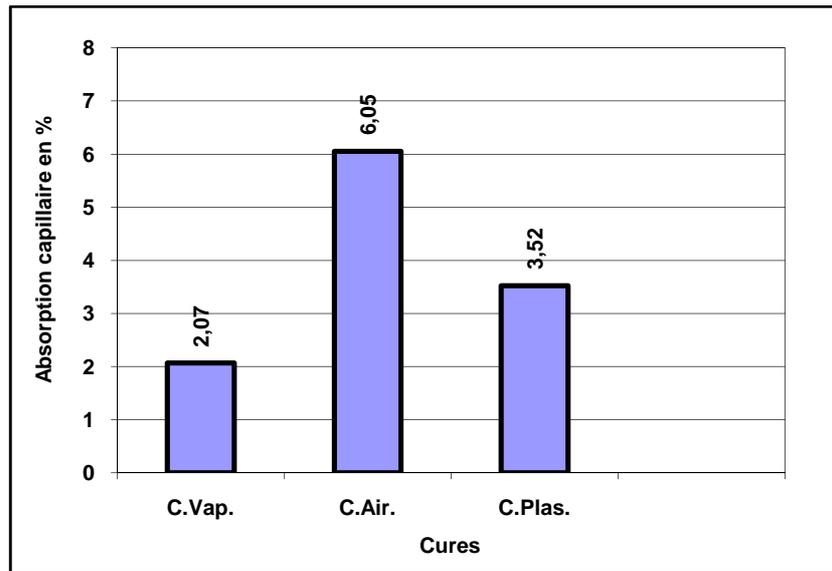


Figure 3.14 : Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CEM II/ B 42.5), E/C = 0.45 à 28 jours

### 3.3.1.6 Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier en (CEM I 42.5)

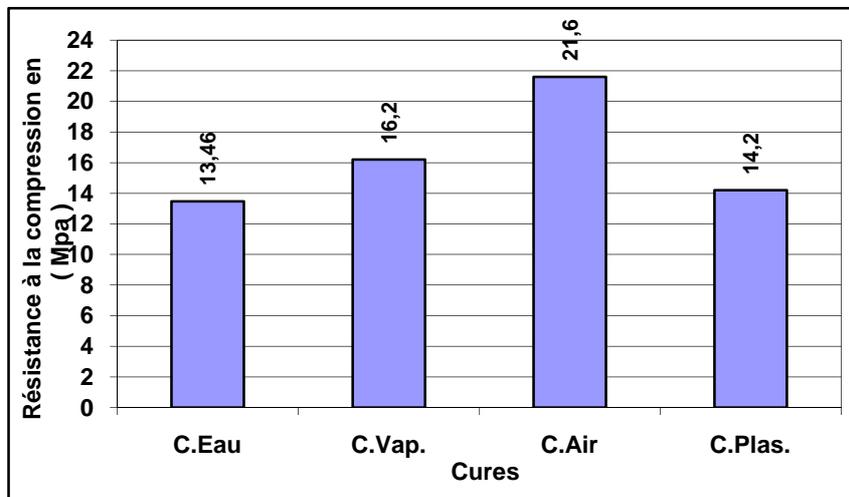
Les résultats de l'absorption capillaire à 28 jours pour 4 conservations (CEM I 42.5) sont présentés sur la figure 3.15.



**Figure 3.15 :** Evaluation de l'absorption capillaire pour mortier (CEM I 42.5, E/C = 0.45) à 28 jours

### 3.3.1.7 Résistance à la compression pour mortier en (CEM II/ B 42.5)

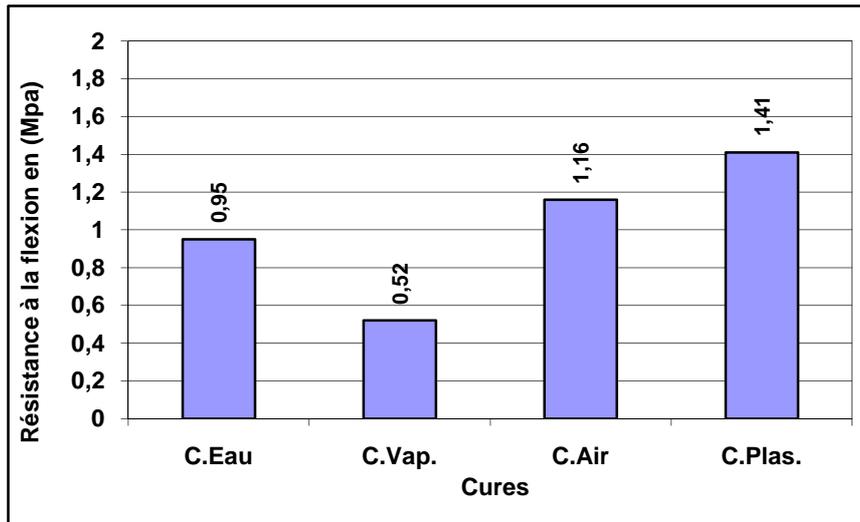
Les résultats de résistance à la compression à 28 jours pour 4 conservations (CEM II/ B 42.5) sont présentés sur la figure 3.16.



**Figure 3.16 :** Variation de la résistance à la compression pour  $(7 \times 7 \times 7) \text{ cm}^3$  pour différentes cures à 28j (CEM II/ B 42.5), E/C = 0.45

### 3.3.1.8 Résistance à la flexion pour mortier en CEM II/ B 42.5

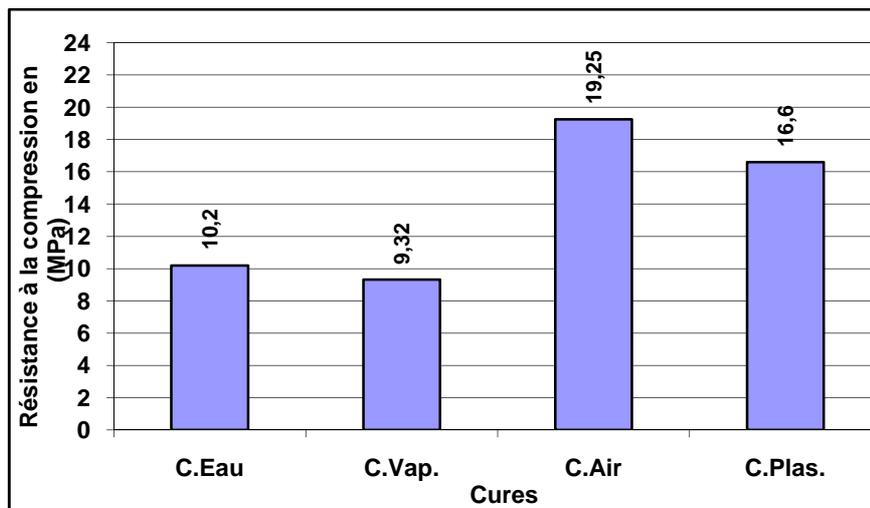
Les résultats de résistance à la flexion à 28 jours pour 4 conservations (CEM II/ B 42.5) sont présentés sur la figure 3.17.



**Figure 3.17 :** Variation de la résistance à la flexion pour  $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$  pour différentes cures à 28 jours - (CEM II/B 42.5),  $E/C = 0.45$

### 3.3.1.9 Résistance à la compression pour mortier en (CEM I 42.5)

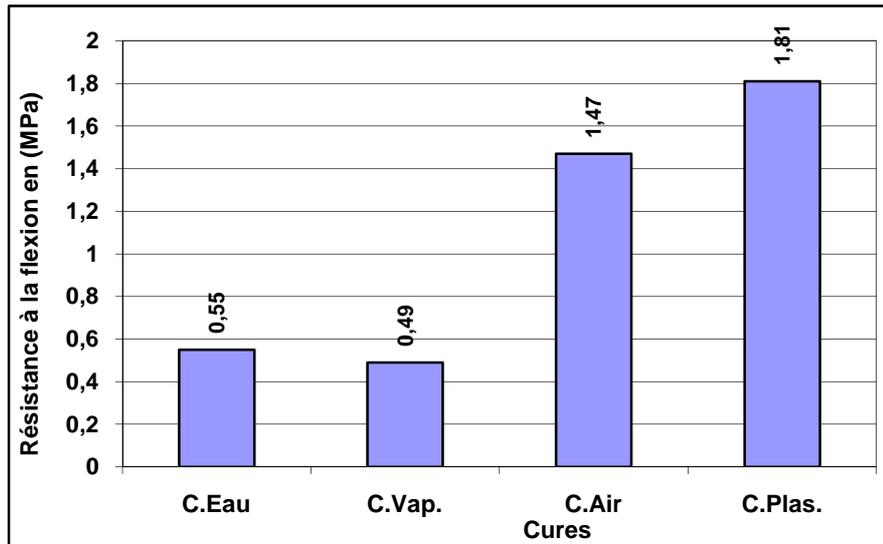
Les résultats de résistance à la compression à 28 jours pour 4 conservations (CEM I 42.5) sont présentés sur la figure 3.18.



**Figure 3.18 :** Variation de la résistance à la compression pour  $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$  pour différentes cures à 28 jours - (CEM I 42.5),  $E/C = 0.45$

### 3.3.1.10 Résistance à la flexion pour mortier en (CEM I 42.5)

Les résultats de résistance à la flexion à 28 jours pour 4 conservations (CEM I 42.5) sont présentés sur la figure 3.19.



**Figure 3.19 :** Variation de la résistance à la flexion pour  $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$  pour différentes cures à 28 jours - (CEM I 42.5),  $E/C = 0.45$

### 3.3.2 Interprétation des résultats :

#### 3.3.2.1 Retrait - gonflement et variation de masses des mortiers

- D'après les figures 3.10 et 3.12 on remarque que :

- Les éprouvettes conservées dans l'eau présentent un gonflement pour les deux types de ciments de l'ordre de 0.7 %, dû à l'absorption d'eau par le gel de ciment. Les molécules d'eau agissent contre les forces de cohésion et tendent à éloigner les particules du gel, créant ainsi une pression de gonflement.
- Les éprouvettes conservées dans le plastique gonflent dès le 1<sup>er</sup> jour de 90% pour le CEM II/ B 42.5 et présentent un gonflement moins important pour le CEM I 42.5. Puisque pour ces phénomènes le retrait endogène est négligeable, et il n'y a plus de chemins d'évaporation vers l'extérieur et le milieu reste humide.
- Les éprouvettes conservées dans l'enceinte d'étuvage présentent un retrait- gonflement-retrait durant les 28 jours pour le CEM II/ B 42.5 et retrait- gonflement pour le CEM I 42.5.

#### Pour le CEM II/ B 42.5:

- ✓ Le 1<sup>er</sup> jour, le contact température du mortier et celle de l'enceinte plus important et création de forces capillaires provoquent un retrait.
- ✓ Le 2<sup>ème</sup> jour, dès que les températures du mortier et de l'enceinte se stabilisent et vu l'humidité qui atteint 80 % à l'intérieur de l'enceinte, se présente un gonflement.
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> jour, création d'un retrait qui se stabilise à 1%, causé par l'effet de la température du milieu.

#### Pour le CEM I 42.5 :

- ✓ Le 1<sup>er</sup> jour, retrait causé par différence de températures entre mortier et milieu interne de l'enceinte.
- ✓ Au de-là du 1<sup>er</sup> jour, ce gonflement est dû à l'effet de l'humidité relative (80%) qui apporte de l'eau au mortier.

- ✓ Diminution - augmentation de masse pour le CEM II/ B 42.5 et augmentation pour le CEM I 42.5.

- Les éprouvettes conservées dans l'air présentent un retrait pour le CEM II/ B 42.5 causé par le départ d'eau vers l'extérieur vu l'influence des conditions ambiantes (H.R = 40%), vitesse du vent, température de l'air, température du béton), et retrait- gonflement - retrait pour le CEM I 42.5.

- Les figures 3.11 et 3.13 nous indiquent :

- Une augmentation de la masse pour les deux types de ciment de l'ordre de 6 % pour le CEM II/ B 42.5 et de 13 % pour le CEM I 42.5. Ce gain est plus grand que celui du volume, car l'eau qui pénètre occupe l'espace créé par la diminution de volume du système eau ciment due à l'hydratation.

- Une chute de masse pour le CEM II/ B 42.5 et le CEM I 42.5 de l'ordre de 3%.

### 3.3.2.2 Absorption capillaire des mortiers

Et d'après les figures 3.14 et 3.15 on remarque que :

- Les éprouvettes en CEM II/ B 42.5 conservées dans l'enceinte d'étuvage absorbent plus qu'en CEM I 42.5 : 3.47% et 2.30% respectivement.

- Les éprouvettes en CEM II/ B 42.5 conservées dans l'enceinte, le film plastique absorbent moins qu'en CEM I 42.5 : 2.74% et 3.38% respectivement.

- Les éprouvettes en CEM I 42.5 conservées dans l'air absorbent de l'eau de 5.22 % et 5.76 % respectivement (les bons mortiers ont une absorption bien inférieure à 10 %), si bien que le séchage à des températures voisines de 45°C peut retirer que les eaux adsorbées et des capillaires.

### 3.3.2.3 Essais destructifs sur mortier

D'après les figures 3.16, 3.17, 3.18 et 3.19, l'analyse des résultats obtenus montre que la résistance mécanique à la compression à 28 jours est :

- Maximale pour une conservation à l'air libre pour les 02 types ciments CEM II/ B 42.5 et CEM I 42.5 de l'ordre de 21.5 MPa et 19.5 MPa respectivement.

- Minimale pour une conservation dans l'eau dans le cas de CEM II/ B 42.5 et pour une conservation dans l'enceinte dans le cas de CRS de l'ordre de 13.5 MPa et 9.3 MPa respectivement.

Et que la résistance mécanique à la flexion à 28 jours est :

- Maximale pour une conservation dans le film plastique pour les 02 types ciments de l'ordre de 1.4 MPa et 1.8 MPa respectivement.

- Minimale pour une conservation dans l'enceinte pour les 02 types ciments de l'ordre de 0.5 MPa, voir figure 3.20.



**Figure 3.20** : éprouvettes de mortier ( $7 \times 7 \times 28$ )  $\text{cm}^3$  munis de plots mises dans l'enceinte d'étuvage à 28 jours

### 3.4. Conclusion du chapitre

Toutes les propriétés bénéfiques des éléments préfabriqués en mortier ou en béton, y compris la résistance et la durabilité sont renforcées grâce à des techniques de durcissement approprié. Malheureusement, l'étuvage des produits préfabriqués en béton est un des derniers et peut-être les plus négligés étapes du processus de fabrication, en particulier dans un environnement de production rapide.

Le durcissement par étuvage, en particulier dans les premières heures après le coulage du béton ou mortier, est l'un des facteurs les plus importants dans la fabrication de produits de meilleure qualité. Le béton préfabriqué bien durcis obtient à la fois une résistance importante au jeune âge et une résistance moyenne à long terme. Les produits préfabriqués bien durcis sont également moins perméable, plus durable et affichent une plus grande dureté de surface.

---

*CHAPITRE 4 :*  
*ETUDE DE LA DURABILITE*  
*DES BETONS*

---

## Etude de la durabilité des bétons

### 4.1 Introduction

Ce chapitre présente les principales caractéristiques de déformations à court et à moyen termes des bétons tout en évaluons la déformabilité des bétons. Ensuite, nous abordons l'étude de la durabilité de ces bétons qui traite trois aspects notamment sa résistance au gel dégel, l'évolution de la porosité, l'absorption capillaire et l'attaque par les acides.

### 4.2 Propriétés physiques

#### 4.2.1. Consistance du béton à l'état frais

Il est important de connaître les propriétés du béton à l'état frais avant prise et durcissement. Parmi ces propriétés, la consistance qui peut se définir comme la facilité de la mise en œuvre du béton. Le choix de l'essai de caractérisation de la consistance et de la classe de consistance visée est en fonction de sa facilité de mise en œuvre sur chantier et au laboratoire ainsi que sa fiabilité.

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams norme [NF P 18-451] est actuellement en usage dans le monde entier ; il fournit des mesures fiables, de variabilité restreinte. En fonction des affaissements obtenus, la classe de consistance des différents bétons est plastique

### 4.3 Déformabilité

Dans le but d'étudier l'influence de l'étuvage des différents bétons étuvés à la température optée pour que les résistances de ces bétons à 04 jours (01 jour d'étuvage et 03 jours de durcissement naturel) atteignent ceux de durcissement naturel à 28 jours sur la déformabilité du béton à 03 mois du durcissement, on a confectionné trois sortes de béton :

- ✓ Bétons étuvés à 45°C : 1 j d'étuvage +3 jours dans l'air : A50 et B50  
(CPA-3j et CPJ-3j)
- ✓ Bétons étuvés à 45°C : 1 j d'étuvage +3 mois dans l'air : A50 (3 mois) et B50 (3 mois) (CPA-3m et CPJ-3m)
- ✓ Bétons non étuvé durci naturellement après une cure de 28 jours : A50 (cure 28 j et 2 mois à l'air libre) et B50 (cure 28 j et 2 mois à l'air libre) (CPA-DA et CPJ-DA)

Chaque série comprend trois échantillons prismatiques de (10×10×40 cm). 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) (Figure 4.1).

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 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.

$P_I$  : charge de destructions correspondantes.

$\epsilon_{1el}$  : accroissement des déformations relatives élasto-instantanées longitudinales, des éprouvettes correspondant à la charge  $P_I = 0.3 P$

L'accroissement des déformations se détermine comme la moyenne arithmétique des indicateurs des quatre cotés du prisme  $\epsilon_{1el} = \Delta l_I / l_I$ : accroissement absolu des déformations longitudinales des éprouvettes correspondant à l'accroissement des contraintes.

$l_I$  : les bases fixes pour les mesures des déformations longitudinales des éprouvettes.



**Figure 4.1 :** *Etapas d'essai de déformabilité du béton.*

L'éprouvette est centrée sur les plateaux de la presse comme pour un essai de rupture en compression (Figure 4.1).

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 ( $t+\Delta t$ ) avec la contrainte relative.

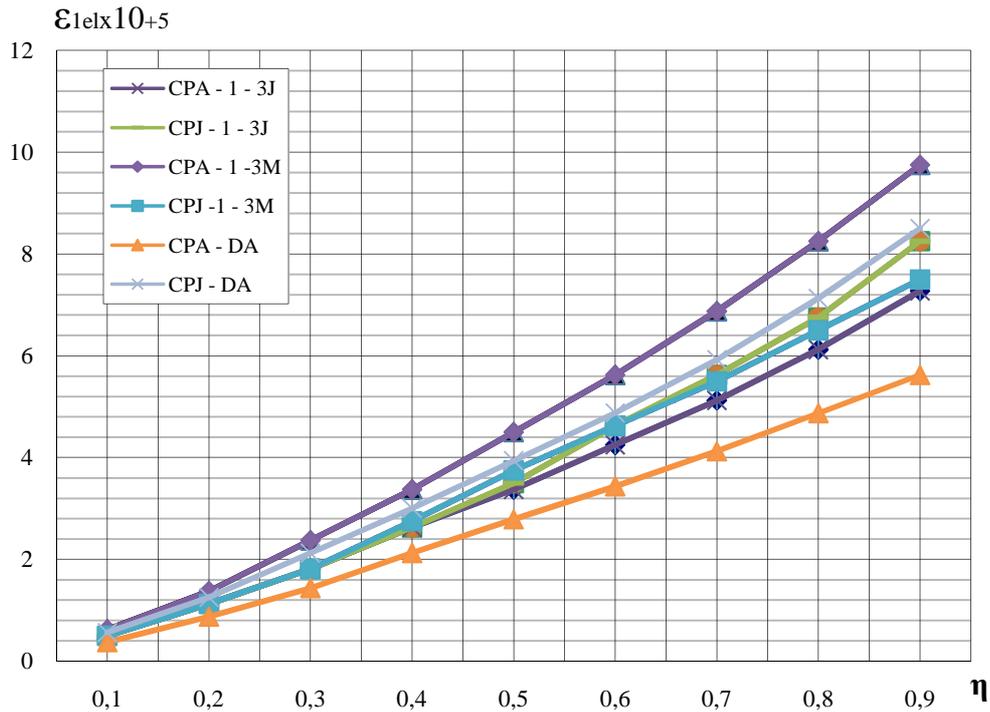
On détermine le module d'élasticité initial à la compression à partir de la formule:

$$E = \Sigma \Delta \sigma / \Sigma \Delta \epsilon$$

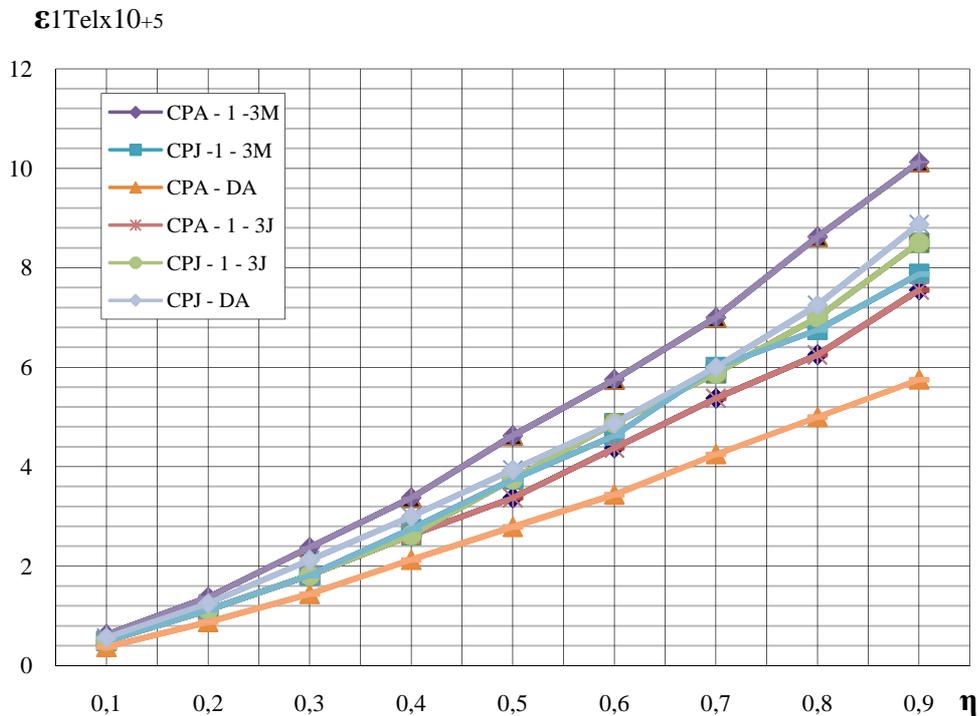
$\Sigma \Delta \sigma$  : la somme d'accroissement de la contrainte à chaque degré de 0.05 à 0.3  $P_c$ .

$\Sigma \Delta \epsilon$  : la somme d'accroissement de la déformation élasto-instantanées longitudinale relative à chaque degré de la même gamme.

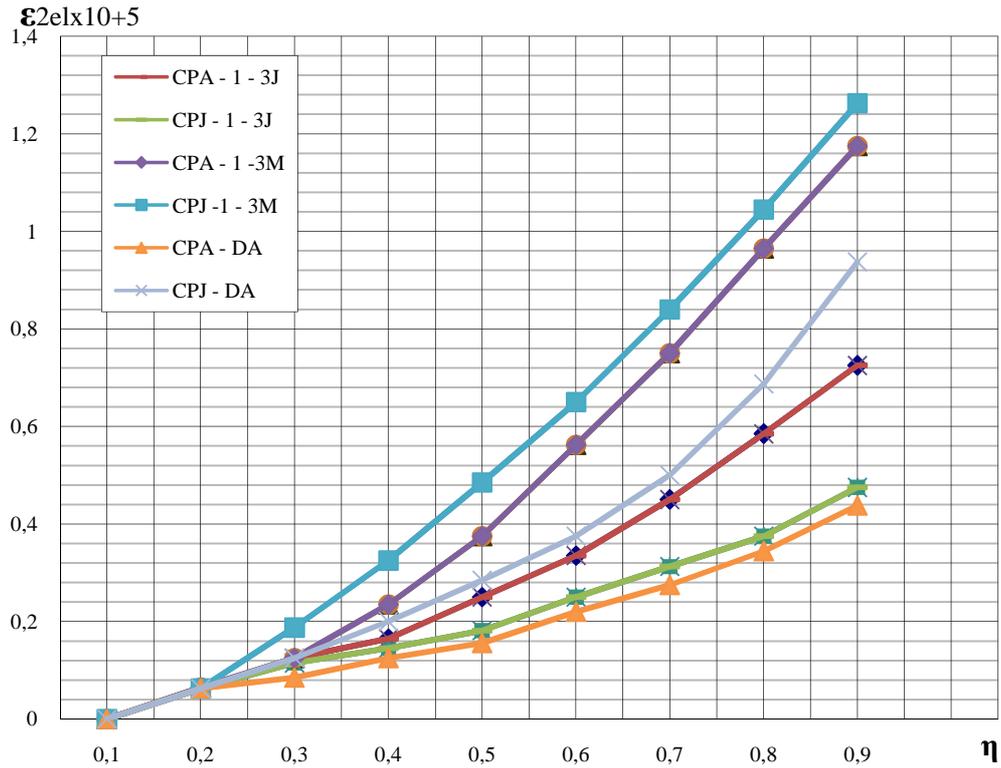
Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 et 4.7 ci-dessous :



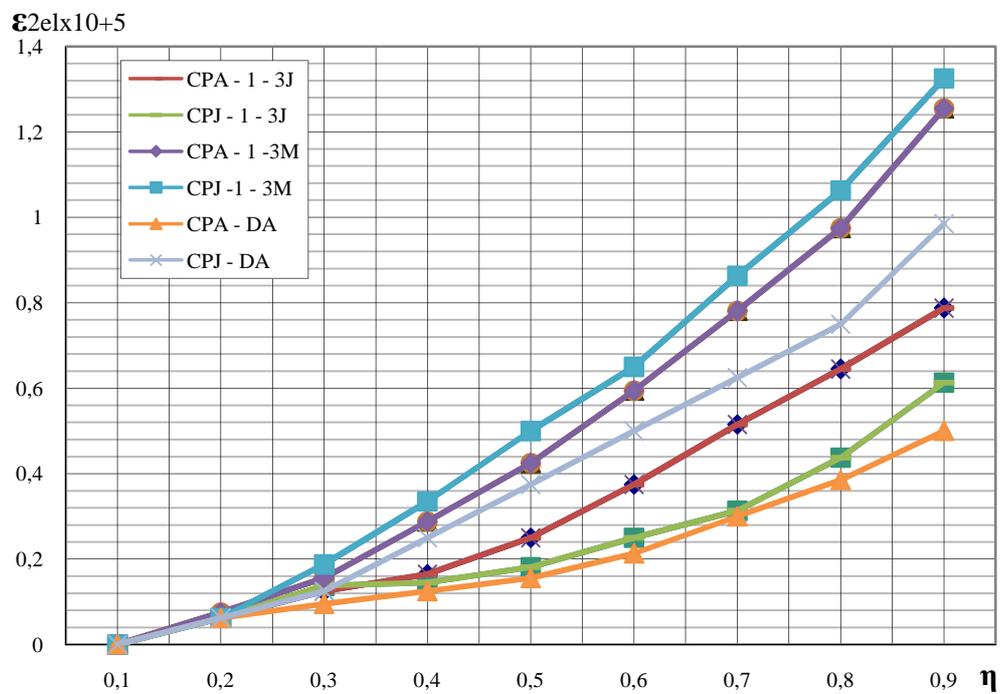
**Figure 4.2 :** Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton  $\epsilon_{1el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA-3J, CPJ-3J, CPA-3m, CPJ-3m, CPA- DA et CPJ-DA



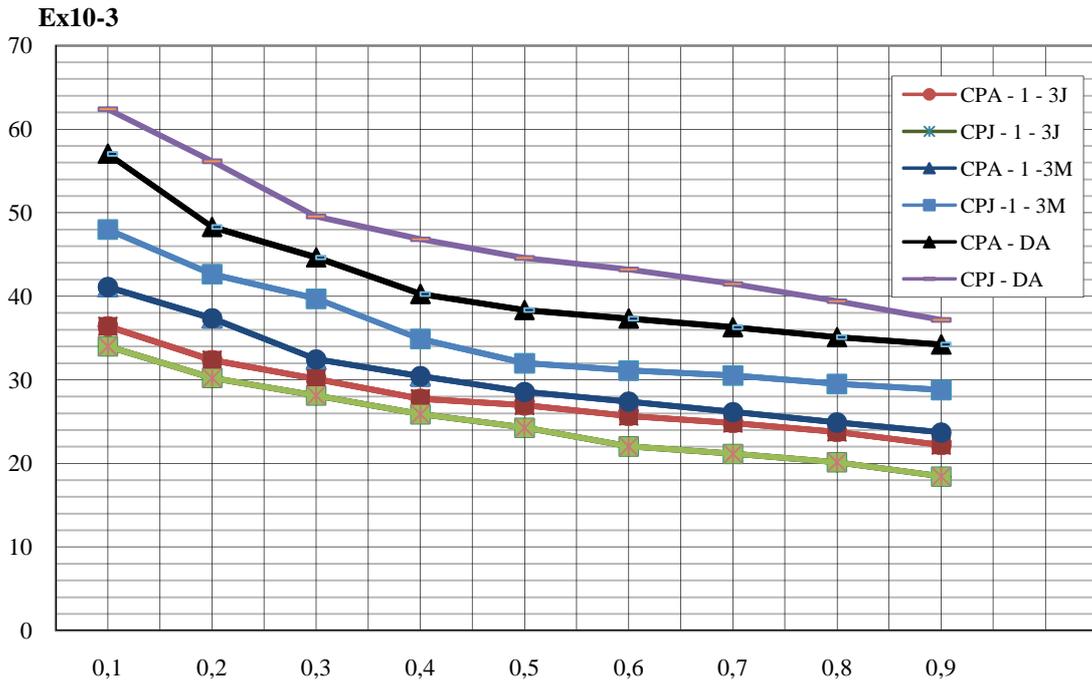
**Figure 4.3 :** Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton  $\epsilon_{1Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA-3J, CPJ-3J, CPA-3m, CPJ-3m, CPA- DA et CPJ-DA



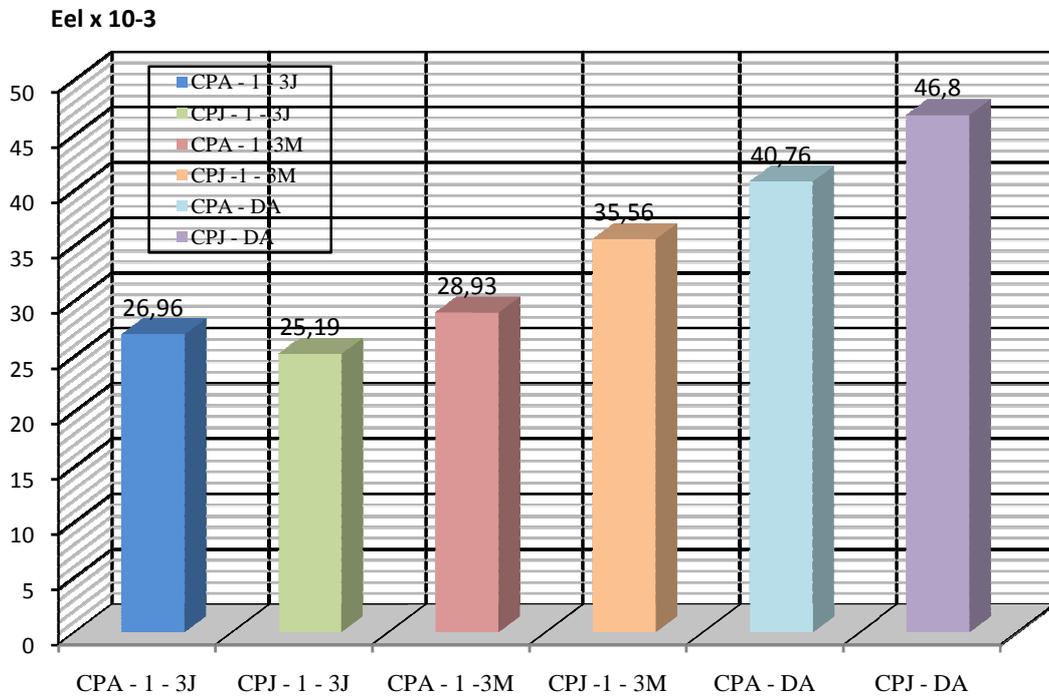
**Figure 4.4:** Déformation élasto-instantanées transversales du béton  $\epsilon_{2el}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA-3J, CPJ-3J, CPA-3M, CPJ-3M, CPA- DA et CPJ-DA



**Figure 4.5 :** Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton  $\epsilon_{2Tel}$  en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA-3J, CPJ-3J, CPA-3M, CPJ-3M, CPA- DA et CPJ-DA



**Figure 4.6 :** Module de déformabilité  $E$  du béton en fonction des contraintes relatives  $\eta$  pour les séries de prismes CPA-3J, CPJ-3J, CPA-3M, CPJ-3M, CPA-DA et CPJ-DA



**Figure 4.7 :** Module délasticité des bétons CPA-3J, CPJ-3J, CPA-3M, CPJ-3M, CPA-DA et CPJ-DA

### 4.3.1 Interprétation et discussion

Cette étude nous a permis de mettre en valeur l'effet de l'étuvage des bétons sur la déformation des bétons en compression et de préciser un certain nombre de points :

- La relation entre la valeur relative de la contrainte et les déformations élasto-instantanées des bétons revêt un caractère rectiligne dans l'intervalle  $\eta = 0.1 - 0.2$  (10 - 20% de la contrainte maximale), ce qui indique un comportement élastique linéaire.

D'après [Mehta 1986], les premières microfissures aux interfaces mortier/gravier apparaissent déjà pour 30% de la contrainte maximale. Les microfissures sont créées aléatoirement au sein des l'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. Ce qui est en accord avec [BASCOUL 1996], [HSU T.T.C 1963], [HARSH 1990], [MEZGHICHE 1996] et [SMADI 1989].

- La relation entre la valeur relative de la contrainte et les déformations élasto-instantanées des bétons est curviligne dans l'intervalle  $\eta = 0.2 - 0.9$  (20 - 90% de la contrainte maximale), ce qui signale le développement dans les bétons de déformations irréversibles, où le comportement devient non-linéaire.

D'après [Mehta 1986], Un réseau de microfissures se propage aux interfaces qui commencent à gagner le mortier déjà pour 70% de la contrainte maximale. Au fur et à mesure que le chargement se poursuit, ces microfissures rejoignent celles des interfaces pour former des microfissures connectées dans les bétons. Ce qui est en accord avec [BASCOUL 1996], [HSU T.T.C 1963] et [HARSH 1990].

Lorsqu'on approche la contrainte maximale, ces microfissures, parallèles à l'axe du chargement, finissent par s'organiser en une ou plusieurs microfissures, toujours orientées parallèlement à la direction de la sollicitation. Finalement, les fissures macroscopiques s'ouvrent et se propagent, conduisant à la rupture des bétons.

- D'après la figure 4.2 et 4.3, l'étuvage exerce une influence remarquable sur l'évolution des déformations élasto-instantanées longitudinales et relatives totales pour une sollicitation de courte durée. Les valeurs les plus basses de la déformation relative totale sont propres aux bétons à base de CPA (1- 3j), et les bétons à base de CPJ (3m) dont la macrostructure est très compacte, mais les bétons ordinaires de CPA CEM I bénéficiée d'une cure pendant 28 jours se déforme elasto- instantanément longitudinale le moins.

- D'après la figure 4.4 et 4.5, on remarque que les cinétiques de déformation elasto-instantanées totales transversales sont différentes entre les six bétons : le béton avec CPA-DA(3m) présente des déformations totales inférieures à long terme (3 mois) à celle des autres bétons mais les bétons de CPJ (1- 3j) et de CPA (1- 3j) se déforment moins que les bétons de CPJ (1- 3m) et de CPA (1- 3m), ce qui montre des tendances similaires aux déformations longitudinales.

- La figure 4.6 prouve que le module de déformabilité diminue avec l'augmentation de la contrainte relative: au fur et à mesure que la contrainte relative augmente, le module de

déformabilité du béton CPJ-DA (3m) reste supérieur à celui des bétons CPA-DA (3m), CPJ (1- 3m) et CPA (1- 3m). Mais le module d'élasticité des bétons de CPA (1- 3j) et de CPJ (1- 3j) sont les minimums.

- La figure 4.7 indique que le module d'élasticité augmente proportionnellement avec la résistance à la compression, mais il n'y a pas de consensus sur la forme exacte de cette relation. La seule chose certaine est que l'augmentation du module d'élasticité est plus progressive et plus lente que l'augmentation de la résistance à la compression, les bétons à base de CPA (1- 3j) présente un module d'élasticité supérieur au module des CPJ (1- 3j) quand aux bétons à base de CPA (1- 3m) présente un module d'élasticité inférieur au module des CPJ (1- 3j) puisque ces ciments CPJ à un effet bénéfique à moyen et long terme causé par la modification structurale avec le temps, le béton DA à base de CPJ à donné le module d'élasticité maximum suivi par le béton DA à base de CPA - CEMI 42.5.

#### 4.4 Etude de la résistance au gel/dégel

Dans cette étude d'indicateur de durabilité de gel dégel consiste à formuler une série de dosages en agents entraîneurs d'air incorporés à l'intérieur des mélanges de béton étuvés et non étuvés lors du malaxage dans le but de développer une formulation assurant au béton une meilleure durabilité avec le temps et de le protéger notamment aux cycles de gels répétés.

##### 4.4.1 Procédure expérimentale

On utilise pour cet essais le ciment CPA-CEMI 42.5, un rapport d'eau/ciment égale à 0.5 et avec des dosages en agent entraîneur d'air déterminés par rapport aux poids du ciment : 0.01, 0.05, 0.10, 0.075 et 0.15 %.

##### 4.4.1.1 Confection et cure des éprouvettes

La confection des éprouvettes est faite conformément aux normes [NF P 18-404 et 405](#). La conservation des éprouvettes couvertes par du plastique au laboratoire ( $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$  et  $\text{HR} = 60 \pm 2\%$ ) pendant 24h ensuite, après démoulage on a traité 12 éprouvettes :

✓ 06 éprouvettes non étuvées :

03 éprouvettes témoins ( $20 \pm 2^\circ\text{C}$ )

03 durcis à l'air pendant 07j et immergées dans l'eau ( $15-20^\circ\text{C}$ ) 96h et soumis au gel dégel)

✓ 06 éprouvettes étuvées :

03 éprouvettes témoins ( $20 \pm 1^\circ\text{C}$ ) et

03 durcis à l'air pendant 07j et mises en eau ( $15-20^\circ\text{C}$ ) 96h et soumis au gel dégel).

Voir ([tableaux en 2.2 annexe](#))

Les cycles de l'essai gel dégel :

- 1 cycle par jour : 4h gel + 20h dégel, pour 50 cycles soit : 50 jours ;
- 2 cycles par jour : 4h gel + 8h dégel, pour 50 cycles soit : 25 jours ;
- 3 cycles par jour : 4h gel + 4h dégel pour, 50 cycles soit : 17 jours.

Afin d'évaluer l'effet du gel dégel dans les bétons étudiés, on a jugé important d'effectuer l'essai à la compression à 28 jours et 3 cycles par jour.

#### 4.4.2 Résultat et discussions

Les résultats de l'effet du gel dégel sans adjuvant entraîneur d'air (AEA) dans le béton sont représentés sur la Figure 4.8. On constate d'une façon générale une croissance de résistance à la compression du béton durci et étuvé qui est due à la teneur en ciment, mais est également influencée par la courbe granulométrique et le type de sables et gravillons choisis et l'étuvage.

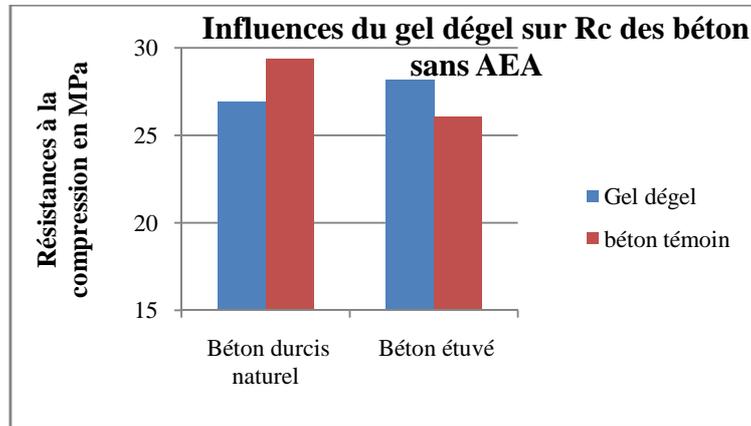


Figure 4.8 : Influence des cycles gel dégel sur la résistance des bétons

Les résultats de l'optimisation du dosage entraîneur d'air dans le béton sont représentés sur la Figure 4.9, on constate d'une façon générale une chute de résistance à la compression en fonction du dosage de l'agent entraîneur d'air, On note qu'au delà du dosage 0,0785 de l'agent entraîneur d'air, on remarque une chute de résistance importante qui dépasse le taux de 25% et pour cette raison, on a adopté la valeur de 0.08% comme un dosage optimal.

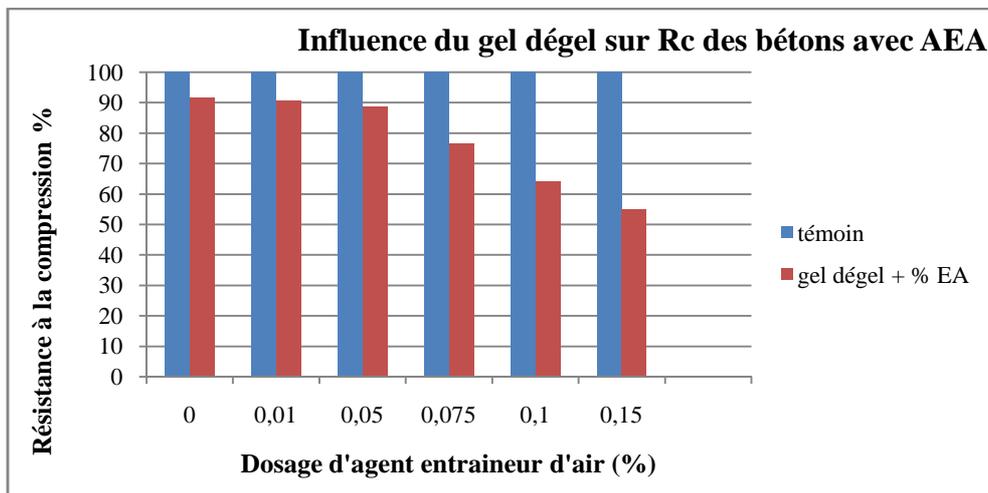


Figure 4.9 : Influence du dosage de l'AEA sur Rc à l'âge de 28 j pour E/C= 0.5

## 4.5 Porosité volumique du béton à l'état durci

### 4.5.1 Introduction :

La porosimétrie par intrusion de mercure est utilisée couramment pour déterminer la porosité des matériaux cimentaires [CHEYREZY 1995] [GUINEA 2002] [MATTE 1999]. Cependant, [Gallé 2001] indique que la porosimétrie à l'eau peut être une méthode plus réaliste que la porosimétrie par intrusion de mercure. La porosité accessible à l'eau est un paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. C'est en effet un indicateur de la qualité du matériau. Elle est calculée grâce à la différence de masse entre un échantillon à l'état sec et ce même échantillon à l'état saturé.

En effet, la porosimétrie à l'eau prend en compte la microporosité capillaire (c-à-d. les pores dont le diamètre moyen est compris entre 0,8 et 2  $\mu\text{m}$ ) ainsi que la porosité des C-S-H (volume interfoliaire) car l'eau peut pénétrer dans des espaces d'une taille de 0.5  $\mu\text{m}$ . A partir du volume de l'éprouvette, on peut alors calculer sa porosité volumique représentant le rapport de son volume poreux à son volume total. La méthode de caractérisation la plus utilisée est sans doute la mesure de la porosité accessible à l'eau et de la masse volumique apparente par pesée hydrostatique. Cette méthode fait désormais l'objet d'un mode opératoire [AFPC-AFREM 1997] qui assure de ce fait une pratique homogène de cet essai et qui autorise un traitement comparatif des résultats, quel que soit le laboratoire où ils ont été obtenus.

Cette mesure simple, praticable sur une large variété de pâtes de ciment, mortiers ou bétons doit être considérée comme la base de toute caractérisation microstructurale ou d'évaluation des propriétés de durabilité d'un matériau.

Elle fournit un résultat global (porosité "totale"), qui est bien corrélé avec la résistance à la compression : quand la porosité diminue (du fait de diminution du rapport E/C, de l'ajout d'ultrafines,...), la résistance augmente [DE LARRARD F. 2000].

Pour déterminer la porosité et la capacité d'absorption d'eau des éprouvettes de béton (témoins et étuvées) à l'âge de 28 jours, on a pesé les éprouvettes après séchage et élimination totale de l'humidité (séchage dans l'étuve à 105 °C) et ensuite immersion dans l'eau jusqu'à saturation. La porosité (P) a été déterminée à l'aide de la formule suivante:

$$P = (M_{\text{sat}} - M_{\text{sec}}) / V_t \cdot 100\%$$

La capacité d'absorption d'eau (CAE) a été calculée par :  $CAE = P = (M_{\text{sat}} - M_{\text{sec}}) / M_{\text{sec}} \cdot 100\%$

$M_{\text{sat}}$  : masse de l'éprouvette saturée d'eau ;

$M_{\text{sec}}$  : masse de l'éprouvette sèche.

$V_t$  : volume total de l'éprouvette (10×10×10)  $\text{cm}^3$

Sur une base expérimentale, soit par la pesée hydrostatique d'une éprouvette saturée, on détermine alors le volume total de l'éprouvette (fraction poreuse et solide) et on calcule ainsi sa porosité volumique P à partir de la relation suivante:

$$P (\%) = (M_{\text{air}} - M_{\text{sèche}}) / (M_{\text{air}} - M_{\text{eau}}) \times 100 \%, \quad \text{Avec :}$$

P : porosité volumique établie expérimentalement par pesée hydrostatique, excluant le volume d'air piégé et/ou entraîné (%).

$M_{air}$  : masse de l'éprouvette saturée, superficiellement sèche, pesée dans l'air (g).

$M_{sèche}$  : masse sèche de l'éprouvette (g).

$M_{eau}$  : masse de l'éprouvette saturée, superficiellement sèche, pesée dans l'eau et déterminée par pesée hydrostatique (g).

La masse volumique apparente sèche est calculée par la relation suivante :

$$\rho_d = M_{sec}/V_{app} = (M_{sec} \cdot \rho_{eau}) / (M_{air} - M_{eau})$$

La procédure d'évaluation de la porosité est la suivante: les éprouvettes sont séchées dans une étuve à 105°C pendant 24 heures, puis immergées dans l'eau pendant 48 heures, l'échantillon est mis ensuite dans un bain d'eau bouillante pendant 5 heures, les éprouvettes sont retirées pour être pesées à l'air et à l'eau (pesée hydrostatique) (Figure 4.10). Les essais ont été faits au laboratoire de génie civil de (Biskra)



**Figure 4.10 :** Principe de la porosité accessible à l'eau par pesée hydrostatique  
(Laboratoire de GC de Biskra)

#### 4.5.2 Procédure expérimentale :

La méthode utilisée dans ce test est celle établie par [ASTM désignation C 624] [AFREM 1997] et [BENCHEIK 2003]. La porosité est estimée aux bétons :

- ✓ - Bétons étuvés d'un jour + 03 jours à l'air libre : (A40, A50, A60) étuvés et (B40, B50, B60) étuvés,
- ✓ - Bétons étuvés d'un jour + 28 jours à l'air libre : A50 (28 jours) et B50 et (28 jours),
- ✓ - Bétons non étuvés durcis 28 jours de durcissement à l'air libre : (A40, A50, A60) non étuvés (28 jours) et (B40, B50, B60) non étuvés (28 jours),
- ✓ - Bétons non étuvés durcis 2×28 jours de durcissement à l'air libre : (A40, A50, A60) non étuvés (56 jours) et (B40, B50, B60) non étuvés (56 jours),  
(T=20 ±2°C et HR= 45±10%). Les éprouvettes sont cubiques de (10×10×10) cm<sup>3</sup>, voir (Figure 4.11) ci après.



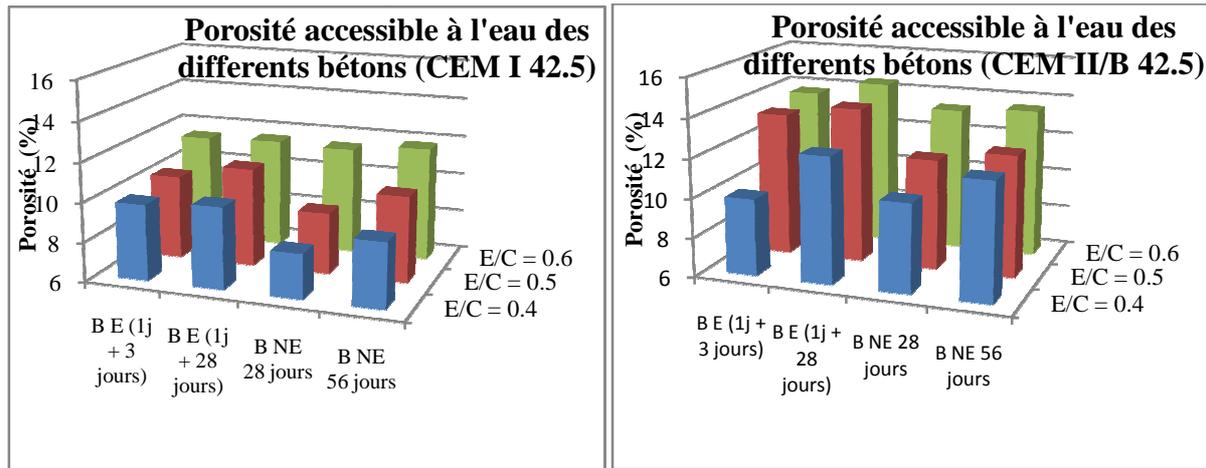
**Figure 4.11 :** Eprouvettes de bétons de différents types de conservation destinées à l'essai de la porosité par pesées hydrostatique

Les résultats caractérisant les bétons d'étude sur des critères de porosité volumique obtenus sont représentés sur le tableau 4.1 et la figure 4.12.

**Tableau 4.1 :** porosité volumique de différents types de béton étudiés

Béton étuvé									
CPA-CEM I 42.5					CPJ-CEM II / B 42.5				
N°	E/C	Durcissement	MVap. (g/cm <sup>3</sup> )	Porosité (%)	N°	E/C	Durcissement	MVap. (g/cm <sup>3</sup> )	Porosité (%)
1	0.4	1+3j	2.40	9.84	1	0.4	1+3j	2.32	9.90
2		1+28j	2.37	10.10	2		1+28j	2.28	12.41
3	0.5	1+3j	2.35	10.24	3	0.5	1+3j	2.29	13.31
4		1+28j	2.34	10.98	4		1+28j	2.29	13.98
5	0.6	1+3j	2.33	11.42	5	0.6	1+3j	2.28	13.71
6		1+28j	2.33	11.54	6		1+28j	2.27	14.44

Béton non étuvé									
1	0.4	28j	2.38	8.25	1	0.4	28j	2.34	10.50
2		56j	2.38	9.25	2		56j	2.32	11.96
3	0.5	28j	2.37	9.10	3	0.5	28j	2.32	11.6
4		56j	2.37	10.34	4		56j	2.32	12.19
5	0.6	28j	2.34	11.43	5	0.6	28j	2.29	13.31
6		56j	2.36	11.78	6		56j	2.30	13.56



**Figure 4.12 :** Porosité accessible à l'eau des différents bétons en fonction du temps

### 4.5.3 Interprétation et discussion

#### 4.5.3.1 Variation de la porosité en fonction du temps, du type de ciment et du rapport eau/ciment

La porosité du matériau est le premier indicateur de la durabilité, car la porosité est le siège des agressions extérieures: plus le matériau est poreux, plus la pénétration d'agents est facilitée, et donc plus sa durabilité est limitée.

Les porosités accessibles à l'eau des différents bétons étudiés (Figure 4.12) sont issues de mesures effectuées sur des disques 10×10 cm à différents âges. L'effet du mode de conservation des échantillons de béton sur leurs porosités accessibles à l'eau apparaît clairement sur ces résultats. La porosité accessible à l'eau des bétons sains nous indique une augmentation avec le rapport E/C, de même qu'avec l'utilisation du CEM II par rapport au CEM I. Pour un E/C plus faible, la porosité capillaire est en fait constituée d'un réseau de pores plus fins et plus discontinus [Rahman 1989].

La maturation sous eau favorise l'hydratation, notamment à la peau des échantillons, ce qui augmente progressivement leurs porosités. Dans le cas de la conservation « non étuvé à l'air », la peau est rapidement séchée, ce qui ralentit l'hydratation et mène à de fortes porosités [Baron et al. 1996], [Patel et al. 1988], [Powers 1947], [Price 1951] et [Ewertson, 1993]. Comme ces dernières sont plus élevées près de la surface qu'au cœur, les mesures réalisées ne représentent que des valeurs moyennes.

D'après la figure 4.12, les résultats montrent que les porosités des bétons BNE (28 jours) à base de CEM I 42.5 pour les différents E/C sont inférieures à celle des autres bétons suivis par le béton prolongé de durcissement à 56 jours, ce qui explique l'effet de la meilleure hydratation entre les composants du ciment. Ce qui est en accord avec [BUIL 1992], [CRUMPTON 1974], [HOOTON 1993], [PERRATON 1988] et [WANG 2010] et le béton étuvé (1- 3j) à présenté une porosité de 2.65 % moins de celle du béton (1-28j) (E/C = 0.4). De même pour le béton à base de CEM II, le béton (1- 3j) est moins poreux que le béton (1-28j) par 34.4 % (E/C = 0.4)

Les bétons améliorent leur porosité à long terme, ce qui confirme la continuation des réactions d'hydratation, conduisant ainsi au développement de la structure interne par la

production de nouveaux produits d'hydratation qui précipitent pour fermer les pores déjà existant dans la structure, en faisant diminuer le nombre de gros pores et augmenter celui des petits pores.

#### 4.5.3.2 Variation de la résistance à la compression en fonction de la porosité volumique

Les résistances en compression des bétons sont inversement proportionnelles à la porosité volumique. Ce qui est en accord avec [BESSA 2004], [DE LARRARD F 2000], [Rahman 1989], [HARPER 2000], [LEWIS 1997], [MURPHY 2002], [MEHTA 1986] et [PLASSAIS 2003].

### 4.6 Absorption d'eau

#### 4.6.1 Introduction

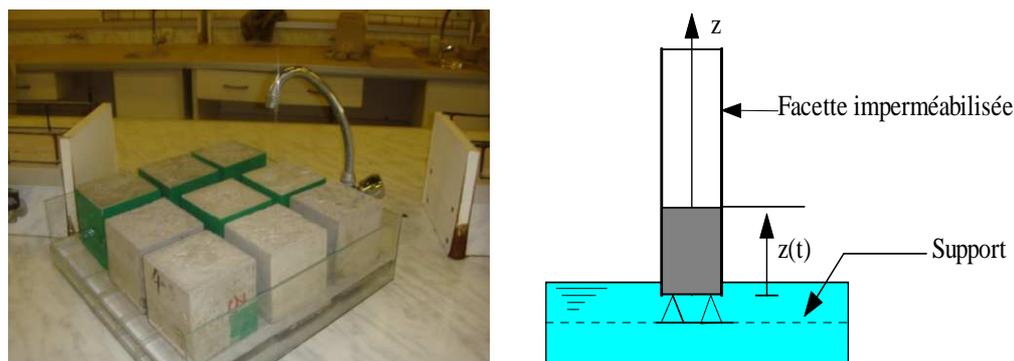
La série expérimentale qui va suivre, réalisée selon la recommandation [AFPC 1997], va mettre en évidence l'évolution de l'absorption d'eau sur les mêmes mélanges. L'absorption d'eau dans un milieu poreux est induite par le phénomène d'absorption capillaire au travers de la macroporosité ouverte, porosité dite « capillaire ».

##### 4.6.1.1 La détermination du coefficient d'absorption d'eau initiale

Dans le but d'étudier l'absorption d'eau des bétons à différents traitements, Nous avons adopté un essai généralement appliqué à des terres cuites et des pierres calcaires NF P10-502 [AFNOR 1990]. Chaque série comprend trois échantillons cubiques de  $(10 \times 10 \times 10)$  cm<sup>3</sup>. Une face d'about de l'échantillon est placée au contact d'une nappe d'eau à 1 cm de profondeur et la quantité d'eau absorbée est évaluée en mesurant la variation de masse de l'échantillon (figure 4.13).

La seule précaution à prendre consiste à éliminer la pellicule d'eau retenue à la face inférieure de l'échantillon, avant chaque pesée, à l'aide d'un papier absorbant (couche de paraffine étanche) [Castel et al., 2001]. La quantité d'eau absorbée au bout d'une heure par unité de surface est retenue comme grandeur représentative [Hall 1989], [Schonlin et al. 1989], [Parrott 1993], [Balayssac et al., 1993], [Lucija et al, 2010] et [Rabehi et al. 2012] de volume des plus gros capillaires présents dans la zone de peau, ces capillaires étant les plus efficaces.

Les faces latérales sont imperméabilisées à l'aide d'un film plastique (un ruban plastique adhésive) qui force l'eau à adopter un cheminement uniaxial et éviter l'évaporation par ces mêmes faces. La masse d'eau absorbée est déterminée par des pesées successives des éprouvettes. Les essais sont réalisés dans les conditions de laboratoire ( $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$  et  $\text{HR} = 45 \pm 10\%$ ) [Mezghiche 2005].



**Figure 4.13** : Dispositif expérimental de l'essai d'absorption capillaire de différents bétons [AFNOR 1990]

#### 4.6.2 Méthodologie expérimentale

Les compositions de béton à base de CEM I 42.5 et de CEM II/B 42.5 avec rapports eau/ciment : 0.4, 0.5, et 0.6.

Types de traitements :

- ✓ Bétons étuvés à 45 °C et durci 3 jours à l'air libre : (A40, A50, A60) étuvés et (B40, B50, B60) étuvés,
- ✓ Bétons non étuvés durci à l'air libre (28 jours) (H.R. = 45% ± 10%) : (A40, A50, A60) non étuvés (28 jours) et (B40, B50, B60) non étuvés (28 jours),
- ✓ Bétons durci à l'eau : (A40, A50, A60) et (B40, B50, B60), durcis à l'eau, (la cure humide correspond à une conservation des éprouvettes à 20°C ± 2°C et une humidité relative H.R. > 90%). (voir Figure 4.13)

Les essais ont des durées de plus d'une (01) heure. La fréquence de mesures est plus élevée pendant la première heure où l'absorption d'eau est la plus importante.

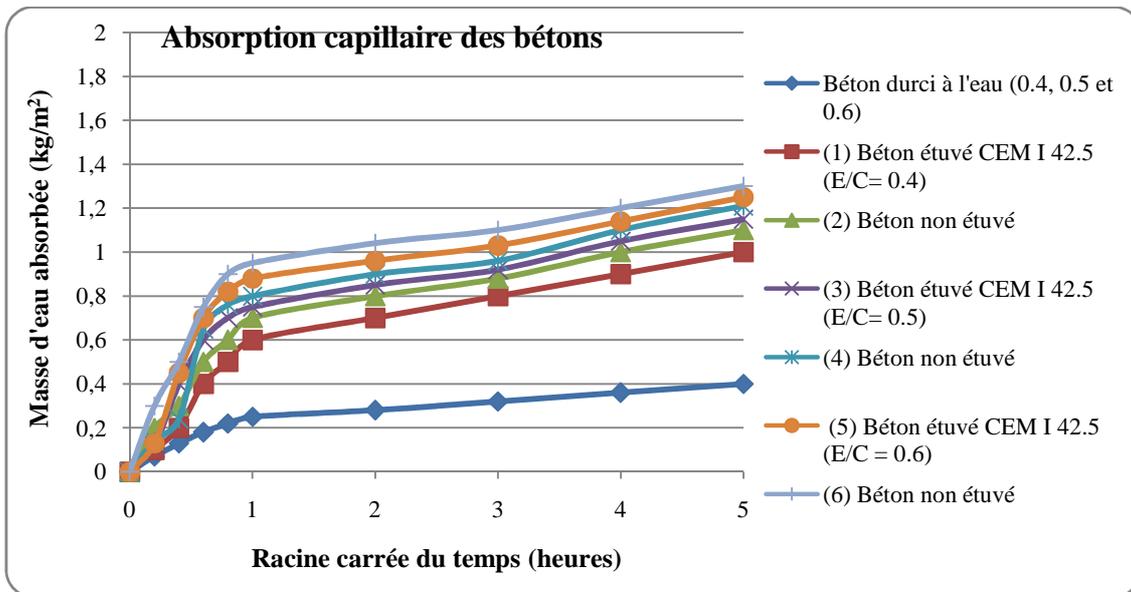
Le coefficient d'absorption d'eau initial paraît être un bon indicateur de la durabilité du béton, puisqu'il caractérise les plus gros capillaires selon [Parrott 1993], [Balayssac et al. 1993], [Lucija 2010] et [Rabehi et al. 2012]. Ce coefficient d'absorption d'eau initial après un temps de succion de une heure sera noté  $A_{bi}$  ( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-1/2}$ ). La cinétique d'absorption d'eau est illustrée par les variations de quantité d'eau absorbée et de la racine carrée du temps sur les figures 4.14 et 4.15 pour les différents types de bétons.

La description par un polynôme semble plus facile à interpréter. La pente de la dérivée de la courbe selon l'équation qui donne directement la valeur de l'absorptivité des bétons.

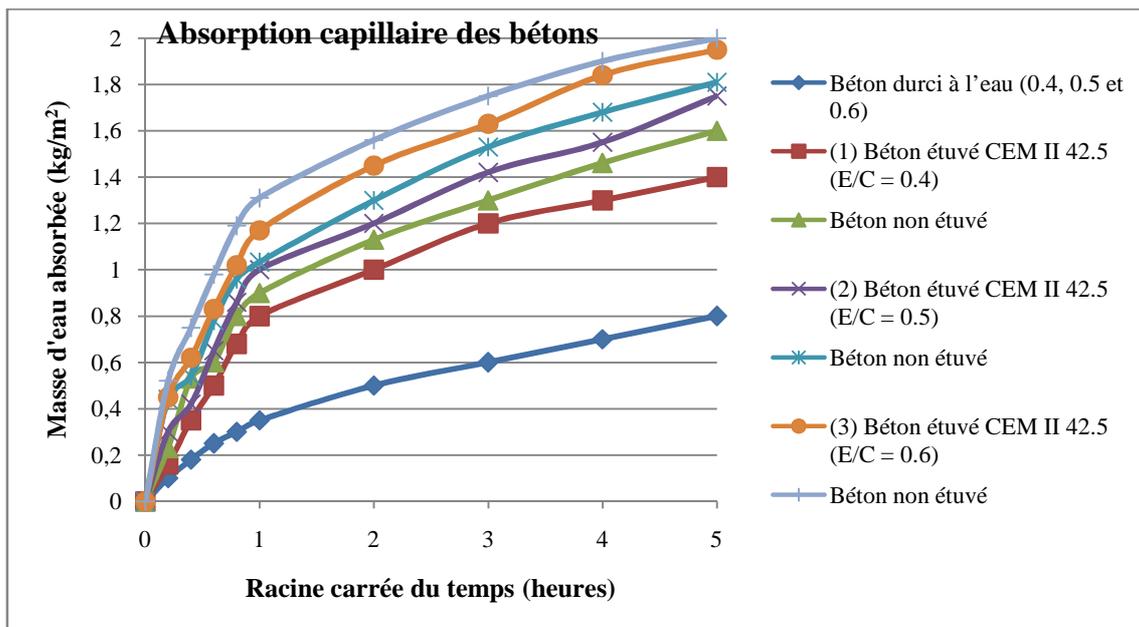
Les coefficients d'absorption d'eaux initiales obtenues pour la totalité des échantillons sont calculés par la masse d'eau absorbée par unité de surface en ( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-1/2}$ ) et résumés dans le tableau 4.2 et présentés aux figures 4.14 et 4.15.

**Tableau 4.2 :** Coefficients d'absorption d'eaux initiales  $A_{bi}$  obtenues pour la totalité des échantillons.

Bétons	Bétons étuvés	Bétons non étuvés	Béton durci à l'eau
A40	0.76	0.94	0.32
A50	0.87	1.06	0.37
A60	1.09	1.31	0.54
B40	0.85	1.02	0.45
B50	0.95	1.15	0.52
B60	1.22	1.42	0.72



**Figure 4.14 :** Cinétique d'absorption d'eau par le béton à base de CEM I 42.5 ayant subi 3 types de traitement description des données expérimentales par la figure 4.13



**Figure 4.15** - Cinétique d'absorption d'eau par le béton à base de CEM II 42.5 ayant subi 3 types de traitement description des données expérimentales par la figure 4.13

Les figures 4.14 et 4.15 représentent l'absorption initiale des différents bétons en fonction de leur rapport E/C et l'effet de l'étuvage. Comme cela a été dit précédemment, elle traduit le volume des plus gros capillaires. Il est donc évident que les bétons non étuvés, sont plus absorbables à l'eau que pour les bétons étuvés.

L'absorptivité est représentative d'une fraction (choisie conventionnellement) du volume des capillaires les plus fins [Lucija 2010]. Dans notre cas, ce sont les capillaires ayant été imprégnés entre 1 heure et 24 heures.

L'absorptivité des bétons à base de ciment CEM I 42.5 est moins importante que celle du béton base de CEM II/ B 42.5.

On peut donc voir que le rapport E/C influence également le volume de capillaires fins.

L'essai d'absorption d'eau par capillarité est simple à réaliser avec une bonne reproductibilité des résultats. De plus, il est suffisamment sensible pour étudier l'influence des facteurs principaux intervenant dans le processus: Composition, âge et durcissement par étuvage.

L'essai permet également l'approche de certaines grandeurs représentatives de la structure poreuse des bétons, telles que la dimension des gros capillaires et le volume des capillaires fins. Il s'avère être un outil pratique de caractérisation du comportement hydrique des bétons. Il permet donc de comparer les bétons étuvés pour la préfabrication avec les bétons naturels vis-à-vis de leur durabilité.

D'une manière générale, le processus d'absorption d'eau d'un béton étuvé est similaire à celui d'un béton durci naturellement à l'air libre et obéit aux mêmes lois.

L'étude de l'influence des paramètres de composition a mis en évidence l'importance primordiale du rapport E/C et l'étuvage joue également un rôle, mais sensiblement moins important.

L'étude de l'absorption capillaire a donc mis en évidence que la substitution des bétons étuvés par des bétons engendrait des différences importantes dans les propriétés hydriques des

bétons, avec toutes ses conséquences en termes de durabilité. Malgré tout, selon les valeurs proposées dans la littérature : [Parrott 1992] et [Lucija 2010] et établies pour des bétons classiques, les bétons étuvés peuvent être qualifié de bonne qualité.

#### 4.6.2.1 Influence du type de durcissement, du rapport E/C et du type de ciment

La figure 4.16 rassemble les résultats de la cinétique d'absorption exprimée en terme de masse d'eau absorbée par unité de surface en fonction de la racine carrée du temps des différents types de bétons. Ces résultats mettent en évidence que l'absorption initiale (pendant 1 heure) est une fonction croissante du rapport E/C. Autrement dit, plus le rapport eau/ciment augmente, plus le taux d'absorption initiale augmente. A titre d'exemple la diminution du rapport E/C de 0.6 à 0.5 pour un béton ordinaire étuvé à base du ciment CEM I 42.5 diminue le taux d'absorption d'eau d'environ 22.50 %. Cette diminution est de l'ordre de 11.50 % en diminue le rapport E/C de 0.5 à 0.4. Une diminution de l'ordre de 17.7 % d'un béton A500 (non étuvé) à un béton A50 (étuvé). De plus, on remarque clairement une diminution de taux d'absorption pour le béton A40 étuvé du CEMI au CEM II/B de l'ordre de 10.84 %. Ceci signifie que La qualité du béton est la première condition d'une bonne durabilité, l'important pour la qualité d'un béton n'est pas la quantité de ciment en soi, mais plutôt la quantité d'hydrates.

Ces résultats permettent de mettre en évidence l'effet bénéfique de la l'étuvage sur l'atténuation de l'absorption d'eau. En effet a pour effet de progresser les réactions d'hydratation qui conduisant au colmatage des pores capillaires existants [J.P. Balayssac et al., 1998].

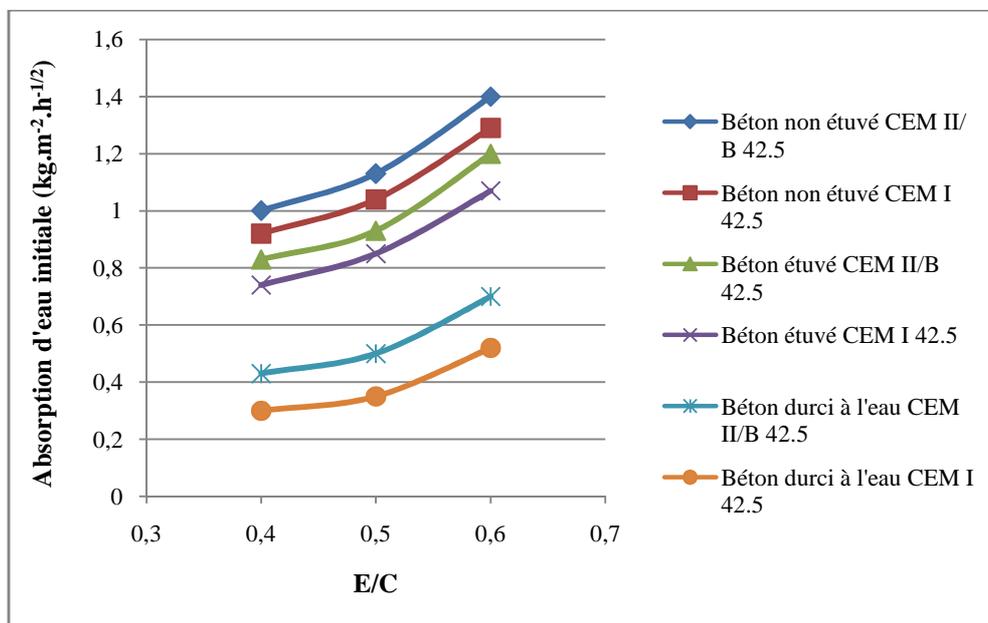


Figure 4.16 : Effet du rapport E/C et type du ciment sur l'absorption initiale des bétons pour les différents types de durcissement

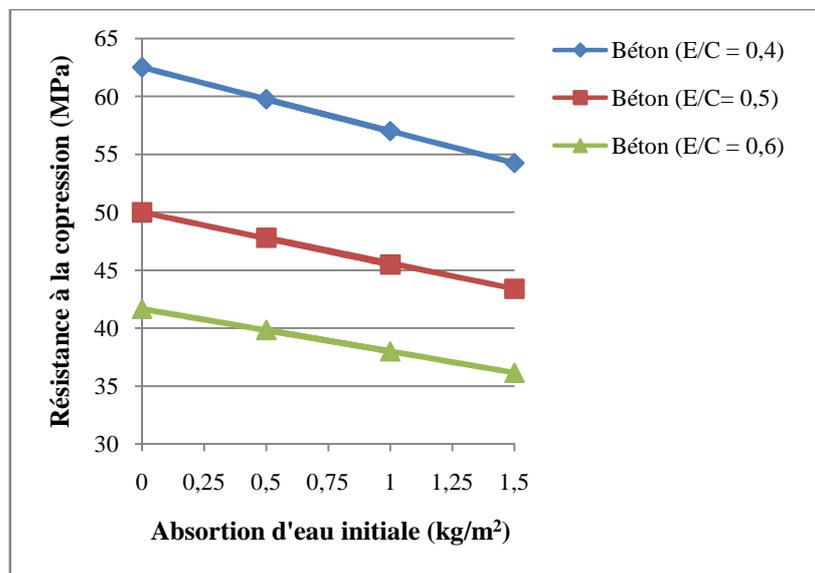
#### 4.6.2.2 Relation entre la résistance à la compression et l'absorption initiale

La figure 4.17 représente la variation de la résistance à la compression à des différents bétons en fonction de l'absorption initiale. A noter que la résistance à la compression pour un âge donné est une fonction décroissante de l'absorption initiale. Une tentative de modélisation de la résistance à la compression  $R_{cj}$  en fonction de l'absorption initiale  $A_{bi}$  à permis de représenter  $R_{cj}$  comme une fonction linéaire telle que [Rabehi et al., 2012]:

$$R_{c28j} = R_{c0} - \alpha A_{bi} \quad (4.3.1)$$

Où  $R_{c0}$  et  $\alpha$  des coefficients de régression linéaire pour chaque type du béton. Ces coefficients sont reliés empiriquement au rapport E/C par :

$$R_{c0} = 25/(E/C) \text{ et } \alpha = 2,2/(E/C) \quad (4.3.2)$$



**Figure 4.17 :** Variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale

Le tableau 4.3 donne une comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs estimées de la résistance à la compression à 28 jours pour les deux types de ciment en fonction du coefficient d'absorption initiale. L'erreur relative en (%) calculée pour les différents points expérimentaux est généralement inférieure à 10.5% ce qui nous permet de conclure qu'une bonne estimation de la résistance à la compression à 28 jours peut être déduite en déterminant seulement l'absorption initiale de l'échantillon pendant 1 heure [Rabehi et al., 2012].

**Tableau 4.3 :** Valeurs expérimentales et estimées de la résistance à la compression au jour  $j$  en fonction de l'absorption initiale

$R_{cj}$ (MPa)		CEMI 42.5			CEM II/ B 42.5			
		Béton étuvé	Béton non étuvé	Durci à l'eau		Béton étuvé	Béton non étuvé	Durci à l'eau
A40	Estimée	46.42	44.43	48.85	B40	41.00	39.98	43.91
	Mesurée	43.47	42.02	45.23		40.3	38.65	42.45
	Erreur relative	<b>6.78</b>	<b>5.73</b>	<b>8.00</b>		<b>1.73</b>	<b>3.44</b>	<b>3.43</b>
A50	Estimée	41.49	39.88	44.00	B50	37.95	35.98	39.93
	Mesurée	38.5	39.50	41.22		35.53	34.66	37.67
	Erreur relative	<b>7.76</b>	<b>0.96</b>	<b>6.74</b>		<b>6.81</b>	<b>3.80</b>	<b>5.99</b>
A60	Estimée	30.89	28.97	33.10	B60	28.88	27.11	32.98
	Mesurée	28.25	27.30	31.32		27.1	26.62	30.55
	Erreur relative	<b>7.07</b>	<b>6.11</b>	<b>5.68</b>		<b>6.56</b>	<b>1.04</b>	<b>7.95</b>

#### 4.6.3 Porosité ouverte

La porosité ouverte  $\varepsilon$  est le rapport entre le volume de vides  $V_V$  et le volume total  $V_T$ . On peut exprimer la porosité ouverte (pendant 1 heure) par le rapport entre  $(\Delta m/S)$  et  $\rho.Z$  (M.) [Rabehi et al., 2012]. Ce rapport a en fait la dimension d'une porosité.

$$\varepsilon (\%) = (V_V/V_T) \times 100\% = ((\Delta m/\rho)/S.Z) \times 100\% = ((\Delta m/S)/\rho.Z) \times 100\%$$

Avec:  $\Delta m/S$  : Quantité d'eau absorbée par unité de surface ( $\text{kg.m}^{-2}.\text{h}^{-1/2}$ ) ;

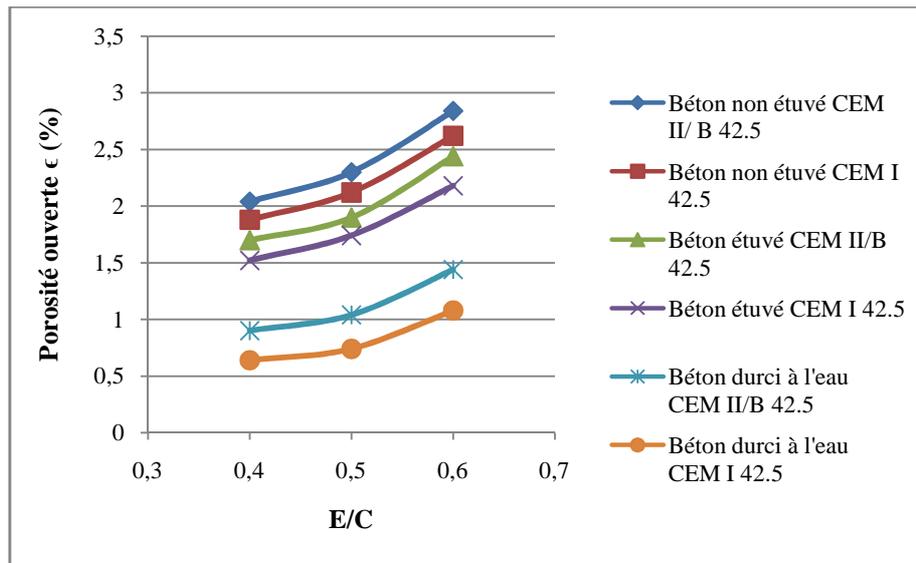
$\rho$  : Masse volumique de l'eau est prise égale à  $1000 \text{ kg/m}^3$  ;

$Z$  : Hauteur du front d'imbibition capillaire ( $50 \text{ mm.h}^{-1/2} = 0,050 \text{ m.h}^{-1/2}$ ).

Les résultats du calcul de la porosité ouverte des bétons élaborés sont donnés dans le tableau 4.4. L'illustration graphique des résultats représentés par la figure 4.18 montre que la porosité ouverte croît en fonction du rapport E/C et la porosité des bétons étuvés se situe entre les bétons durcis à l'air libre et durcis à l'eau. De plus, on remarque que la porosité ouverte des bétons à base de ciment CEM I 42.5 est inférieure pour les bétons à base de ciment CEM II/B 42.5. A titre d'exemple la diminution de porosité ouverte du béton A40 (étuvé à 45 °C pendant (1 +3j à l'air libre) est de l'ordre 43.42 % par rapport au béton A60 (même type) et pour le béton A40 non étuvé, la porosité est nettement inférieure pour le béton A60 non étuvé (même) de 39.36 %.

**Tableau 4.4 :** Porosité ouverte des différents bétons élaborés

Type de béton		CEMI 42.5			CEM II/ B 42.5			
		Béton étuvé	Béton non étuvé	Durci à l'eau		Béton étuvé	Béton non étuvé	Durci à l'eau
A40	$\Delta m/S$	0.76	0.94	0.32	B40	0.85	1.02	0.45
	$\rho.Z$	50	50	50		50	50	50
	$\varepsilon$ (%)	<b>1.52</b>	<b>1.88</b>	<b>0.64</b>		<b>1.7</b>	<b>2.04</b>	<b>0.9</b>
A50	$\Delta m/S$	0.87	1.06	0.37	B50	0.95	1.15	0.52
	$\rho.Z$	50	50	50		50	50	50
	$\varepsilon$ (%)	<b>1.74</b>	<b>2.12</b>	<b>0.74</b>		<b>1.9</b>	<b>2.3</b>	<b>1.04</b>
A60	$\Delta m/S$	1.09	1.31	0.54	B60	1.22	1.42	0.72
	$\rho.Z$	50	50	50		50	50	50
	$\varepsilon$ (%)	<b>2.18</b>	<b>2.62</b>	<b>1.08</b>		<b>2.44</b>	<b>2.84</b>	<b>1.44</b>



**Figure 4.18 :** Effet du rapport E/C sur la porosité ouverte des bétons pour les différents durcissements

#### 4.6.4 Résultats et discussions :

A la lumière des essais réalisés dans le cadre de cette étude nous avons permis d'extraire certains nombres de points majeurs méritent d'être soulignés:

- Les bétons de préfabrication présente les qualités de la déformabilité avantageuse à court et a long terme.
- L'absorption initiale (pendant 1 heure) est une fonction croissante du rapport E/C. Autrement dit, plus le rapport eau/ciment augmente, plus le taux d'absorption initiale augmente et plus la résistance aux acides sulfuriques est diminuée.
- L'essai d'absorption d'eau, permet de caractériser le béton d'enrobage à partir du volume d'eau qu'il absorbe.
- La porosité ouverte croît en fonction du rapport E/C et le taux de croissance diminue en fonction de la durée de cure humide et dosage du clinker.

Enfin, des corrélations entre la quantité d'eau absorbée à une heure ou la résistance à la compression et l'absorption initiale, qui permet de prendre en compte à la fois les facteurs de composition et les conditions de conservation, pourrait donc être un élément à considérer dans la prévision de la durabilité.

## 4.7 Attaque des bétons par les acides :

### 4.7.1 Processus expérimental

Les essais de vieillissement sur bétons, utilisent souvent de fortes concentrations en sulfates (> 10 g/l), c'est-à-dire supérieure d'un ordre de grandeur à celles rencontrées dans des environnements naturels [Bucea et al., 2005]. Cela se traduit souvent par une accélération de la dégradation, mais il a été vu que le mécanisme de dégradation est également modifié. Il est donc souhaitable d'utiliser des solutions moins concentrées pour obtenir les mêmes compositions de béton.

Les échantillons d'essais ont été confectionnés conformément à la norme ENV 197-1 "Ciment : composition, spécifications et critères de conformité – Partie 1 : ciments courants " AFNOR – Paris- 1996.].

Après la préparation des bétons sous différents durcissements suivant la composition de béton (voir chapitre 3 - section 1.2.1) :

- ✓ A50 et B50 étuvés à 45°C,
- ✓ A50 et B50 non étuvés (28 jours), (T=20 ±2°C et HR= 45±10%),
- ✓ A50 et B50 durcis à l'eau à 28 jours (T=20 ±2°C),

Les éprouvettes sont pesées pour déterminer leurs masses avant l'attaque chimique puis sont immergées dans la solution sulfatique qui est préparée à partir d'eau déminéralisée, homogénéisée et régulée à pH constant et égale à 4,0 ± 0,2 par ajout d'une solution d'acide sulfurique H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> pendant 21 jours (figure 4.19).

- La résistance due aux agressions chimiques des éprouvettes immergées dans la solution acide est évaluée selon la Norme [ASTM C 267-96].

- Les éprouvettes sont coulées lors de la même gâchée, laissées durcir selon le type (3 pour chaque conservation).

- Le degré de l'attaque est évalué par la formule de perte de masse suivante :

$$\text{Perte de masse (\%)} \text{ PM} = [(M_1 - M_2)/M_1] \times 100$$

Avec M<sub>1</sub> et M<sub>2</sub> sont les masses des éprouvettes avant et après immersion, respectivement.



Figure 4.19 : Eprouvettes cubiques 10×10×10 mm<sup>3</sup> immergées dans la solution d'acide

- Les éprouvettes sont nettoyées 3 fois avec l'eau douce pour éliminer le mortier altéré puis laissées sécher pendant 30 mn. Ensuite on procède à la pesée des éprouvettes avec une balance de précision de 0.1g (figure 4.20).



**Figure 4.20 :** Balance de précision de 0.1 grammes.

#### 4.7.2 Observations visuelles des bétons attaqués par l'acide ( $H_2SO_4$ ) :

Les observations visuelles des bétons en contact avec l'acide sont un moyen d'évaluation de la détérioration des propriétés et dégradations de l'aspect extérieur des spécimens. Après 21 jours de conservation dans la solution d'acide sulfurique, les échantillons ont un aspect plus ou moins dégradé comparativement aux échantillons conservés en eau douce (figure 4.21). En effet la surface des bétons est un peu décapée et recouverte d'une couche blanchâtre plus tapissante (formation gypseuse) et les grains de sable sont un peu déchaussés.



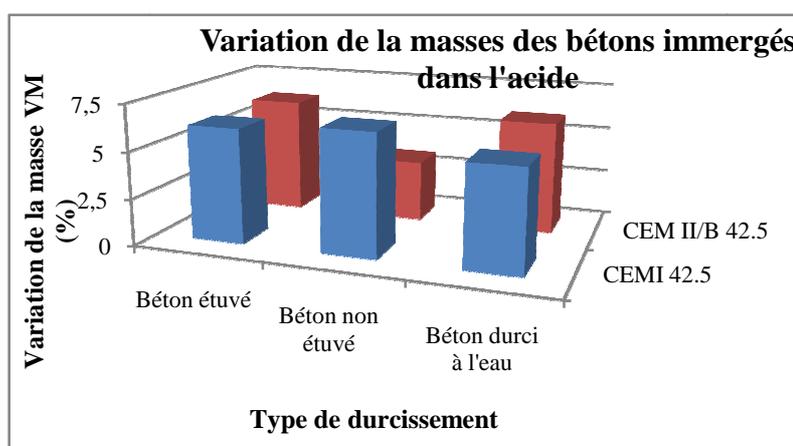
**Figure 4.21 :** Béton B50 après 21 jours d'immersion dans la solution d'acide

#### 4.7.3 Influence du type de durcissement et type du ciment sur la perte de masse des bétons immergés dans l'acide :

La figure 4.22 présente les résultats de variation de la perte de masse des différents bétons à 21 jours, ayant subi un étuvage (1+3 jours), béton non étuvé (28 jours) et béton durci à l'eau (28 jours). Ces résultats mettent en évidence que la perte de masse des bétons. A titre

d'exemple la perte de masse pour un béton de CEM I 42.5 étuvé (1+3j) à augmenté de 6.13 % à 6.24 % pour le même béton de CEM II/ B 42.5 et que la perte de masse pour un béton CEM I 42.5 non étuvé (28 j) à réduit de 6.51 % à 3.28 % pour le même béton de CEM II/B 42.5

De plus, on remarque clairement une augmentation de la perte de masse le béton étuvé (1+3j) d'ordre 6.13 % et de 6.51 % pour béton non étuvé (28 j) pour le CEM I 42.5 par contre une diminution de la perte de masse le béton étuvé (1+3j) d'ordre 6.24 % et de 3.28 % pour béton non étuvé (28 j) pour CEM II/ B 42.5. De plus les bétons de CEM II/B 42.5 ayant une résistance forte à l'attaque par les acides sulfuriques par rapport aux bétons de CEM I 42.5. A ce stade de l'essai il n'est pas possible de mettre en évidence un gonflement caractéristique de l'attaque externe. Cependant l'observation visuelle laisse supposer que l'augmentation de la concentration accélère la dégradation.



**Figure 4.22 :** La variation de la masse à l'âge de 21 jours des différents bétons ( $E/C = 0.5$ )

Les résultats en termes de variation de masse sont présentés sur la figure 4.22. Pour chacun de ces indicateurs de dégradation, il est possible de représenter sur le même graphe l'évolution moyenne des propriétés des éprouvettes immergées dans les sulfates, ou la différence de ces variations, pour tenter de mettre en évidence l'effet de la dégradation. La référence est la dernière mesure avant immersion. Les résultats présentés sur cette figure confirment la part prépondérante de la lixiviation dans la dégradation.

De même que dans l'essai de lixiviation à pH constant, on peut mettre en évidence une perte de masse dont l'évolution en fonction du temps est linéaire. Cela est caractéristique d'un phénomène diffusif. Parallèlement à la dissolution de la portlandite, on peut supposer une pénétration des ions sulfate dans le béton [Planel 2002 et 2006]. Mais cette pénétration des ions sulfate et leurs réactions éventuelles avec les produits d'hydratation ne semblent pas induire de déformation globale de l'éprouvette. Mais on peut comparer les cinétiques de perte de masse obtenues (figure 4.22) aux cinétiques obtenues d'après l'essai de lixiviation à pH constant. Il faut pour cela convertir les valeurs précédentes en quantités de matière lixiviée par unité de surface de l'échantillon :

On suppose ainsi que toute la quantité de matière perdue provient de la lixiviation de la portlandite, et l'on ne tient donc pas compte de la matière solide arrachée à l'échantillon lors des pesées.

Cependant, pour les bétons de CEM I 42.5, c'est-à-dire riches en chaux et/ou en aluminates, les écarts sont relativement plus importants. On peut donc supposer que la portlandite et les aluminates réagissent avec les sulfates et forment dans la matrice cimentaire de nouveaux composés.

Dans les deux cas ces indicateurs ne renseignent pas directement sur l'épaisseur dégradée et la résistance du matériau à l'agression. Malgré une part de subjectivité, l'observation visuelle peut fournir des informations intéressantes, dans le cadre d'une approche comparative et a pu être utilisée [Irassar et al., 2003]. Les photos des éprouvettes figurent en figure 4.23. Il serait nécessaire d'évaluer l'épaisseur et les propriétés de la zone dégradée. L'utilisation des moyens que le microscope électronique à balayage et la diffraction des rayons X pourraient renseigner sur les caractéristiques de la zone dégradée.

#### 4.7.4 Absorption initiale d'eau après attaques par les acides des bétons :

Après l'attaque on a remarqué que le béton a déformé et l'apparition de gypse (figure 4.23)



Figure 4.23 : différents bétons attaqués par les acides subits l'absorption capillaire et d'E/C

#### 4.7.5 Influence de l'étuvage sur la variation relative de la porosité ouverte des bétons immergés dans l'acide

La figure 4.24 montre l'absorption initiale des bétons subits l'attaque par les acides à 21 jours avant et après attaque par les acides pour les 2 types de ciments.

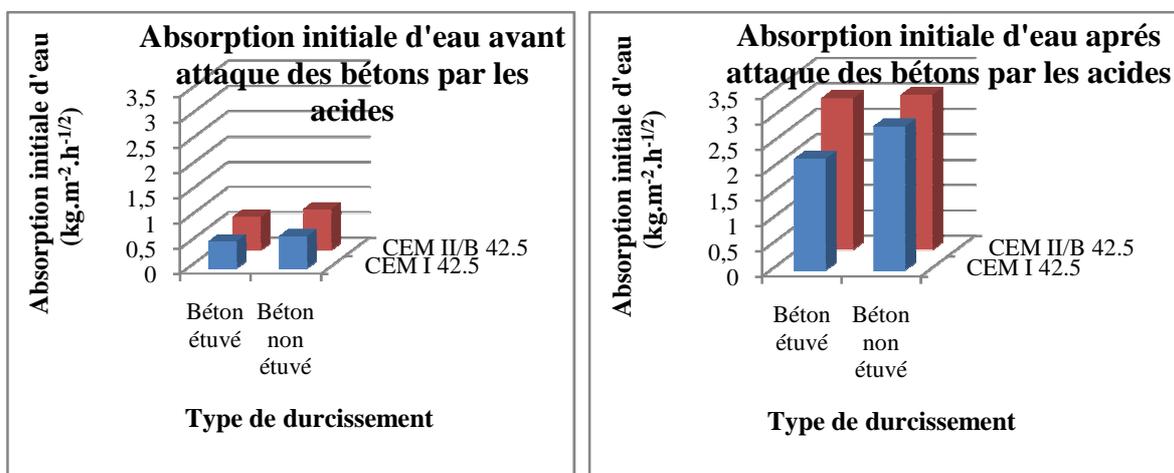


Figure 4.24 (a et b) : Evaluation de l'absorption initiale des différents bétons avant et après l'attaque par les acides

La figure 4.24 (a et b) présente les résultats de la variation relative de l'absorption initiale des bétons immergés dans la solution acide sulfurique pendant 21 jours des différents bétons, ayant subi l'étuvage et un béton de 28 jours à l'air libre pour un rapport de E/C = 0.5.

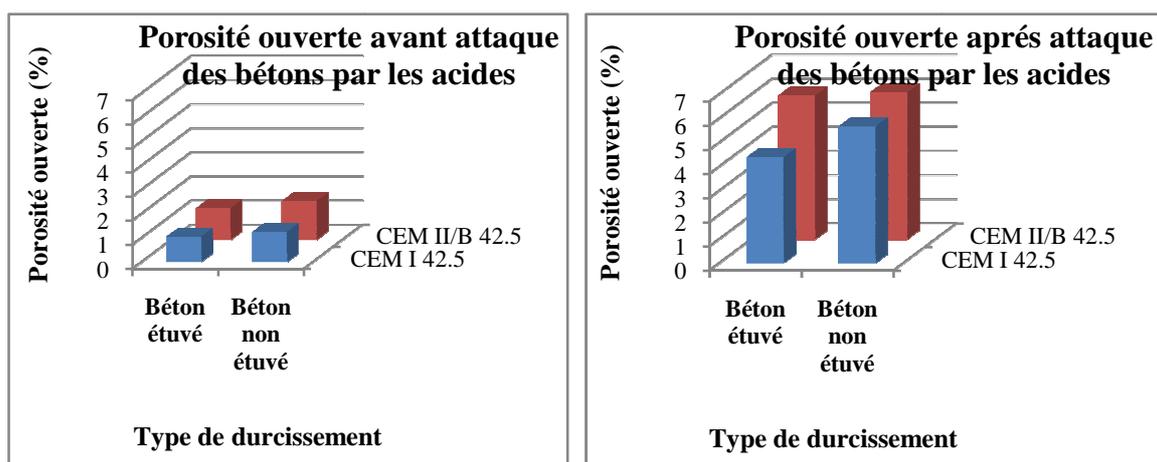
Ces résultats permettent de mettre en évidence l'effet bénéfique de l'étuvage sur la réduction de la variation de la porosité ouverte. En effet, l'étuvage a pour effet de progresser les réactions d'hydratation qui conduisant au colmatage des pores capillaires existants. Ceci signifie que les propriétés de transfert des agents agressifs dépendent largement la structure poreuse. De plus on remarque clairement une augmentation de porosité ouverte après l'attaque due à la dégradation provoquée par réaction chimique des hydrate avec l'acide sulfurique qui produit des fissurations fortes (tableau 4.5).

**Tableau 4.5 :** La variation relative de la porosité ouverte des différents bétons élaborés immergés dans l'acide

	CPA - CEM I 42.5		CPJ - CEM II/B 42.5	
	A50		B50	
	Béton étuvé	Béton non étuvé	Béton étuvé	Béton non étuvé
$\Delta m_1/S$ (kg.m <sup>-2</sup> ) avant l'attaque	0.523	0.625	0.657	0.807
$\Delta m_2/S$ (kg.m <sup>-2</sup> ) après l'attaque	2.190	2.830	2.980	3.047
$\varepsilon_1$ (%) avant l'attaque	1.05	1.25	1.31	1.61
$\varepsilon_2$ (%) après l'attaque	4.38	5.66	5.96	6.09
$\Delta \varepsilon$ (%) = $(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cdot 100 / \varepsilon_2$	<b>76.03</b>	<b>77.92</b>	<b>78.02</b>	<b>73.56</b>

#### 4.7.6 Influence du type du ciment et du type de durcissement sur la variation de la porosité ouverte des bétons immergés dans l'acide

La figure 4.25 présente les résultats de variation relative de la porosité des bétons à l'âge de 21 jours des différents bétons étuvé (1+3j) et béton non étuvé (28 jours). Ces résultats de tableau 4.5 mettent en évidence que la porosité ouverte des bétons à base de (CEMI 42.5) est assez faible par rapport aux bétons de (CEM II/B 42.5) avant et après l'attaque par les acides, les bétons non étuvés présente une porosité supérieures par rapport aux bétons étuvés et ceci avant et après l'attaque par les acides. Par exemple on remarque clairement que la porosité ouverte des bétons non étuvés de (CEM I 42.5) après attaque à augmenté par rapport au même béton avant attaque de l'ordre de 45.25 % et pour un béton étuvé de (CEM II /B 42.5) après attaque à augmenté par rapport au même béton avant attaque de l'ordre de 45.49 %.



**Figure 4.25** Variation de la porosité ouverte des bétons à l'âge de 21 jours des différents bétons en fonction du rapport E/C

#### 4.7.7 Influence du type du ciment et du type de durcissement sur l'évolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans l'acide en fonction de l'absorption initiale.

Le tableau 4.6 présente les résultats de l'évolution de la résistance à la compression des bétons après l'attaque par les acides des différents bétons traités en fonction de l'absorption initiale. Ces résultats donnent une comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs estimées de la résistance à la compression à 28 jours après l'attaque pour les deux types de ciment en fonction du coefficient d'absorption initiale. L'erreur relative en (%) calculée pour les différents points expérimentaux est généralement inférieure à 5% ce qui nous permet de conclure qu'une bonne estimation de la résistance à la compression à 28 jours peut être déduite en déterminant seulement l'absorption initiale de l'échantillon pendant 1 heure. Une tentative de modélisation de la résistance à la compression  $R_{cj}$  en fonction de l'absorption initiale  $A_{bi}$  à permis de représenter  $R_{cj}$  comme une fonction linéaire telle que [Rabehi et al., 2012] :

$$R_{c28j} = R_{c0} - \alpha A_{bi} \quad (4.3.1)$$

Où  $R_{c0}$  et  $\alpha$  des coefficients de régression linéaire pour chaque type du béton. Ces coefficients sont reliés empiriquement au rapport E/C par :

$$R_{c0} = 25/(E/C) \text{ et } \alpha = 2,2/(E/C) \quad (4.3.2)$$

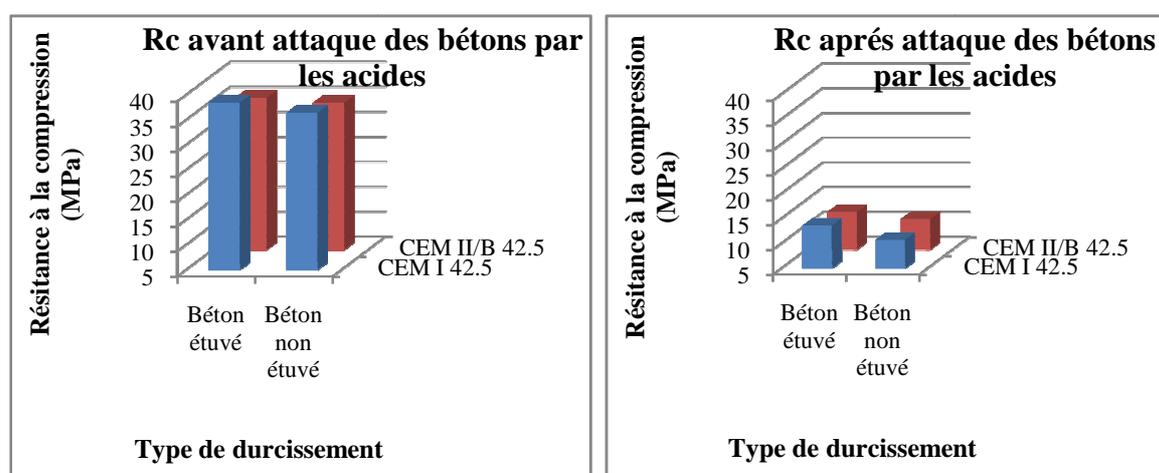
**Tableau 4.6 :** L'évolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans l'acide en fonction de l'absorption initiale

$R_{cj}$ (MPa)	CEMI 42.5			CEM II/ B 42.5		
	Béton étuvé	Béton non étuvé	Durci à l'eau	Béton étuvé	Béton non étuvé	Durci à l'eau

A50	Estimée	14.19	11.28	14.80	B50	13.15	11.70	14.33
	Mesurée	13.63	10.77	14.22		12.60	11.17	13.67
	Erreur relative	4.11	4.73	4.07		4.30	4.74	4.82

#### 4.7.8 Résistances mécaniques à la compression après attaques à 21 jours en MPa :

Les résultats des essais de la résistance à la compression sur les échantillons de béton avant et après attaque par les acides sont illustrés sur la figure 4.26.



**Figure 4.26 :** Effet de l'attaque par les acides externe sur la résistance à la compression des bétons à l'âge de 21 jours.

#### 4.7.9 Conclusion du chapitre :

A la lumière des essais réalisés dans le cadre de cette étude de durabilité nous avons permis d'extraire certains nombres de points importants :

- ▶ L'effet bénéfique de l'étuvage sur la durabilité du béton d'enrobage vis à vis de l'attaque par les acides, la prolongation de celle-ci diminue la résistance à la compression à 28 jours des bétons. L'étuvage favorise l'hydratation qui a pour effet de colmater les pores capillaires existants et renforcer les liaisons inter granulaire.
- ▶ La résistance à la compression à 28 jours est une fonction décroissante du rapport E/C. Cette décroissance est d'autant importante en allant du rapport E/C de 0.4 à 0.6.
- ▶ La résistance à la compression à 28 jours du béton à base de CEM II/B 42.5 plus faible qu'un béton à base de CEM I 42.5.
- ▶ L'absorption initiale pendant une heure est une fonction croissante du rapport E/C.

Autrement dit, plus le rapport eau/ciment augmente, plus le taux d'absorption initiale augmente et plus la résistance aux acides sera faible.

- ▶ L'essai d'absorption d'eau, permet de caractériser le béton d'enrobage à partir du volume d'eau qu'il absorbe.
- ▶ La porosité ouverte croît en fonction du rapport E/C et le taux de croissance diminue en fonction du type du traitement et du dosage du clinker.
- ▶ De plus, on remarque que selon l'addition employée et d'autres paramètres relatifs au mélange, les propriétés du réseau poreux peuvent évoluer favorablement ou défavorablement ce qui peut s'avérer essentiel vis-à-vis de la durabilité du matériau à long terme.
- ▶ Enfin, des corrélations entre la quantité d'eau absorbée à une heure ou la résistance à la compression et l'absorption initiale, qui permet de prendre en compte à la fois les facteurs de composition et les conditions de conservation, pourrait donc être un élément à considérer dans la prévision de la durabilité.

---

## *CONCLUSION GENERALE*

---

## CONCLUSIONS GÉNÉRALES

La préfabrication d'éléments courants en usine est un moyen économique et performant permettant de répondre à la demande sans cesse croissante des entreprises de construction. Or, ce secteur est actuellement confronté à un double enjeu. D'une part, elle doit s'adapter à la mise en place de nouvelles normes qui élargissent certains critères comme la diminution du dosage en ciment mais aussi qui en restreignent d'autres avec l'apparition d'un indicateur de durabilité (coefficient absorption d'eau). D'autre part, l'industrie de la préfabrication, comme en général tout le secteur du BTP, tend à une utilisation croissante de matériaux plus respectueux des ressources naturelles et de l'environnement.

Dans un premier temps, cette étude s'est intéressée à l'analyse et à l'amélioration du processus actuel afin de fournir à l'industriel des outils de formulation et de caractérisation simples des bétons employés.

Cette thèse traite du processus de l'étuvage des bétons et mortiers pour les structures en béton préfabriqués par énergie solaire. Pour atteindre ces objectifs, l'étude est scindée en deux parties :

La première partie concernant la synthèse bibliographique nous a permis de faire un état des connaissances sur le comportement des matériaux cimentaires frais, les mesures et types de protection contre le dessèchement prématuré du béton et les méthodes d'étuvage par l'utilisation de l'énergie solaire.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer à travers l'expérimentation l'influence de durcissement à la vapeur atmosphérique par l'énergie solaire sur la résistance à la compression et à la flexion des bétons, les résultats des essais soulignent l'effet bénéfique d'une procédure de durcissement à la vapeur pour obtenir des résistances élevées à la flexion et à la compression, en particulier dans les premiers âges de durcissement.

Cependant, la résistance à la compression des échantillons d'eau durcie est supérieure à celle d'étuvage à la vapeur à 28 jours. Bien qu'une augmentation de la température augmente le développement de la résistance à un âge précoce, mais un impact négatif sur la résistance après 7 jours. En effet, une hydratation initiale rapide peut conduire à la formation de produits d'hydratation ont une structure physique moins compacte, ce qui conduira à une résistance plus faible par rapport au béton moins poreux, hydratée lentement avec un traitement à l'eau. Les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit:

- Le durcissement de l'eau favorise l'hydratation qui provoque le colmatage des pores capillaires et de renforcer les liens du inter granulaire quel que soit le rapport E/C et le type de ciment. Le durcissement à l'air a potentiellement un effet négatif sur les propriétés mécaniques d'échantillons du fait de l'absence de la disponibilité en eau pour l'hydratation.
- La résistance à la compression de tous les bétons durcis à n'importe quel âge, a diminué avec l'augmentation du rapport E/C. En outre, nous notons CEM de ciment que la résistance à la

compression des bétons à basé de CEM I 42,5 nettement supérieure aux bétons à base de ciment CEM II/ B 42,5.

- On peut dire que la résistance à la compression accrue au cours de l'avancement de la réaction d'hydratation s'accompagne d'une augmentation de la résistance à la flexion.
- L'Algérie est un endroit entre les régions riches du rayonnement solaire, l'utilisation de cette technique dans le traitement thermique des pièces de béton armé et précontraint dans les zones à forte radiation solaire concentrée et de longues périodes de temps, ce qui réduit le coût des pièces de béton et conduit à une économie remarquable de coûts pour les entreprises de production, pour évoluer la productivité de l'industrie du béton.
- La technique d'étuvage par l'énergie solaire est une technique efficace pour les ciments CEM II et CEM I pour obtenir une bonne résistance, car elle présente une énergie gratuite pour les utilisateurs, donc cette technique peut être exploitée dans notre pays vu que l'Algérie présente l'un des plus grands champs d'énergie solaire au monde ( $2300 \text{ KW/m}^2$ ), car on peut atteindre facilement la résistance de démoulage pour avoir une bonne rotation des moules.
- Enfin, un gain de temps et plus courts délais de fabrication pour atteindre la résistance à la compression à 28 jours à l'air libre après un jour d'étuvage et trois jours à l'air libre pour les deux types de ciment et les différents E/C.

---

*REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES*

---

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### ----- A -----

**AFGC AFREM** « Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité » Compte rendu des journées techniques AFPC-AFREM, Durabilité des bétons, 1997.

**A.F.G.C.** *Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages, maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction.* Bagnex: édition A.F.G.C., juillet 2004.

**AFNOR**, P 18-407. Béton –Essai de traction par flexion trois points, Paris, 1990

**AFREM**, Essai de carbonatation accélérée, Mesure de l'épaisseur de béton carbonaté, Mode opératoire recommandé par l'AFREM. Compte rendu des journées techniques AFPC-AFREM « Durabilité des bétons », 11et12 Décembre 1997, Toulouse, pp:153158.

**ACI Committee 517**, Accelerated Curing of Concrete at Atmospheric Pressure, ACI 517. 2R-87, revised 1992, American Concrete Institute, Farmington Hills Michigan, 1992, 17

**ACI COMMITTEE 517** Accelerated Curing of Concrete at Atmospheric Pressure, ACI 517. 2R-87, revised 1992, American Concrete Institute, Farmington Hills Michigan, 1992, 17 pages.

**Abbas A.**, Carcasses M., Ollivier J.P., The importance of gas permeability in addition to the compressive strength of concrete, *Magazine of concrete Research* 52 (2000) 1-6.

**Paul ACKER**, Limiter la fissuration :conditions indispensables à la durabilité des structures en béton, Valérie MICHAUD-POUPARDINLAGARGE Laboratoire centrale de recherche L'Isle- d'Abeau, France BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES –238-MAI-JUIN 2002- EF.4433-PP.13-24

**Adenot F.** « Caractérisation et Modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment ». Thèse de doctorat en Matériaux Minéraux, Université d'Orléans. 17 décembre 1992;

**AL-AKHRAS, N.M.** «Durability of metakaolin concrete to sulfate attack.» *Cement and Concrete Research* 36, n° 9 (2005): 1727-1734.

**Alexanderson J.** « Strength losses in heat cured concrete » Swedish Cement and concrete Institute (43), p135, 1972.

**AUGER, J.** *Mise au point et développement d'un procédé d'aide à la déconstruction d'ouvrages en béton armé.* Thèse de doctorat, Toulouse: INSA de Toulouse, 2009.

----- B -----

**D. H . Bager**, E. J. Sellevold, Ice formation in hardened cement paste, Part I - Room temperature cured pastes with variable moisture content, Cement and Concrete Research, vol 16, pp 709-720, 1986.

**Balayssac**, J. P., 'Relations entre performances mécaniques, microstructure et durabilité des bétons', Thèse de doctorat de HNSA de Toulouse, (Juin 1992).

**Balayssac J.P.** Détriché Ch. H. and Grandet J., « Intérêt de l'essai d'absorption d'eau pour la caractérisation du béton d'enrobage ». *Materials and Structures*, vol. 26(158), p. 226-230. 1993.

**BALUCU M.H.**, AL-NOUR L.A.R., AZAD A.K. et al. (1989), Concrete degradation due to thermal incompatibility of its components. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 1989, vol 1, n°3. p 105-118.

**P.B. BAMFORTH**, The relationship between permeability coefficients for concrete obtained using liquid and gas, *Mag. Concr. Res.*, **39**, No.138, pp.3-11(1987).

**BPEL 99** « Règles techniques de conception et de calcul de ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites » BPEL 1991 révisé 1999, fascicule (62), 1999

**BARBARULO, R.** *Comportement des matériaux cimentaires : action des sulfates et de la température.* Thèse de doctorat, Laval: Faculté des sciences et de génie civil - Université de Laval, 2002.

**Baroghel-Bouny .Véronique**, Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons. Méthodes, analyses, interprétations, Laboratoire central des ponts et chaussées, pp.468, 1994.

**V. Baroghel-Bouny**, S. Arnaud, D. Henry, M. Carcasse, and D. Quenard. Vieillessement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI siècle. III- propriétés de durabilité des bétons mesurées sur éprouvettes conservées en laboratoire. In *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, pages 13–59, Novembre-Décembre 2002.

**BARON J.** et OLLIVIER J.P., «*Les bétons, bases et données pour leur formulation*». Editions Eyrolles, 1997, 522.

**J. Baron**, R. Gagné, J.-P. Ollivier, Viser la durabilité, dans *Les Bétons, Bases et données pour leur formulation*, Collection de l'ATHIL, Edition Eyrolles, 1996, 307-363.

**J. Baron** et J. P. Ollivier, *La durabilité des bétons* par, Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1993, 463 p.

**BASCOUL A.**, «*State of the art report - Part 2: Mechanical microcracking of concrete*». *Materials and Structures*, vol.29(2), p.67-78. 1996.

**BASSUONI, M.T.**, et M.L. NEHDI. «Durability of self-consolidating concrete to different exposure regimes of sodium sulfate attack.» *Materials and Structures* 42 (2009): 973-982.

**BAZANT Z.P.** et THONGUTHAI w. (1978), Pore pressure and drying of concrete at high temperature. *Journal of Engineering Mechanics* .Division, 1978, vol 104, n° EM5. p 1059-1079.

**BAZANT Z.P.** et THONGUTHAI w. (1979), Pore pressure in heated concrete walls theoretical prediction. *Magazine of Concrete Research*, 1979, vol 107, n°31. p 67-79.

**Bazant Zdenek**, P. and Prat, C. (1988), Effect of temperature and humidity on fracture Energy of concrete. *ACI Materials Journal*. Technical paper Title no 85-M32.1988.

**Beck K.** « Etude des propriétés hydriques et des mécanismes d'altération de pierres calcaires à forte porosité ». Thèse de Doctorat, Université d'Orléans, 02 Octobre 2006;

**S. Bejaoui**, E. Revertegat, and J-P. Bournazel. Mécanismes de formation de la glace au sein des pâtes de ciment et bétons. *Revue française de Génie Civil*, 6(7-8), 2002.

**BENCHEIK M.** et BAALI L., «*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 10-11 Mars 2003. 1-9.

**BENOUNICHE S. (1979)**, Modélisation de l'endommagement du béton en compression du béton hydraulique par micro fissuration en compression. Thèse de Doctorat 3eme cycle Paris 6- .N.SE.T. 1979.18Op.

**Bentz D.P.** Garboczi E.J. « Simulation studies of the effects of mineral admixtures on the cement paste-aggregate interfacial zone » *ACI Material Journal* (88-8), pp518-529, 1991.

**BERNDT, M.L.** «Properties of sustainable concrete containing fly ash, slag and recycled concrete aggregate.» *Construction and Building Materials* 23, n° 7 (2009): 2606-2613.

**BERTHAUD Y. (1988)**, Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore. Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6, 1988. 175p

**BESSA A.**, «*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.

**Bhutto Abdul Waheed**, Aqeel Ahmed Bazmi, Gholamreza Zahedi. Greener energy: Issues and challenges

**BLUNDELL R.**, DIAMOND C. ET BROWNE R.G. (1976), the properties of concrete subjected to elevated temperatures. Imperial College (London) CIRIA underwater Group, 1976. 20p. Technical note n° 9.

**BOGUE R.H.**, «*Chemistry of Portland cement*». (New York, Reinhold), 1955, 790.

**S.G.Boivin**, Retrait au jeune âge du béton : Développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène, Thèse de doctorat à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, p. 251, 1999.

**Breysse. D**, A.DELAGRAVE, B. GERARDH, HORNAIN, J.MARCHAND, Etat de l'art – Etude du vieillissement d'origine chimique ou mécanique des matériaux à matrice cimentaire .Note technique ,1992 contrat LERM/DER, n°T20 D47.

**Bucea L.**, Khatri R., Sirivivatnanon V. (2005) *Chemical and physical attack of salts on concrete*, UrbanSalt 2005 Conference, 8-9 February 2005.

**BUIL M.** et OLLIVIER J.P., «*Conception des bétons: la structure poreuse*». La durabilité des bétons, collection de l'association technique de l'industrie des liants hydrauliques. Sous la direction de Jacques BARON et Jean-Pierre OLLIVIER.

**Butler**, A., 'Capillary absorption by concrete', *Concrete* (July-August 1997) 23-25.

----- C -----

**CSA.** Béton : constituants et exécution des travaux / Essais concernant le béton, Canada.

**CAMPBELL-ALLEN D.** et DESAI P.M. (1967), the influence of aggregate on the behavior of concrete at elevated temperatures. *Nuclear Engineering and Design*, 1967, vol 6, n° I. p 65-77.

**Cassagnabère F.**, Escadeillas G., Mouret M., Broilliard P. (2007) « Low CO energy binder for precast industry » 12 th<sup>2</sup> International Congress on the Chemistry of Cement, Montreal, (July 2007).

**Castel A.** Arliguie G. Chaussadent T. et Baroghel-Bouny V., « La microfissuration superficielle a-t-elle une influence sur la profondeur de carbonatation des bétons ». *Revue Française de Génie Civil*, vol. 5(2-3), p. 231-248. 2001.

**Gilles CHANVILLARD (1999)**, Le matériau béton : connaissances générales, ENTPE ALEAS –Lyon, p 100-104.

**H.Le Châtelier**, Sur les changements de volume qui accompagne le durcissement des ciments. Bull. Société de l'encouragement pour l'industrie Nationale, 5ème série, tome 5, 1900.

**T. Chaussadent.** Etat des lieux sur la carbonatation du béton armé. LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES (LCPC), Septembre 1999.

**CHEN W.F. (1982)**, Plasticity in reinforced concrete. New York McGraw-Hill Bookstore, 1982. 465p.

**CHEYREZY M.**, MARET V. and FROUIN L., «*Microstructural analysis of RPC (REACTIVE POWDER CONCRETE)* ». Cement and Concrete Research, vol.25(7), p. 1491-1500. 1995.

**Clark B.A.** Drapper E.A. Lee R.J. Skalny J. Ben Bassat M. « Electron-optical evaluation of concrete cured at elevated temperature » Proceeding of International Symposium How to produce durable concrete in hot climates, ACI, pp41-60, 1992.

**COLLET Y. (1977)**, Etude des propriétés du béton soumis à des températures élevées entre 200 et 900°C. Annales des Travaux Publics Belges, 1977, n°4. p 332-338.

**A.R. Collins.** The destruction of concrete by frost. J. Inst. Civil Eng., 23:29–41, 1944.

**R.A. Cook** and K.C. Hover. Mercury porosimetry of hardened cement pastes. Cement and Concrete Research, 29(6) :933–943, June 1999.

**CRAMMOND, N.J.** «The thaumasite form of sulfate attack in the UK.» *Cement and Concrete Composites* 42 (2003): 809-819.

**CRUMPTON C.F.** and BUKOVATZ J.E., «*Corrosion and Kansas bridges, Transportation Research Record N500*», Washington, D.C, 1974, p.25-31.

----- **D** -----

**DE LARRARD F.** et BAROGHEL BOUNY V., «*Vieillissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXIe siècle. Généralités et caractéristiques mécaniques initiales des bétons*». Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°225, 2000, p. 51-65.

**DEHWAH, H.A.F.**, M. MALEHUDDIN, et S.A. AUSTIN. «Long-term effect of sulfate ions and associated cation type on chloride-induced reinforcement corrosion in Portland cement concretes.» *Cement and Concrete Composites* 24 (2002): 17-25.

**Diamond S (01b).** Considerations in image analysis as applied to investigations of the ITZ in Concrete, Cement and Concrete Composites, Vol. 23, pp. 171-178. 2001.

**DIAS W.P.S. (01a)**, KHOURY G.A. et SULLIVANE P.J.E. (1990), Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperature up to 700°C (1292F). ACI Materials Journal, 1990, vol 87, n°2. p 160-166.

**DWS Ho**, Chua C.W, Tam C.T. Steam-cured concrete incorporating mineral admixtures. Cem Concr Res 2003;33(4):595-601.

----- **E** -----

**Emerson**, M., 'Mechanisms of water absorption by concrete protection of concrete', Edited by R. DHIR and J. GREEN, Imprint by Chapman and Hall, (1990).

**Erdem T.K.**, Turanli L, Erdogan T.Y. Setting time: An important criterion to determine the length of the delay period before steam curing of concrete. *Cem Concr Res* 2003;33(5):741-45.

**C. Ewertson**, P.E. Petersson, The influence of curing conditions on the permeability and durability of concrete. Results from a field exposure test, *Cement and Concrete Research*, 23 (3), 1993, 683-692.

----- **F** -----

**FELICETTI R.** ET **GAMBAROVA P.C.** (1999), On the residual properties of high performance siliceous concrete exposed to high temperature. *Mechanics of Quasi-brittle Materials and Structures*, Edited by G. Pijaudier-Cabot, Zdenek Bittnar and Bruno Gerard. Paris Herne, 1999. p 167-186.

<http://www.fib.org> » Site internet de la Fédération Internationale du Béton, 2007.

**FRANTZISKONIS G.** et **DESAI C.S.** (1987), Constitutive model with strain softening. *International Journal of Solids and Structures*, 1987, vol 23, n°6. P 733-750.

**G. Fagerlund.** Degré critique de saturation. un outil pour l'estimation de la résistance au gel des matériaux de construction. *Matériaux et constructions*, 4:271–285, 1971.

**Feldman (1968) R.F.** Feldman and P.J. Sereda, A model of hydrated Portland cement paste as deduced from sorption length-change and mechanical properties. *Mat. And Struct. RILEM*, 1(6):509–520, 1968.

**J. FORTH EDF France ;** « Résistance des bétons des barrages au gel dégel » (2003).

**FREEMAN, R.B.,** et **R.L. CARRASQUILLO.** «Influence of the method of fly ash incorporation on the sulfate resistance of fly ash concrete.» *Cement and Concrete Composites* 13, n° 3 (1991): 209-217.

----- **G** -----

**R. Gagne**, M. Pigeon, and P.C. Aitcin. Durabilité au gel des bétons de hautes performances mécaniques. *Material and structure*, 23:103–109, 1990.

**GABRYSIAK F.,** Cours (chapitre 4). «Matériaux - Les bétons».

**GALLÉ, C.,** «Effect of drying on cement-based materials pore structure as identified by mercury intrusion porosimetry. A comparative study between oven-, vacuum-, and freeze-drying». *Cement and concrete Research*, vol.31(10), p.1467-1477. 2001.

**Gallucci E,** Xinyu Zhang, Scrivener K. Influence of temperature on the microstructural development of concretes. Septième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)<sup>2</sup>B. Toulouse, France, 19-20 juin 2006.

**GANJIAN, E.**, et H.S. POUYA. «Effect of magnesium and sulphate ions on the durability of silica fume blended mixes exposed to sea water tidal zone.» *Cement and Concrete Research* 35 (2005): 1332-1343.

**GCI-714** DURABILITE ET REPARATIONS DU BETON Chapitre 2 université de Sherbrooke (Canada).

**CARLES-GIBERGUES A.** et PIGEON M. ; « *La Durabilité des bétons en ambiance hivernale rigoureuse* » ; BRAN J ET OLLIVIER J.P ; PARIS : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp 57-99, (1992).

**C Girodet** Endommagement des mortiers sous sollicitations thermo-mécaniques. PhD thesis, INSA Lyon, 1996.

**C. Girodet**, M. Chabannet, J-L. Bosc, and J. Pera. Influence of the type of cement on the freeze-thaw resistance of the mortar phase of concrete. In M.J. Setzer and R. Auberg, editors, Proceedings of the International RILEM Workshop n 34: Frost Resistance of Concrete, pages 31-40. E & FN SPON, 1997.

**GLASSER, F.P.**, et K.L. SCRIVENER. «Sulfate Attack on Concrete - Recent Perspectives.» *American Concrete Institute* 234 (2006): 495-506.

**Guettala S**, Mezghiche B. Compressive strength and hydration with age of cement pastes containing dune sand powder. *Constr Build Mater* 2011;25(3):1263-1269.

**GUINEA G.V.**, EL-SAYED K., ROCCO C.G., ELICES M. and PLANAS J., «*The effect of the bond between the matrix and the aggregates on the cracking mechanism and fracture parameters of concrete*». *Cement and Concrete Research*, vol.32(12), p.1961-1970, 2002.

## ----- H -----

**Hall C.** and Kam-Ming Tse T., « Water Movement in Porous Building Materials-VII. The Sorptivity of Mortars ». *Building and Environment*, vol. 21(2), p. 113-118. 1986.

**Hall C.**, « Water Movement in Porous Building Materials-IV. The Initial Surface Absorption and the Sorptivity ». *Building and Environment*, vol. 16(3), p. 201-207. 1981.

**Hall, C.**, 'Water sorptivity of mortars and concretes', *Magazine of Concrete Research* 41 (147) (June 1989) 51-61.

**Hansen (1970)**, Physical composition of hardened Portland cement paste, *ACI Journal*, May 1970, p. 404-407]

**Hanzic L.** and Ilić R., « Relationship between liquid sorptivity and capillarity in concrete ». *Cement and concrete Research*, vol. 33(9), p. 1385-1388. 2003.

**HARMATHY T.Z.** ET ALLEN L.W. (1973), thermal properties of selected masonry unit concretes. *Journal of American Concrete Institute*, 1973, vol 70, n°2. p 132-142.

**HARMATHY T.Z. (1968)**, Determining the temperature history of concrete constructions following fire exposure. *Journal of American Concrete Institute*, 1968, vol 65, n° 11. P 959-964.

**HARMATHY T.Z. (1970)**, Thermal properties of concrete at elevated temperatures. *ASTM Journal of Materials*, 1970, vol 5. P 47-74.

**HARPER E.J.** and BONFIELD W., «*Tensile characteristics of ten commercial acrylic bone cements*». *Journal of Biomedical Materials Research*, vol. 53(5), p.605-616, 2000.

**HARSH S., SHEN Z. and DARWIN D.**, «*Strain-rate sensitive behavior of cement paste and mortar in compression*». *ACI Materials Journal*, vol .87, N°.5, p.508-516. 1990.

**HARSH S., SHEN Z. and DARWIN D.**, «*Strain-rate sensitive behavior of cement paste and mortar in compression*». *ACI Materials Journal*, vol .87, N°.5, p.508-516. 1990.

**Hearn, N., Lok, G.**, 'Measurement of permeability under uniaxial compression - A test Method.', *ACI Materials Journal*, vol. 95, n°6, pp.691-694, 1997.

**HEINFLING G. (1998)**, Contribution à la modélisation numérique du comportement du béton et des structures en béton armé sous sollicitations thermomécaniques à hautes températures. Thèse de Génie Civil Institut National des Sciences Appliquées de Lyon et Univ. Lyon 1, 1998. 227p.

**HSU T.T.C., SLATE F.O., STURMAN G.M. and WINTER G.**, «*Microcracking of plain concrete and the shape of the stress - strain curve*». *ACI Materials Journal*, vol .60(2), p.209-224. 1963.

**R.D. Hooton** and A. Boyd. Effect of finishing, forming and curing on deicer salt scaling resistance of concrete. In M.J. Setzer and R. Auberg, editors, *Proceedings of the International RILEM Workshop n 34: Frost Resistance of Concrete*, pages 174–183. E & FN SPON, 1997.

**HOOTON R.D.**, «*Influence of silica fume replacement of cement on physical properties and resistance to surface attack, freezing and alkali-silica reactivity*». *ACI Materials Journal*, vol.90, n°2, pp.143-151, 1993.

----- I -----

**Irassar E.F.**, Bonavetti V.L., Gonzalez M. (2003) *Microstructural study of sulphate attack on ordinary and limestone Portland cements at ambient temperature*, *Cement and Concrete Research* 33, 31-41.

----- J -----

**S. Jacobsen**, E. Sellevold, and D.H. Saether. Frost testing of high strength concrete : frost-salt scaling at different cooling rates. *Materials and structures*, 30:33–42, 1997.

**Jalali S.** Abyaneh M.Y. « Prediction of final concrete strength in hot climates » Magazine of Concrete Research, (47-173), pp291-297, 1995.

**Janotka I.** and Bagel L. Pore structures, permeabilities, and compressive strengths of concrete at temperatures up to 800 C, ACI Mater, vol. 99, pp. 196–200, 2003.

**Jennings H.M.** Jennings, Refinements to colloid model of CSH in cement: CM-II, Cement and Concrete Research, 38, 2008, p 275-289

----- **K** -----

**KARSAN P.** ET JIRSA J.O. (1969), Behavior of concrete under compressive loading. J. Struct. Div. ASCE, 1969, vol 95, n° ST12. p 2543-2563.

**J. Kaufmann.** Experimental identification of damage mechanisms in cementitious porous materials on phase transition of pore solution under frost deicing salt attack. PhD thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Ecublens, CH-1015 Lausanne, 1999.

**KEDJOUR NASR-EDDINE (1993)**, Propriétés et pathologie du béton, (Réimpression 1993), OPU, p78-83.

**KILIEGER, PAUL,** Some Aspects of Durability and Volume Change of Concrete for prestressing, Research

**Kim J-K,** Han S.H, Song Y.C. Effect of temperature and aging on the mechanical properties of concrete: Part I. Experimental results. Cem Concr Res 2002;32(7):1087-94.

**Kjellsen K.O.** « Heat curing and post heat curing regimes of high performance concrete : Influence on microstructure and C-S-H composition » CCR (26-2), pp295-307, 1996.

**Klur I.** « Etude par RMN de la structure des silicates de calcium hydratés » Thèse de doctorat de l'Université de Paris VI, 1996.

**Krus, M.,** Hansen, K. K. and Kunzel, H. M., 'Porosity and liquide absorption of cement paste', *Mater. Struct.* 30 (August-September 1997) 394-398.

----- **L** -----

**LCPC. Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel.** Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées", Décembre 2003.

**LE CHATELIER, H.** «Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques.» Thèse de doctorat, Paris, 1887.

**F.M LEA,** the Chemistry of cement and Concrete (Arnold, London 1970).

**LE BESCOP, P.,** et C. SOLET. «External sulphate attack by ground water. Experimental study of CEM I cement pastes.» *Rev. Eur. Gen. Civ.*, 2006: p19.

**LEE, S.T.,** H.Y. MOON, R.D. HOOTON, et J.P. KIM. «effects of solutions concentrations and replacement level of metakaolin on the resistance of mortars exposed to magnesium sulphate ions.» *Cement and Concrete Research* 35 (2005): 1314-1323.

**LEWIS G.,** «*Properties of acrylic bone cement: state of the art review*». J. Biomed Mater Res (Appl Biomater), vol.38(2), p.155-182, 1997.

**S. Lindmark.** Mechanisms of salt frost scaling of portland cement-bound materials: studies and hypothesis. PhD thesis, Suede, 1997.

**Lion M.** Skoczylas F. Lafhaj Z. Sersar M. « Experimental study on a mortar. Temperature effect on porosity and permeability. Residual properties or direct measurements under temperature » CCR (35), pp1937-1942, 2005.

**G. Litvan.** Phase transition of adsorbates - part vi : Effect of deicing agents on the freezing of cement paste. Journal of the American Ceramic Society, 58:26–30, 1975.

**LORRAIN M. (1974),** Contribution à l'étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents - Application au béton. Thèse Doct. Sciences Université de Toulouse, 1974. 165 p.

**LOTENBACH, B.,** B. BARY, P. LE BESCOP, T. SCHMIDT, et N. LETERRIER. «Sulfate ingress in Portland cement.» *Cement and Concrete Research* 40, n° 8 (2010): 1211-1225.

**Lucija Hanzic,** Ladislav Kosec and Ivan Anzel., «*Capillary absorption in concrete and the Lucas Washburn equation*». *Cement & Concrete Composites*, p. 84–91.2010.

----- M -----

**Mailvaganam N.P. (1991),** Repair and protection of concret, Université de Sherbrooke GCI 714 - Durabilité et réparations du béton 51. Structure, CRC Press].

**J. Marchand** and M. Pigeon. Résistance du béton à l'écaillage du au gel en présence de sels fondants - Une revue des récents développements dans le domaine. RILEM, 1996.

**MARCHAND, J.,** E. SAMSON, Y. MALTAIS, et J.J. BEAUDOIN. «Theoretical analysis of effect of weak sodium sulphate solutions on the durability of concrete.» *Cement and Concrete Composites* 24 (2002a): 317-329.

**Masses S.** Zanni H. Lecourtier J. Roussel J.C. Rivereau A. « 29Si solid state NMR study of tricalcium silicate and cement hydration at high temperature » dans « The application of NMR spectrometry to cement science » Colombet P. Grimmer A.R., pp249-257, 1994.

**MATTE V.** and MORANVILLE M., «*Durability of Reactive Powder Composites: influence of silica fume on the leaching properties of very low water/binder pastes*». *Cement and Concrete Composites*, vol. 21(1), p.1-9. 1999.

**MAZARS J. (1984)**, Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse Doct. Sciences : Université de Paris 6 E.N.S. de Cachan, 1984. 283p.

**MEHTA P.K. (1986)**, Concrete, structure, properties and materials. Englewood Cliff (New Jersey) Prentice Hall, 1986. 600p.

**Mehta P.K.** Monteiro « Concrete : Structure, properties, and materials » Prentice Hall, Englewood cliff, 1993.

**MESSAD, S.** mise au point d'un test de vieillissement accéléré de l'attaque sulfatique externe pour l'application de performance équivalente selon la NF206-01. Thèse de doctorat, TOULOUSE: INSA, 2009.

**Mezghiche B.** Laboratory testing of construction materials. Publication Universitaire Biskra, Algérie 2005. 120.

**MEZGHICHE B.**, «Technologie des bétons aux laitiers basiques pour R.A.D.P». Résumé de thèse de PHD, Kiev, 169, 1989.

**MEZGHICHE B.**, «Résistance et déformabilité de Béton Basique». Premier séminaire national en génie civil Biskra le 8-9 Décembre 1996.

**Mouret M.** Cyr M. «A discussion paper : The effect of measuring procedure on the apparent rheological properties of self compacting concrete» by Geiker M.R. Brandl M. Thrane L.N. Bager D.H.Wallevik O., CCR (33-11), pp1901-1903, 2003.

**A. Müller**, C. Fuhr, and D. Knofel. Frost resistance of cement mortars with different lime contents. Cement and Concrete Research, 25(4):809–818, 1995.

**MURPHY B.P.** and PRENDERGAST P.J., «Quantification of the variability in fatigue life of PMMA bone cement in relation to mixing technique». 46th annual Meeting of Orthopaedics Research Society, March, Orland, Florida, USA, pp.252, 2002.

**Prof. Dr. Aurelio Muttoni**, Dr. O. Burdet Assistants : S. Plumey, .Spasojevic Pont en béton Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, Département de génie civil IS- BETON, Année académique 2003-2004 8ème SEMESTRE p4

----- N -----

**NF EN 13369** « Règles communes pour les produits préfabriqués en béton » AFNOR sagaweb, 2004 à 2006.

**La norme NF EN 206-1**, avec son annexe nationale, devient la base normative pour tous les bétons de structure.

**A.M Neville.** Propriétés des bétons. Paris Edition Eyrolles, 2000,806 pages.

**NEVILLE, A.** «The confused world of sulfate attack on concrete.» *Cement and Concrete Research* 34, n° 8 (2004): 1274-1296.

**Neville A.M.** Properties of concretes. Editions Eyrolles. Paris 2000:345-50.

**Adam M. Neville**, Propriétés des bétons, Ed. Eyrolles, 1992, p. 805.

**NGAB A.S., SLATE F.O. and NILSON A.H.**, «*Microcracking and time - dependent strains in high strength concrete*». ACI Materials Journal, vol.78, n°4, p.262-268. 1981.

**NOUMOWE A. (1995)**, Effet de hautes températures (20-600°C) sur le béton - Cas particulier du béton à hautes performances. Thèse de Génie Civil : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon et Univ. Lyon 1, 1995. 231p.

----- O -----

**Older I.** Abdul-Maula S. Zonghya L. « Effect of hydration temperature on cement paste structure » MRS Symposium (85), pp138-144, 1987.

**Ollivier J.P.** « Contribution à l'étude de l'hydratation de la pâte de ciment portland au voisinage des granulats » Thèse de doctorat de l'Université Paul Sabatier de Toulouse, 1981.

**OLLIVIER, J.P., A. VICHOT, et ATILH.** *La durabilité des bétons*. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2008.

**J -P. Ollivier, J.C. Maso, B. Bourdette.** Interfacial transition zone in concrete. *Advanced Cement Based Materials*. Vol. 2, pp. 30-38. 1995.

**Ouahes R.** « Elements de Radiocristallographie », 2ème édition revue et corrigée, PUBLISUD.1990, Paris;

----- P -----

**Parrott L. J.,** « Water absorption in cover concrete ». *Materials and Structures*, vol. 25(5), p. 284-292, 1992.

**Patel H.H.** Bland C.H. Pool A.B. « The microstructural of concrete cured at elevated temperatures » CCR (25-3), pp485-490, 1995.

**R.G. Patel, D.C. Killoh, L.J. Parrott, W.A. Gutteridge,** Influence of curing at different relative humidities upon compound reactions and porosity of Potland cement paste, *Materials and Structures*, 21 (3), 1988, 192-197.

**PERRATON D., AİTCIN P.C. and VÉZINA D.,** «*Permeabilities of silica fume concrete*». ACI Spécial publication SP-108, Detroit, p.63-84, 1988.

**PERREIRA C.J., RICE R.W., SKALNY J.P. ET CRACE W.R. (1989),** Pore structure and its relationship to properties of materials. *Mat. Res. Symp. Proc.*, 1989, vol 137.

**PETROV. NIKOLA**; thèse de doctorat « effets combinés de différents facteurs sur l'expansion des bétons causée par la formation différée de l'ettringite » Sherbrooke (Québec), pp 55-57, Canada (Avril 2003).

**PHILLEO R. (1958)**, Some physical properties of concrete at high temperatures. Journal of the American Concrete Institute, 1958, vol 29, n° 10. P 857-864.

**PIGEON M.**, SAUCIER F. et PLANTE P. ; « Air-void stability ». Part Iv: Retempering, ACI Matériels Journal, pp 252-259, (May/June 1990).

**PIGEON M.**, SAUCIER F. et PLANTE P. ; « Production et stabilité du réseau de bulles d'air entraîné dans le béton ». Rapport soumis au Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie et à la Compagnie VERREAULT-FRONTENAC, (Avril 1987).

**M. Pigeon**, M. Azzabi, and R. Pleau. Can microfibers prevent frost damage ? Cement and Concrete Research, 26(8):1163–1170, 1996.

**M. Pigeon**, C. Talbot, J. Marchand, and H. Hornain. Surface microstructure and scaling resistance of concrete. Cement and Concrete Research, 26(10):1555–1566, 1996.

**M. Pigeon**. Microstructure et résistance au gel des ciments et bétons. PhD thesis, Université Pierre et Marie Curie, Paris 6, France, 1984.

**M. Pigeon** and R. Pleau, Durability of concrete in cold climates, E & FN SPON, 1995.

**PIPILIKAKI, P.**, M. KATSIOTI, et J.L. GALLIAS. « Performance of limestone cement mortars in a high sulfates environment. » *Construction and Building Materials* 23, n° 2 (2009): 1042-1049.

**Planel D. (2002)** *Les effets couplés de la précipitation d'espèces secondaires sur le comportement mécanique et la dégradation chimique des bétons*, Thèse de doctorat, Université de Marne la Vallée.

**Planel D.**, Sercombe J., Le Bescop P., Adenot F., Torrenti J.-M. (2006) *Long-term performance of cement paste during combined calcium leaching-sulfate attack : kinetics and size effect*, Cement and Concrete Research 36, 137-143.

**PLASSAIS A.**, « Nanoporosité, texture et propriétés mécaniques de pâtes de ciments ». Thèse de Doctorat. Pour obtenir le grade de Docteur de l'Université Paris 6, 167, 2003.

**T.C. Powers**, A discussion of cement hydration in relation to the curing of concrete, Proceedings of the Highway Research Board, 27, 1947, 178-188.

**T.C. Powers**, R. A. Helmut, Theory of volume change in Hardened Portland-Cement paste during freezing, Proceedings of the Highway Research Board, 32, pp 285-297, 1953.

**T.C. Powers**, The air requirement of frost-resistant concrete, Proceedings of the Highway Research Board 29, pp 184-211, 1949.

**S.Prene (2000)**, Intérêt des bétons bas pH dans le cadre du stockage des déchets nucléaires Note EDF R &D, 2000, n°- 43/00/020/A.

**W.H. Price**, Factors influencing concrete strength, Journal of the American Concrete Institute, 47 (2), 1951, 417-432.

**Projet National Calibé** « Résultats et recommandation du Projet national CALIBE : La maîtrise de la qualité des bétons » Presses de ENPC, pp111-137, 2004.

----- **R** -----

**Rabehi M**, Mezghiche B, Guettala S. Correlation between initial absorption of the cover concrete, the compressive strength and carbonation depth. Constr Build Mater 2013;45(8):123-129.

**M. Rabehi**, S. Guettala et B. Mezghiche., « La porosité ouverte du béton d'enrobage: Corrélation entre la résistance à la compression et l'absorption initiale». European Journal of Environmental and Civil Engineering - Taylor & Francis vol. 16(6), p.730-743. 2012

**Rahman.A** and Glasser.F.P. "Comparative studies of the carbonation of hydrated cement". Advances in Cement Research, 2(6) :49-54, 1989;

**Ramezaniapour A.A**, Malhotra V.M. Effect of curing on the compressive strength, resistance to chloride-ion penetration and porosity of concretes incorporating slag, fly ash or silica fume. Cem Concr Compos 1995;17(2):125-33.

**Regourd M. Gautier E.** « Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré » dans Durcissement accéléré des bétons, Annales de l'ITBTP, pp83-96, 1979.

**REINHARDT H.W.** ET **CORNEILLESSEN H.A.W.** (1984), Post-peak cyclic behavior of concrete in uniaxiale tensile and alternating tensile and compressive loading. Cement and Concrete Research, 1984, vol 14. p 1-6.

**Rilem Recommendations** for the Testing and Use of Constructions Materials: *CPC 11.1 Absorption of water by concrete by immersion*, 1982; *CPC 11.2. Absorption of water by concrete by capillarity*, 1982. Edited by RILEM, p. 618. 1994.

**RILEY A.M. (1991)**, Assessing fire-damaged concrete. Concrete International: Design and Construction, 1991, vol 13, n°6. p 60-63.

**RINCKER. Valentine**, Diagnostic de structures existantes, projet de fin d'études, spécialité Génie Civil, Juin 2009

**ROBINSON S.R. (1965)**, Methods of detecting the formation and propagation of micro cracks in concrete. Proceedings of the 1st. Conf. On the structure of concrete, London: 1965. 8p.

**Roncero J. et al.** « Study of the influence of super plasticizers on the hydration of cement paste using nuclear magnetic resonance and X-ray diffraction techniques» In: Cement and Concrete Research 32 (2002) pp: 103-108;

**ROSSLER M.** et ODLER 1. (1985), Investigations on the relationship between porosity structure and strength of hydrated Portland cement pastes one. Effect of porosity. Cement and Concrete Research, 1985, vol 15, n° 2. P 320-330. P 3-21.

**ROSTASY F.S.,** WEISS R. et WIEDMANN G. (1980), Changes of pore structure of cement mortars due to temperature. Cement and Concrete Research, 1980, vol 10, n°2. p 157-164.

**Rostasy, F. S.,** Ehm C., Heinrichsmeyer K. (1987), Structural alteration in concrete due to thermal and mechanical stresses. Proceeding of the first International RILEM Congress, Paris, 1987, p.92-99.

**A. Rösli** and A. Harnik. Improving the durability of concrete to freezing and deicing salts, pages 458–473. ASTM, 1980.

----- S -----

**Sabir, B. B.,** Wild, S. and O'Farrell, M., 'A water sorptivity test for mortar and concrete', *Mater. Strua.* 31 (October 1998) 568-574.

**SAUCIER F.;** PIGEON M. et CAMERON G. ; « *Air-void Stability* », Part V, General Analysis and performance Index. ACI Materials Journal, **Vol. 88**, No.1, pp 25-36 (Jan.-Feb. 1991).

**SCHNEIDER U. (1982),** Behavior of concrete at high temperatures. Paris: RILEM, 1982. 72 p. Report to Committee n° 44-PHT.

**SCHNEIDER U. (1988),** Concrete at high temperatures: A general review. Fire safety Journal, 1988, vol 13. p 55-68.

**Schonlin K.** and Hilsdorf H.K., *The Potential Durability of Concrete.* In Preceedings of the European Ready Mixed Concrete Organisation Congress ERMCO 89, Fabeko, Norway. 1989.

**K. L. SCRIVENER,** A. K. CRUMBIE, P. LAUGESSEN : The Interfacial Transition Zone (ITZ) Between Cement Paste and Aggregate in Concrete, *Interface Science.* Vol. 12, pp. 411–421. 2004.

**Scrivener K.L.** Wieker W. « Advances in hydration of cements at low, ambient and elevated temperatures » Proceedings of the 8th International Congress on the Chemistry of Cement, India : New Dehli, pp.447-482, 1992.

**Scrivener K.,** Cours on-line, EPFL, 2001.

**E.J. Sellevold** and T. Farstad. Frost/salt-testing of concrete: Effect of test parameters and concrete moisture history. *Nordic Concrete Research,* 10, 1991.

**M.J. Setzer.** On the abnormal freezing of pore water and testing on freeze-thaw and deicing salt resistance, pages 1–20. CRIB, 1993.

**SHAH S.P. and SANKAR R.,** «*Internal Cracking and Strain Softening Response of Concrete under Uniaxial Compression*». Journal of American Concrete Institute, pp.200-212. 1987.

**SMADI M.M. and SLATE F.O.,** «*Microcracking of high and normal strength concretes under short and long-term loadings*». ACI Materials Journal, vol. 86, n°2, p.117-127. 1989.

**Sosoro, M.,** 'Transport of organic fluids through concrete', *Mater.Struct.*31 (April 1998) 162-169.

**Stabler, J.,** Baker, G., Heinfling, G. & Reynouard, J.M. (2001), Effect of high temperature on the fracture energy of concrete. H. Mihashi (ed.), proc.FRAMCOS III.1998.

**J. Stark** and H.M. Ludwig. Freeze-Thaw resistance and deicing salt resistance of concrete made with of different C A contents, pages 93–108. 1993.

----- T -----

**Tepponen,** Pirjo, and Eriksson, Bo-Erik, „Damages in Concrete Railway Sleepers in Finland, “Nordic Concrete Research, Publication No.6, the Nordic Concrete Federation, Oslo, 1987.

**TERRIEN M. (1980),** Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, 1980, n° 105. p 65-72.

**P.J.Tikalsky,** D. Roy, B. Scheetz, and T. Krize. Redefining cement characteristics for sulfate resistant Portland cement. Cement and Concrete Research, 32:1239–1246, 2002.

**TORRENTI J.M. (1993),** Comportement mécanique du béton - Bilan de 6 années de recherche. Mémoire d'Habilitation à diriger des travaux de recherches, Université de Paris 6, 1993. 158p.

**TORRENTI J.-M. ,** DE LARRARD F., GUERRIER F., ACKER P., GRENIER G., Numerical simulation of temperatures and stresses in concrete at early ages: the French experience, in thermal Cracking in Concrete at Early ages, edited by R.Springenschmid, **1994,** E & FN Spon, pp.281-288.

**DENIS TREMBLAY.,** «*Béton de ciment, modulo éditeur*», Mont Réal, Québec, Canada, 1983.

**Turkel S.** Alabas V. « The effect of excessive steam curing on Portland composite cement concrete » CCR (35), pp405-411, 2005.

----- U -----

<http://www.unicem.fr> » Site internet de l'UNICEM, 2007.

**P. Utgenannt** and P-E. Peterson. Influence of preconditioning on scaling resistance for different type of test surfaces. In M.J. Setzer and R. Auberg, editors, Proceedings of the International RILEM Workshop n 34: Frost Resistance of Concrete, pages 31–40. E & FN SPON, 1997.

----- V -----

**VENECANIN S.D. (1978)**, Thermal incompatibility of concrete components in concrete bridges. Proc. of First Int. Congres on Durability of Construction Materials, RIELEM, Ottawa (Canada), August 1978. 511-531.

**VENECANIN S.D. (1983)**, Stresses in concrete due to thermal incompatibility of its components. Proc. Of Int.Colloquium on Material Science and Restoration, Sliding Germany), 1983. p 93-98.

**VENECANIN S.D. (1984)**, Experimental study of thermal incompatibility of concrete components. Proc. Third Int. Conf On the durability of Building Materials and components, n° 3, Espoo (Helsinki), August 1984. p 5 10-520.

**Michel Vénuat (1989)**, La pratique des ciments mortier et bétons tome 1, Caractéristiques des liants et des bétons, mise en œuvre des coulis et mortiers 2° édition p 215 -217

**VENUAT M.**, «*La pratique des ciments mortiers et béton*». Tome 1, et Tome 2, deuxième édition.

**Verbeck G.J.** Helmuth R.H. « Structures and physical properties of cement pastes » dans The Cement Association of Japan (editeur) Proceedings of the 5th International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo (Japon), pp1-32, 1968.

**G.J. Verberk** and P. Klieger. Studies of salt scaling of concrete. Highway research board bulletin 100, 1957.

----- W -----

**WANG Y.** and YE G., «*Influence on microstructure of micronized sand as cement replacement in cementitious materials*». Journal of Wuhan University of Technology, vol.32(17), p.152-157. Sept.2010.

----- Z -----

**M.S. Zaman**, P. Ridgway, and A.G.B. Ritchie. Prediction of deterioration of concrete due to freezing and thawing and due to deicing use. ACI Journal Technical Paper, pages 56–58, 1982.

**ZUQUAN, J., S. WEI, Z. JINYANG, J. YUNSHENG, et L. JIANZHONG.** «Interaction between sulfate and chloride solution attack of concretes with and without fly ash.» *Cement and Concrete Research* 37 (2007): 1223-1232.

---

*LISTE DES PUBLICATIONS ET  
COMMUNICATIONS ISSUES DE LA THESE*

---

## LISTE DES PUBLICATIONS ET COMMUNICATIONS ISSUES DE LA THÈSE

### PUBLICATIONS DANS DES REVUE

1/ B. Ben ammar, B. Mezghiche, M. Mellas and S. Guettala, **2007**. Natural treatment of the concrete by protection or watering. *World Journal of Engineering* 4(2), 41 - 49.

2/ Ben khadda Ben ammar, Bouzidi Mezghiche, Salim Guettala, 2013. Influence of atmospheric steam curing by solar energy on the compressive and flexural strength of concretes. *Construction and Building Materials*, 49 (**2013**)

3) B. BENAMMAR, B. MEZGHICHE, S. GUETTALA. *October 2014. The Effect of Steam Curing by Solar Energy on the Compressive Strength of Concrete*. *Precast Concrete Elements - Precast Production Technology. CPI (Concrete Plant International) magazine* vol. 17(5), pp. 178-183. Place of publication: Cologne, Germany (ISSN:1437-9023). <http://www.cpi-worldwide.com/flips/2014/5>

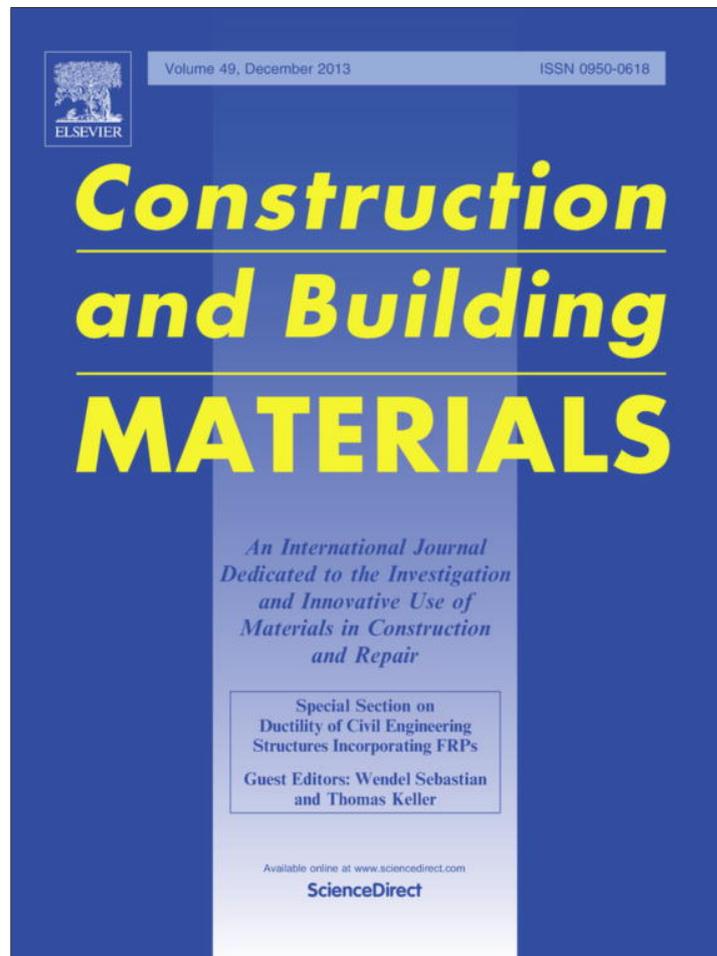
### COMMUNICATIONS INTERNATIONALES

1/ Ben ammar, B., Bouzidi, M., **2006**. Traitement naturel des bétons par étuvage en utilisant de l'énergie solaire, Séminaire International sur la Normalisation et Qualité dans la Construction, Tlemcen (Algérie) le 18 et 19 Novembre, 2006, 49- 61.

2/ Ben khadda BEN AMMAR, Bouzidi MEZGHICHE, **2010**. L'utilisation de l'énergie renouvelable pour la préfabrication des bétons, Seventh International Conference on Material Sciences (CSM7) **2010**, Beirut – Lebanon, 20-22 May 2010.

3/ B. Ben ammar, B. Mezghiche, **2011**. Accélération du durcissement du béton par chauffage solaire, La 29ème Rencontre Universitaire de Génie Civil (Association Universitaire de Génie Civil) 2011, Tlemcen (Algérie) 29 au 31 Mai 2011.

Provided for non-commercial research and education use.  
Not for reproduction, distribution or commercial use.



This article appeared in a journal published by Elsevier. The attached copy is furnished to the author for internal non-commercial research and education use, including for instruction at the authors institution and sharing with colleagues.

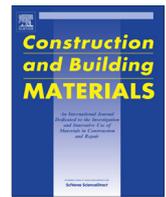
Other uses, including reproduction and distribution, or selling or licensing copies, or posting to personal, institutional or third party websites are prohibited.

In most cases authors are permitted to post their version of the article (e.g. in Word or Tex form) to their personal website or institutional repository. Authors requiring further information regarding Elsevier's archiving and manuscript policies are encouraged to visit:

<http://www.elsevier.com/authorsrights>

Contents lists available at [ScienceDirect](http://www.sciencedirect.com)

# Construction and Building Materials

journal homepage: [www.elsevier.com/locate/conbuildmat](http://www.elsevier.com/locate/conbuildmat)

## Influence of atmospheric steam curing by solar energy on the compressive and flexural strength of concretes

Benkhadda Benammar<sup>a</sup>, Bouzidi Mezghiche<sup>a</sup>, Salim Guettala<sup>a,b,\*</sup><sup>a</sup> Civil Engineering Research Laboratory, University of Biskra, 07000 Biskra, Algeria<sup>b</sup> Civil Engineering Department, University of Djelfa, 17000 Djelfa, Algeria

### HIGHLIGHTS

- Accelerated hardening of the steam curing by solar energy of concretes.
- A good strength and high electrical energy saving for precast concretes production.
- A gain of time and shorter manufacturing lead times.
- Beneficial effect of a steam curing to achieve high strength especially in the earlier ages of curing.

### ARTICLE INFO

#### Article history:

Received 2 June 2013

Received in revised form 24 August 2013

Accepted 29 August 2013

Available online 23 September 2013

#### Keywords:

Concretes

Compressive and flexural strength

Steam curing

Solar energy

Precast elements

### ABSTRACT

In this paper, influence of atmospheric steam curing by solar energy on the compressive and flexural strength of concretes for precast elements was investigated. An experimental program was carried out to studying in parallel the effect of water/cement ratio (0.4, 0.5 and 0.6), the influence of cement type and the influence of curing methods (four methods of curing were used: water curing, air curing, steam curing at 29 °C and steam curing at 45 °C) on the compressive and flexural strength of concretes. Six formulations of similar workability made from ordinary Portland cement (CEM I 42.5) and a composite cement (CEM II/B 42.5) three of each type are studied. The results allow us to highlight the beneficial effect of a steam curing procedure to achieve high compressive and flexural strength, especially in the earlier ages of curing. However, after 28 days of steam curing, a strength reduction was observed in all samples. The technique of steam curing by solar energy is an effective technique for accelerated hardening of concretes, for a good strength and high electrical energy saving for precast concretes production. We can say that the increased compressive strength during the progress of the reaction of hydration is accompanied by an increase in flexural strength. Through the results obtained a gain of time and shorter manufacturing lead times to reach the compressive strength at 28 days in the free air after a one day steam curing and 3 days of hardening in the free air for the two types cement and the different w/c ratios.

Published by Elsevier Ltd.

## 1. Introduction

Development of conventional forms of energy for meeting the growing energy needs of society at a reasonable cost. In recent years, public and political sensitivities to environmental issues and energy security have led to the promotion of renewable energy resources (such as solar energy) [1]. It is very important to apply solar energy for a wide variety of applications and provide energy solutions by modifying the energy proportion, improving energy stability, increasing energy sustainability, conversion reduction and hence enhance the system efficiency [2]. An important benefit in terms of improving efficient use of resources such as electricity

and combustibles, is harnessing renewable resources of energy, mainly solar energy. Solar energy can effectively be used in regions where solar radiation is very important either in intensity or over a long period yearly. Among these uses, thermal treatment of products like prefabricated concrete elements. Algeria is a region of high solar radiation with more than 220 equivalent days of sun shining a year. The use of heating by evaporation in climatic container having a polyethylene or metal covers permits to improve production capacity of prefabricated concrete elements. The use of solar energy can reduce remarkably the cost of production by reducing energy cost and hence improving the performance of enterprises [3]. The curing method used for precast concrete products differs from the normal curing method where steam curing is usually employed because it accelerates the rate of strength development. However, this curing method alters the properties of the resulting concrete [4,5]. For the production of

\* Corresponding author at: Civil Engineering Research Laboratory, University of Biskra, 07000 Biskra, Algeria. Tel.: +213 551874005.

E-mail address: [guettalasalim@yahoo.com](mailto:guettalasalim@yahoo.com) (S. Guettala).

concrete and reinforced concrete prefabricated structural elements, and for increasing the reuse of formworks and the performance of climatic containers, it is sufficient to maintain heating by evaporation until the strength at 28 days is reached which will help in transporting these prefabricated structural elements without damaging them. After that, the final strength will be reached in the normal storage areas. Steam curing at atmospheric pressure is an important technique for obtaining high early strength values in precast concrete production. Cement type, as well as curing period and temperature, are the important parameters in the steam-curing process [6]. It has been generally accepted that the performance of hardened cementitious composites is greatly dependent on the curing temperature and duration as well as environmental conditions. In particular, steam curing with heat treatment at high temperature is commonly used in the production of precast concrete elements to increase the rate of hydration and accelerate early-age strength development. It was reported that the optimum maximum temperature of steam curing was near 60 °C considering strength and the increase of procuring time increased the strength of concrete [7]. Because of the hydration rate of cement increases with the increase in temperature, the gain of strength can be speeded up by curing concrete in steam. When steam is generated in atmospheric pressure, the temperature is below 100 °C; the process can be regarded as a special case of moist curing in which the vapor-saturated atmospheres ensures a supply of water [8,9]. It is confirmed that the steam curing at low pressure could improve the quality of high performance concrete incorporating mineral admixtures, comparing with standard curing [10]. Maximum curing temperatures may be anywhere in the range of 40–100 °C. However, the optimum temperature has been found in the range of 65–85 °C. The curing temperature will be a compromise between rate of strength gain and the ultimate strength, because of the higher, the curing temperature, the lower and the ultimate strength [11]. The role of cement type as a binder has a great importance in heat treatment applications. The primary factors determining the behavior of cements subjected to heat treatment are fineness and composition of cements, the type and quantity of mineral additions used in blended cements and the curing cycle parameters. For compressive strength development of concrete, duration of steam curing is also an important parameter as well as temperature [12]. The treatment period and temperature is adjusted according to the targeted 1 day strength level. It is obvious that heat treatment application at a lower temperature is more economical and energy saving [13]. A temperature raises during the early stages of hydration increases the strength development [9,14,15]. The steam curing enhanced the 1-day compressive strength and ultrasonic pulse velocity while causing loss of long term strength. Indeed, an initial rapid hydration can lead to the formation of hydration products have a physical structure less compact, this will lead to a lower strength compared to less porous concrete, hydrated slowly with a water curing [9,15–17]. The length of the total curing period must allow for controlled heating application and cooling of the concrete [11]. Practical curing cycles are chosen as a compromise between the early and late strength requirements but are governed also by the time available. Economic considerations determine whether the curing should be suited to a given concrete mix or, alternatively, whether the mix ought to be chosen so as to fit a convenient cycle of steam curing. Whereas, details of a satisfactory cycle would consist of the following: a preheating (delay) period of 2–5 h, heating at the rate of 22–44 °C/h up to a maximum temperature of 50–82 °C, then storage at maximum temperature, and finally a cooling period, the total cycle (exclusive of the delay period) should be completed preferably not more than 18 h [18]. Erdem et al. [4] concluded that in the delay in the commencement of steam curing operation by a period equal to the initial setting time of cement, higher strengths

were obtained when the delay period was equal to the setting time. The hydration rate of cement is greatly affected by a number of factors besides the temperature, so the gain in strength of concrete is also largely controlled by these factors. However, it is clear that the effect of the humidity during curing is a major consideration that cannot be ignored. Steam curing by atmospheric vapor in concrete enclosures continues until the minimum is reached strength deemed essential to the performance of the element after demolding [19], this minimum would be difficult to determine a priori because it depends on the shape more or less massive parts, and depends on the nature of the stresses to which they submitted after release. To fix ideas, we may admit that in the absence of any external load, the minimum strength to compressive should be located around 50 to 60% of the required strength at 28 days under natural conditions is 10 MPA [18], which can transport and store the parts in concrete rooms for a natural hardening to ambient air in the realization of business without breaking. For this purpose many studies have been conducted to study the influence of temperature on the various mechanisms involved during hydration [14–16,20–23]. The required objective is to evaluate through experiments the influence of atmospheric steam curing by solar energy on the compressive and flexural strength of concretes.

## 2. Experimental program

Here is presented the materials used, study of the temperature in the steam curing chamber and at ambient air, testing method and concretes compositions, samples preparation and tests conducted.

### 2.1. Materials

#### 2.1.1. Cement

Two cements from the same clinker are used: an ordinary Portland cement (CEM I) class 42.5 MPA and a composite cement (CEM II/B) class 42.5 MPA with 35% to limestone fillers. The clinker is from the cement factory of M'sila. The chemical and mineralogical compositions of cements are presented in Tables 1 and 2, respectively. The potential mineralogical composition of the cements is calculated according to the empirical formula of Bogue [24]. The physical properties of cements are shown in Table 3.

#### 2.1.2. Water

The water is drinking water that contains little sulfate and having a temperature of  $20 \pm 2$  °C. Its quality conforms to the requirements of NFP 18-404 standard.

#### 2.1.3. Sand

The sand used (0/5 mm) is from the Biskra region (River Oued-Djedi). Apparent density = 1697 kg/m<sup>3</sup>, specific density = 2600 kg/m<sup>3</sup>, fineness modulus = 2.82 (sand is suitable for a satisfactory workability and strength with limited risk of segregation), sand equivalent (sight) = 80.10 (argillaceous sand of acceptable cleanliness for concretes of current quality). The grading curve of sand is given in Fig. 1.

#### 2.1.4. Crushed stone

Fractions of crushed stone was used (3/8, 8/15 and 15/25 mm) the Ain-Touta (Batna) region. Apparent density = 1340 kg/m<sup>3</sup>, specific density = 2610 kg/m<sup>3</sup> and coefficient of Los Angeles = 20% (hard). The grading curves of gravels are given in Fig. 1.

### 2.2. Study of the temperature in the steam curing chamber and at ambient air

Our study is to first identify the temperatures in the free air using a thermometer and within the steam curing chamber exposed to solar radiation (Fig. 2) for 12 months of the year (from 01 January to 31 December 2012), the average of these monthly recordings are illustrated in Fig. 3.

### 2.3. Testing method and concretes compositions

An experimental program was carried out to studying in parallel the effect of water/cement ratio (0.4, 0.5 and 0.6), the influence of cement type and the influence of curing methods (four methods of curing were used: water curing, air curing, steam curing at 29 °C and steam curing at 45 °C) on the compressive and flexural strength of concretes. Concrete samples were manufactured from six mixes of similar workability made from ordinary Portland cement (CEM I 42.5) and a composite cement (CEM II/B 42.5). The optimizing the formulation of concrete-based on

**Table 1**  
Chemical composition of cements (%).

Cement type	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	Cl	LOI
CEM I 42.5	21.36	4.98	3.63	65.86	2.06	0.93	0.08	0.77	0.02	2.48
CEM II/B 42.5	17.49	4.51	3.02	62.78	2.15	2.38	0.05	0.64	0.02	8.10

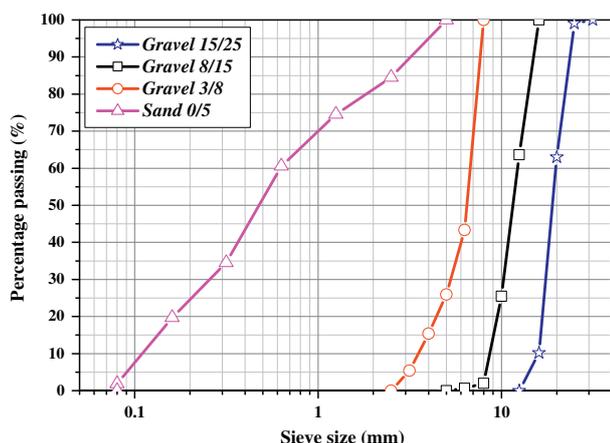
LOI: loss on ignition.

**Table 2**  
Mineralogical composition of cements (%).

Cement type	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
CEM I 42.5	61.54	14.83	7.04	11.05
CEM II/B 42.5	55.41	13.65	2.25	14.83

**Table 3**  
Physical properties of cements (%).

Cement type	CEM I 42.5	CEM II/B 42.5
Apparent density (kg/m <sup>3</sup> )	1130	1030
Specific density (kg/m <sup>3</sup> )	3100	3060
Finesness (cm <sup>2</sup> /g)	3917	3242

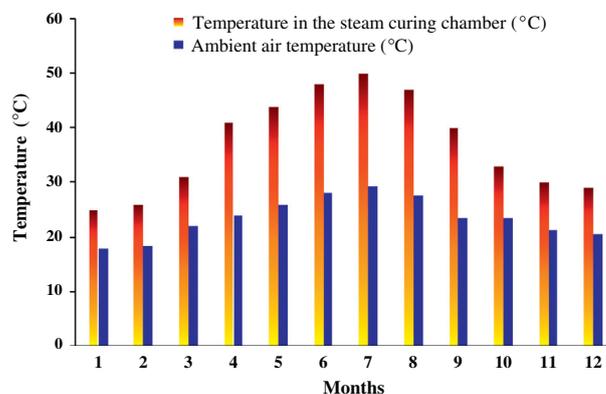


**Fig. 1.** Grading curves of sand and gravels.



**Fig. 2.** Steam curing chamber exposed to solar radiation.

several criteria that are often a compromise between them: workability, strength, durability and economy. Multiplicity of used methods to determine the concretes compositions was used that gives accurate results and seems to be the least known. This is the method of B. Scramtaiv. This method relies on the fact that the sum of the



**Fig. 3.** Monthly exchange in ambient air temperatures and the steam curing chamber.

absolute volumes of original material in a cubic meter is equal to the volume of the composition of tamped concrete [25]. Whose workability is such that its cone slump of 7 cm. In all tests the w/c ratio  $\geq 0.4$ ,  $A = 0.6$  and  $D_{max} = 25$  mm. The compositions of concretes are reported in Table 4. From the temperature variation with time of 12 months of the year, we can say that for six months from October to March the average temperature coefficient ( $K_1 = 1.4$ ), and April to September the average temperature coefficient ( $K_2 = 1.7$ ).

$$T_{\text{in steam curing chamber}} = K_i \times T_{\text{air temperature}}$$

with  $T^{\circ}$  is the temperature (°C) and  $K_i$  is the average temperature coefficient.

Based on the results deduced from the variation of temperature versus time inside the chamber (Fig. 3), we select the six months which corresponds to the seasons (spring and summer) as shown in Table 5. We choose for steam curing a cycle 1: ( $3 \times 8 \times 3$ ) with a maximum temperature bearing 45 °C as shown in Fig. 4c1. We do the same for the other six months representing (autumn and winter) as shown in Table 6. We choose for steam curing a cycle 2: ( $3 \times 7 \times 3$ ) with a maximum temperature bearing 29 °C as shown in Fig. 4c2.

#### 2.4. Samples preparation and tests conducted

100 × 100 × 100 mm cubic samples were used for compressive strength tests and 100 × 100 × 400 mm prismatic specimens were used for flexural strength tests. For both compressive and flexural strength, three samples were tested and then their values averaged [25]. The concretes studied: a control concrete conserved in water at an ambient temperature of  $20 \pm 2$  °C, hardened concrete in the free air, and concretes subjected to two cycles of steam curing. The steam curing cycle must include four phases: delay period, temperature rises, maximum temperature and cooling. E.g., for cycle 1 ( $3 \times 8 \times 3$ ), after mixing and concrete molding, samples are stored in the laboratory at  $20 \pm 2$  °C in the plastic to prevent evaporation of free water for 15 h. After demolding, the samples were introduced into the steam curing chamber exposed to the solar rays at 7 h in the morning, equipped with a thermometer to monitor the temperature as soon as the temperature reaches 45 °C at 10 h for 8 h at a speed of temperature rise of 8.33 °C/h, which is desirable. At 18 h we let the enclosure exposed to solar energy for cooling for 3 h. The choice of the temperature 45 °C tantamount to the average temperatures of six months (from April to September) and is generalized for the period corresponding to the seasons (spring and summer). For 29 °C the cold period (six months from October to March) and is generalized for the period corresponding to the seasons (autumn and winter).

### 3. Test results and discussion

#### 3.1. Workability

It is important to know the properties of concrete in fresh state before setting and hardening. Among these properties, workability

**Table 4**  
Concretes compositions (kg/m<sup>3</sup>).

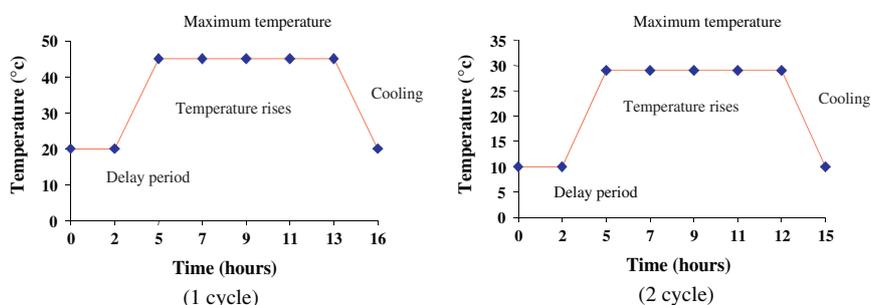
Concrete type	Water (l)	Cement	Sand 0/5	Gravel 3/8	Gravel 8/15	Gravel 15/25	w/c ratio
B1	190	475.00	533	143	126	909	0.4
	190	380.00	613				0.5
	190	316.66	666				0.6
B2	200	500.00	490				0.4
	200	400.00	575				0.5
	200	333.33	640				0.6

B1: Concrete-based CEM I 42.5.

B2: Concrete-based CEM II/B 42.5.

**Table 5**  
Cycles of steam curing and maximum temperatures (spring–summer).

Month	April	May	June	July	August	September
Cycles (h × h × h)	3 × 8 × 3	3 × 8 × 3	3 × 8 × 3	3 × 9 × 3	3 × 9 × 3	3 × 8 × 3
Maximum temperature in the chamber (°C)	41	44	48	50	47	40



**Fig. 4.** Heat treatment procedure for steam curing.

**Table 6**  
Cycles of steam curing and maximum temperatures (autumn–winter).

Month	October	November	December	January	February	March
Cycles (h × h × h)	3 × 8 × 3	3 × 7 × 3	3 × 7 × 3	3 × 7 × 3	3 × 7 × 3	3 × 8 × 3
Maximum temperature in the chamber (°C)	33	30	29	25	26	31

can be defined as the ease of implementation of concrete. The slump test to Abrams cone NF P 18-451 is currently in use worldwide, it provides reliable measurements of small variability. According the slump obtained, workability class of the concretes is plastic (slump varies from 6 to 8 cm).

### 3.2. Compressive and flexural strength

The compressive and flexural strengths are estimated at 1, 2, 3, 7 and 28 days for the four curing methods used: water curing, air curing, steam curing at 29 °C and steam curing at 45 °C. The results of compressive and flexural strength development of samples in the free air, in water and concretes having undergone a steam curing are given in Figs. 5–7.

#### 3.2.1. Influence of curing methods used

Fig. 5a shows the beneficial effect of water curing; the water curing promotes hydration which causes clogging of the capillary pores and reinforce of the linkages intergranular irrespective of the w/c ratio and the cement type. This is in accord with [26].

A negative effect of curing-air on the compressive strength development of samples was observed in Fig. 5b. This curing regime was selected to simulate the current ongoing practice in the construction industry. It was observed that the general trend

of compressive strength of air curing samples was very similar to that of water curing samples. However, the samples cured in air exhibited somewhat lower values in compressive strength as compared to the samples cured in water. This may be attributed to the lack of moisture availability for the hydration of cement, which eventually caused a porous structure introduced by drying shrinkage [27].

The results presented in Fig. 5c and d, indicated that the application of steam curing improved the compressive strength of the samples compared to water and air cured samples, especially in the early stages. This is due to condensation of the water vapor saturated air that provides humidification to achieve sufficient initial strength. E.g., The results shown in Fig. 5c shows that the compressive strength of concrete containing CEM I 42.5 with a w/c = 0.4 ratio is about 32.20 MPA for steam curing one day at 45 °C, an increase of about 9.32% (2 days of steam curing) and of the order of 5.11% (3 days of steam curing) and of the order of 4.10% (7 days of steam curing). For concretes containing CEM II/B 42.5 with a w/c = 0.4 is of the order of 30.70 MPA for steam curing for a day, an increase of about 9.80% (2 days steam curing) and about 5.30% (3 days of steam curing) and about 4.20% (7 days steam curing). The results illustrated in Fig. 5d highlight that the compressive strength of concrete containing CEM I 42.5 with a w/c = 0.4 ratio is about 25.10 MPA for steam curing one day at

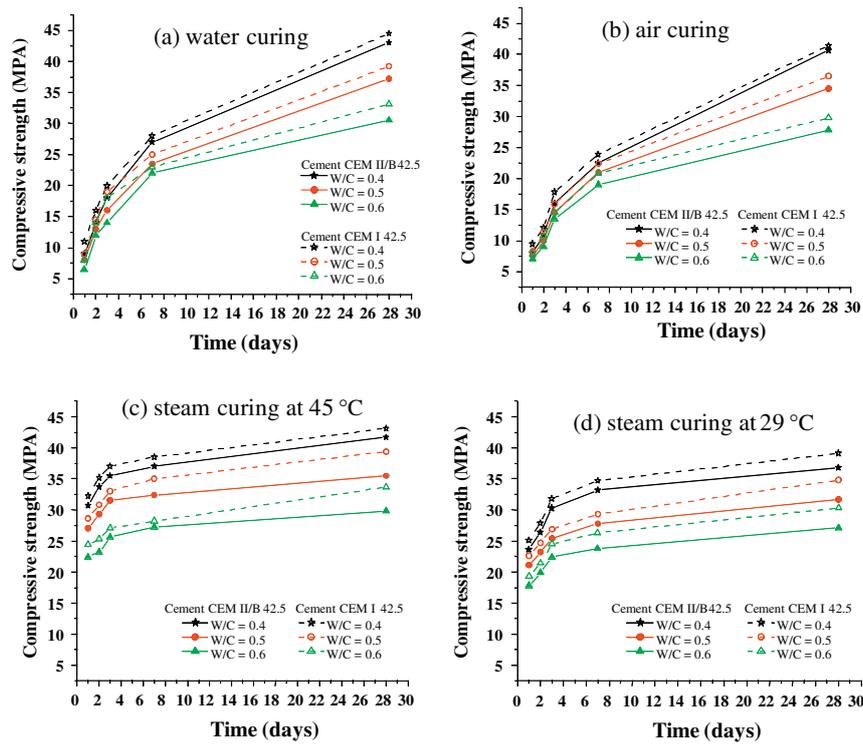


Fig. 5. Effects of curing methods, cement type and w/c ratio on the compressive strength development of samples.

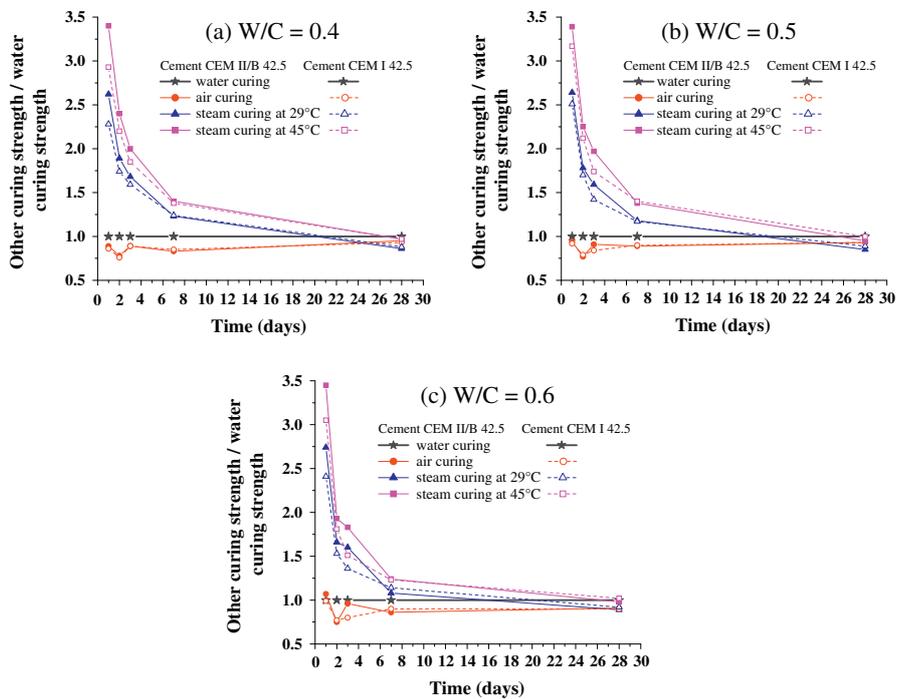


Fig. 6. Effects of curing methods, cement type and w/c ratio on the compressive strength ratio of samples.

29 °C, an increase of about 11.16% (2 days of steam curing) and of the order of 13.98% (3 days of steam curing) and of the order of 9.12% (7 days of steam curing). For concretes containing CEM II/B 42.5 with a w/c = 0.4 is of the order of 23.60 MPa for steam curing for a day, an increase of about 11.86% (2 days steam curing) and about 14.77% (3 days of steam curing) and about 9.57% (7 days steam curing).

For a temperature of 45 °C steam curing with 8 h of heat treatment, the compressive strengths reach almost 77% and 75% for concretes containing CEM I 42.5 and CEM II/B 42.5, respectively compared with of the concrete strength at 28 days of the normal hardening with a w/c = 0.4 ratio.

Fig. 6 gives comparison data on compressive strength of the samples experienced during each curing procedure relative to the

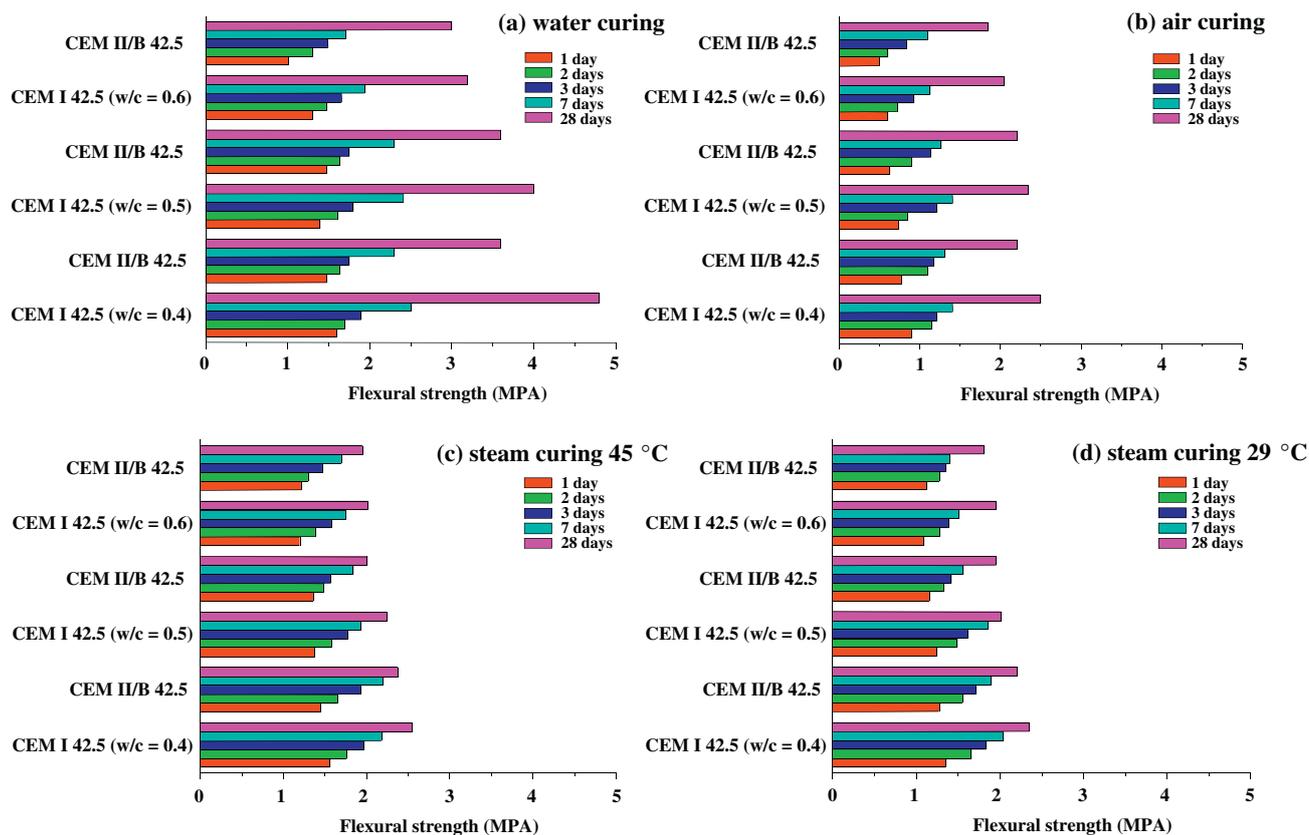


Fig. 7. Effects of curing methods, cement type and w/c ratio on the flexural strength development of samples.

compressive strength of water cured samples. The data confirmed that the compressive strength of samples was significantly dependent on the type of curing procedure. Furthermore, the beneficial effect of steam curing on the strength of the samples was clearly observed at earlier stages up to 7 days. In contrast, with continuous steam curing, the ratio of compressive strength gradually decreased. Subsequently, the compressive strength of the water cured samples was higher than that of the steam curing at 28 days. Although an increase in temperature increases the development of strength at early-age, but a negative impact on strength after 7 days. Indeed, an initial rapid hydration can lead to the formation of hydration products have a physical structure less compact, probably more porous, so that a percentage of pores remain unfilled, this will lead to a lower strength compared to less porous concrete, hydrated slowly with a water curing. These results are consistent with those reported by other authors [9,15]. The fact that the porosity increases with temperature is consistent with a coarsest microstructural development, the hydrates (notably the C–S–H) denser and distributed in a less homogeneous in the cement matrix and allows the development of a larger pore network, causing loss of the strength [16].

The results illustrated in Fig. 7 highlight that the flexural strength was in excellent agreement with that for the compressive strength irrespective of the w/c ratio and the cement type. Finally, we can say that the increased compressive strength during the progress of the reaction of hydration is accompanied by an increase in flexural strength. Test results indicated that steam curing greatly helped the development of both compressive and flexural strength for the samples in the early ages. However, a reduction was observed at 28 days. Additionally, air curing has potentially a negative effect on the mechanical properties of samples due to a lack of the moisture availability for hydration. Thus, it can be concluded

that the use of steam curing by solar energy holds promise in the production of precast concrete elements taking into consideration economical and mechanical factors.

### 3.2.2. Influence of w/c ratio and cement type

Concerning the influence of water/cement ratio (w/c), we see clearly that the compressive strength of all hardened concretes at any age, decreased with the increase of w/c ratio. The w/c ratio exerts a great influence on the porosity of the concretes (network of pores finer and more discontinuous). That is why the concretes with w/c ratio low: developing very quickly their compressive strength by a high concentration in C–S–H [28].

In addition, we note that the compressive strength of concretes-based cement CEM I 42.5 clearly superior to concretes-based cement CEM II/B 42.5. This means that the use of ordinary Portland cement can change the pore structure, to decrease the number of large pores and increase the small pores. This change is a function of the fineness; more particles are finer their role is effective. Because of fineness their higher than cement CEM II/B 42.5. The compressive strengths increases when using a CEM I 42.5 reflecting improved compactness by a physical process that depends on the fineness of the cement, which causes chemical activation of hydration and acts on evolution of compressive strengths. This result can be explained also by the proportion of clinker in cements.

### 3.2.3. Influence of hardening in the free air after a day of steam curing

The compressive and flexural strengths are estimated from (1 day of steam curing and hardening in the free air of 3 days) for steam curing at 45 °C and 29 °C are shown in Tables 7 and 8, respectively.

Table 7 shows that for a steam curing from one day to 45 °C and hardening in the free air at 3 days the compressive strengths of

**Table 7**

Compressive and flexural strength of concretes (1 day of steam curing at 45 °C + hardening of 3 days).

Concrete type	Strength (MPa)	w/c ratio	1 day of steam curing at 45 °C + hardening in the free air at 3 days	Percentage of hardening (%)
B1	Compressive	0.4	42.00	101.40
		0.5	38.50	105.50
		0.6	31.00	104.00
	Flexural	0.4	2.43	97.20
		0.5	2.34	99.40
		0.6	1.98	96.60
B2	Compressive	0.4	40.70	100.00
		0.5	35.50	102.90
		0.6	28.10	101.00
	Flexural	0.4	2.10	95.20
		0.5	1.99	98.00
		0.6	1.89	97.10

**Table 8**

Compressive and flexural strength of concretes (1 day of steam curing at 29 °C + hardening of 3 days).

Concrete type	Strength (MPa)	w/c ratio	1 day of steam curing at 29 °C + hardening in the free air at 3 days	Percentage of hardening (%)
B1	Compressive	0.4	41.20	99.50
		0.5	35.50	97.20
		0.6	28.90	97.30
	Flexural	0.4	2.40	96.10
		0.5	2.25	95.70
		0.6	1.95	95.10
B2	Compressive	0.4	41.00	96.60
		0.5	36.00	99.70
		0.6	28.70	98.50
	Flexural	0.4	2.19	90.50
		0.5	2.05	92.60
		0.6	1.81	94.10

concretes containing CEM I 42.5 for different w/c ratios (0.4, 0.5 and 0.6) exceed on the order of (1.4%, 5.5% and 4.0%) the strengths of concretes cured in the free air after 28 days, respectively. For concretes containing CEM II/B 42.5 for the same w/c ratios they exceed the order of (0.0%, 2.9% and 1.0%) the strengths of hardened concretes in the free air at 28 days, respectively. This gives us a gain of time and shorter manufacturing lead times to reach the compressive strength at 28 days in the free air after a day steam curing at 45 °C and 3 days of hardening in the free air for the two types cement and the different w/c ratios.

Table 8 shows that for a steam curing from one day to 29 °C and hardening in the free air at 3 days the compressive strengths of concretes are almost comparable to that of hardened concretes in the free air at 28 days irrespective of w/c ratio and the cement type.

#### 4. Conclusion

The main objective of this paper aimed to evaluate through experiments the influence of atmospheric steam curing by solar energy on the compressive and flexural strength of concretes, the test results emphasize the beneficial effect of a steam curing procedure to achieve high compressive and flexural strength, especially in the earlier ages of curing. However, the compressive strength of the water cured samples was higher than that of the

steam curing at 28 days. Although an increase in temperature increases the development of strength at early-age, but a negative impact on strength after 7 days. Indeed, an initial rapid hydration can lead to the formation of hydration products have a physical structure less compact, this will lead to a lower strength compared to less porous concrete, hydrated slowly with a water curing. The results obtained can be summarized as follows:

- The water curing promotes hydration which causes clogging of the capillary pores and reinforce of the linkages intergranular irrespective of the w/c ratio and the cement type. The air curing has potentially a negative effect on the mechanical properties of samples due to a lack of the moisture availability for hydration.
- Algeria is one place among those rich regions in solar radiation, use of this technique in the heat treatment of parts of reinforced and prestressed concrete in areas with high solar radiation concentrated and long periods of time, this reduces the cost of concrete parts, leading to a remarkable saving of costs for production companies, as well as changes in productivity of the concrete industry.
- The technique of steam curing by solar energy is an effective technique for accelerated hardening of concretes, for a good strength and high electrical energy saving for precast concretes production.
- We can say that the increased compressive strength during the progress of the reaction of hydration is accompanied by an increase in flexural strength.
- The compressive strength of all hardened concretes at any age, decreased with the increase of w/c ratio. In addition, we note that the compressive strength of concretes-based cement CEM I 42.5 clearly superior to concretes-based cement CEM II/B 42.5.
- Finally, a gain of time and shorter manufacturing lead times to reach the compressive strength at 28 days in the free air after a one day steam curing and 3 days of hardening in the free air for the two types cement and the different w/c ratios.

#### References

- [1] Bhattu Abdul Waheed, Bazmi Aqeel Ahmed, Zahedi Gholamreza. Greener energy: issues and challenges for Pakistan—solar energy prospective. *Renew Sustain Energy Rev* 2012;16(5):2762–80.
- [2] Mekhilef S, Saidur R, Safari A. A review on solar energy use in industries. *Renew Sustain Energy Rev* 2011;15(4):1777–90.
- [3] Mezghiche B, Zeghichi L, Chebili R, Mellas M. Curing methods of precast concrete elements. *Asian J Civil Eng (Build Housing)* 2006;7(6):581–9.
- [4] Erdem TK, Turanlı L, Erdogan TY. Setting time: an important criterion to determine the length of the delay period before steam curing of concrete. *Cem Concr Res* 2003;33(5):741–5.
- [5] Ho DWS, Chua CW, Tam CT. Steam-cured concrete incorporating mineral admixtures. *Cem Concr Res* 2003;33(4):595–601.
- [6] Turkel S, Alabas V. The effect of excessive steam curing on Portland composite cement concrete. *Cem Concr Res* 2005;35(2):405–11.
- [7] Yang QB, Yang QR, Zhu PR. Scaling and corrosion resistance of steam-cured concrete. *Cem Concr Res* 2003;33(7):1057–61.
- [8] Hanson JA. Optimum steam curing procedure in precasting plants. *Am Concr Inst Proc* 1963;60(1):75–100.
- [9] Neville AM. *Properties of concretes*. Springer; 2000. p. 345–350.
- [10] Maltas Y, Marchand J. Influence of curing temperature on cement hydration and mechanical strength development of fly ash mortars. *Cem Concr Res* 1997;27(7):1009–20.
- [11] Mindess S, Young JF. *Concrete*. Englewood Cliffs (NJ): Prentice-Hall, Inc.; 1981.
- [12] Oztekin E. Determination of heat treatment cycle for cements. *Turkish cement manufacturers. Assoc Cem Bull* 1984;206(3):24–6.
- [13] Erdogdu S, Kurbetci S. Optimum heat treatment cycle for cements of different type and composition. *Cem Concr Res* 1998;28(11):1595–604.
- [14] Kjellsen KO, Detwiler RJ, Gjørsvik OE. Backscattered electron imaging of cement pastes hydrated at different temperatures. *Cem Concr Res* 1990;20(2):308–11.
- [15] Kim J-K, Han SH, Song YC. Effect of temperature and aging on the mechanical properties of concrete: Part I. Experimental results. *Cem Concr Res* 2002;32(7):1087–94.

- [16] Gallucci E, Xinyu Zhang, Scrivener K. Influence of temperature on the microstructural development of concretes. Septième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)2B. Toulouse, France, 19–20 juin 2006.
- [17] Gesoğlu M. Influence of steam curing on the properties of concretes incorporating metakaolin and silica fume. *Mater Struct* 2010;43(8):1123–34.
- [18] ACI 517.2R-87 revised. Accelerated curing of concrete at atmospheric pressure-state of the art. Farmington Hills (Michigan): American Concrete Institute; 1992. p. 17
- [19] Vénuat M. The practice of cements, mortars and concretes, vol. 1. 2nd ed. 1989. p. 215–7.
- [20] Kjellsen KO, Detwiler RJ, Gjørv OE. Pore structure of plain cement pastes hydrated at different temperatures. *Cem Concr Res* 1990;20(6):927–33.
- [21] Kjellsen KO, Detwiler RJ, Gjørv OE. Development of microstructures in plain cement pastes hydrated at different temperatures. *Cem Concr Res* 1991;21(1):179–89.
- [22] Kjellsen KO, Detwiler RJ. Reaction kinetics of Portland cement mortars hydrated at different temperatures. *Cem Concr Res* 1992;22(1):112–20.
- [23] Asaga K, Ishizaki M, Takahashi S, Konishi K, Tsurumi T, Daimon M. Effect of curing temperature on the hydration of Portland cement compounds. In: Proceedings of the 9th international congress on the chemistry of cement, New Delhi; 1992. p. 181–7.
- [24] Bogue RH. The chemistry of Portland cement. 2d ed. New York: Reinhold Publishing Corp.; 1955.
- [25] Mezghiche B. Laboratory testing of construction materials. Algérie: Publication Universitaire Biskra; 2005. p. 120.
- [26] Rabehi M, Mezghiche B, Guettala S. Correlation between initial absorption of the cover concrete, the compressive strength and carbonation depth. *Constr Build Mater* 2013;45(8):123–9.
- [27] Ramezani-pour AA, Malhotra VM. Effect of curing on the compressive strength, resistance to chloride-ion penetration and porosity of concretes incorporating slag, fly ash or silica fume. *Cem Concr Compos* 1995;17(2):125–33.
- [28] Guettala S, Mezghiche B. Compressive strength and hydration with age of cement pastes containing dune sand powder. *Constr Build Mater* 2011;25(3):1263–9.

---

*ANNEXES*

---

## ANNEXES

### 1) Traitement naturel (étuvage)

a- Résistances à la compression et à la flexion de différents bétons (E/C, durcissement et températures d'étuvage) pour un CEM I A 42.5 (CRS) et pour 1, 2, 3, 7 et 28 jours d'étuvage.

Tableau 6		E/C	air	eau	étuvage à 45 °C				étuvage à 29 °C			
Age (jours)			28	28	1	2	3	7	1	2	3	7
Cycles			/	/	3×8×3	/	/	/	3×7×3	/	/	/
(CE M I A 42.5 )	R <sub>C</sub> (MPa)	0.4	41.4	44.5	32.2	35.2	37.0	38.5	25.1	27.9	31.8	34.7
		0.5	36.5	39.2	28.6	30.8	33.0	35.0	22.6	24.7	26.9	29.3
		0.6	29.8	33.1	24.4	25.3	27.1	28.2	19.3	21.4	24.5	26.3
	Pourcent durcis (%)	0.4	100	107.5	77.8	85.0	89.4	93.0	60.6	67.4	76.8	83.8
		0.5	100	107.4	78.4	84.4	90.4	95.9	61.9	67.7	73.7	80.3
		0.6	100	111.1	81.9	84.9	90.9	94.6	64.8	71.8	82.2	88.3
	R <sub>f</sub> (MPa)	0.4	2.50	4.8	1.56	1.76	1.97	2.18	1.35	1.66	1.83	2.04
		0.5	2.35	4.0	1.38	1.58	1.78	1.93	1.24	1.49	1.62	1.86
		0.6	2.05	3.2	1.20	1.39	1.58	1.75	1.09	1.27	1.39	1.51
	Pourcent durcis (%)	0.4	100	192.0	62.4	70.4	78.8	87.2	54.0	66.4	73.2	81.6
		0.5	100	170.2	58.7	67.2	75.7	82.1	52.8	63.4	68.9	79.1
		0.6	100	156.1	58.5	67.8	77.1	85.4	53.2	62.0	67.8	73.7

b- Résistances à la compression et à la flexion de différents bétons (E/C, durcissements et températures d'étuvage) pour un CEM II/B 42.5 (CPJ) et pour 1, 2, 3, 7 et 28 jours d'étuvage.

Tableau 6		E/C	air	eau	étuvage à 45 °C				étuvage à 29 °C			
Age (jours)			28	28	1	2	3	7	1	2	3	7
Cycles			/	/	3×8×3	/	/	/	3×7×3	/	/	/
(CE M II/B 42.5 )	R <sub>C</sub> (MPa)	0.4	40.7	43.0	30.7	33.7	35.5	37.0	23.6	26.4	30.3	33.2
		0.5	34.5	37.2	27.1	29.3	31.5	32.4	21.1	23.2	25.4	27.8
		0.6	27.8	30.1	22.4	23.2	25.6	27.2	17.8	19.9	22.4	23.8
	Pourcent durcis (%)	0.4	100	105.6	75.0	83.0	87.0	91.0	58.0	65.0	74.4	81.6
		0.5	100	192.0	78.6	84.9	77.4	91.3	61.2	67.2	73.6	80.6
		0.6	100	192.0	80.6	83.6	92.1	97.8	64.0	71.6	80.6	85.6
	R <sub>f</sub> (MPa)	0.4	2.21	3.6	1.45	1.65	1.93	2.00	1.31	1.55	1.71	1.89
		0.5	2.03	3.4	1.36	1.48	1.57	1.84	1.24	1.32	1.42	1.56
		0.6	1.85	3.1	1.22	1.30	1.48	1.70	1.12	1.27	1.35	1.40
	Pourcent durcis (%)	0.4	100	162.8	65.6	74.7	87.3	90.5	59.3	70.1	77.4	85.5
		0.5	100	167.4	67.0	72.9	77.3	90.6	61.1	65.0	70.0	76.8
		0.6	100	167.5	65.9	70.3	80.0	91.9	60.5	68.6	73.0	75.7

c- Résistances à la compression et à la flexion de différents bétons (E/C et températures d'étuvage) pour un durcissement de : 1 jour à 45 °C + (3 et 7 jours à l'air).

Tableau 7	Résistance (MPa)	E/C	(1j à 45 °C + 3 jours)	Pourcent durcis (%)	(1j à 45 °C + 7 jours)	Pourcent durcis (%)
CRS (CEM I 42.5)	Compression	0.4	42.0	101.4	44.3	107.0
		0.5	38.5	105.5	41.1	113.4
		0.6	31.0	104.0	34.8	116.8
	Flexion	0.4	2.43	97.2	2.68	107.2
		0.5	2.34	99.4	2.54	108.1
		0.6	1.98	96.6	2.15	105.1

Suite tableau 7	Résistance (MPa)	E/C	(1j à 45 °C + 3 jours)	Pourcent durcis (%)	(1j à 45 °C + 7 jours)	Pourcent durcis (%)
CPJ (CEM II/B 42.5)	Compression	0.4	40.3	99.0	43.0	105.0
		0.5	35.5	102.9	37.9	109.9
		0.6	28.1	101.0	31.1	110.0
	Flexion	0.4	2.10	95.2	2.32	105.0
		0.5	1.99	98.0	2.27	112.0
		0.6	1.89	97.1	2.15	110.1

d- Résistances à la compression et à la flexion de différents bétons (E/C et températures d'étuvage) pour un durcissement de : 1 jour à 29 °C + (3 et 7 jours à l'air).

Tableau 8	Résistance (MPa)	E/C	(1j à 29 °C + 3 jours)	Pourcent durcis (%)	(1j à 29 °C + 7 jours)	Pourcent durcis (%)
CRS (CEM I 42.5)	Compression	0.4	41.2	99.5	42.4	102.4
		0.5	35.5	97.2	37.2	102
		0.6	28.9	97.3	31.3	105
	Flexion	0.4	2.40	96.1	2.61	104
		0.5	2.25	95.7	2.54	108
		0.6	1.95	95.1	2.19	107

Suite tableau 8	Résistance (MPa)	E/C	(1j à 29 °C + 3 jours)	Pourcent durcis (%)	(1j à 29 °C + 7 jours)	Pourcent durcis (%)
CPJ (CEM II/B 42.5)	Compression	0.4	39.3	96.6	41.0	100.7
		0.5	34.4	99.7	36.0	104.3
		0.6	27.4	98.5	28.7	103.0
	Flexion	0.4	2.00	90.5	2.19	99.0
		0.5	1.88	92.6	2.05	101.0
		0.6	1.74	94.1	1.81	98.0

## 2) Durabilité

### 2.1) Déformabilité des bétons :

#### 2.1.1) Le béton à base de CPA ( $E/C = 0.5$ ) (1 + 3 jours à l'air)

N	Les données		Déformations longitudinales		Déformations transversales			
	Fc = 182 KN		U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	U <sub>4</sub>	U <sub>5</sub>	U <sub>6</sub>
0	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.1 p	18.2	0	0	0	0	0	0
2	0.2 p	36.4	1	1	0	0	0	0
3	0.3 p	54.6	2	3	0	0	0	0
4	0.4 p	72.8	4	4	0	0	0	0
5	0.5 p	91.0	5	5	0	0	0	0
6	0.6 p	109.2	7	6	0	0	0	0
7	0.7 p	127.4	8.5	7	0	0	0	0
8	0.8 p	145.6	11	8	0	0	0	0
9	0.9 p	163.8	13	12	0	0	0	0
10	1.0 p	182	06	15	0	0	0	0

#### 2.1.2) Le béton à base de CPJ ( $E/C = 0.5$ ) (1 + 3 jours à l'air)

N	Les données		Déformations longitudinales		Déformations transversales			
	Fc = 170 KN		U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	U <sub>4</sub>	U <sub>5</sub>	U <sub>6</sub>
0	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.1p	17	0	2	0	0	0	0
2	0.2 p	34	0	5	0	0	0	0
3	0.3 p	51	0	7	0	0	0	0
4	0.4 p	68	0	10	0	0	0	0
5	0.5 p	85	1	13	0.5	0	0	0
6	0.6 p	102	1.5	17	0.5	0	1	0
7	0.7 p	119	1.5	23	0.5	0.5	1	0
8	0.8 p	136	1.0	38	1	0.5	1	0
9	0.9 p	153	3	70	5	8	5	0
10	1.0 p	170	5	90	17	56	0	22

**2.1.3) Le béton à base de CPA (E/C = 0.5) (1 + 3 mois à l'air)**

N	Les données		Déformations longitudinales		Déformations transversales			
	Fc = 257 KN		U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	U <sub>4</sub>	U <sub>5</sub>	U <sub>6</sub>
0	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.1 p	25.7	0	2	0	0	0	0
2	0.2 p	51.4	0	5	0	0.5	0.5	0
3	0.3 p	77.1	0.5	9	0	0.5	0.5	0
4	0.4 p	102.8	1.5	12	0	1	0.5	0
5	0.5 p	128.5	3.5	15	1	1.5	0.5	0
6	0.6 p	154.2	5.5	17	0.5	2	1	0
7	0.7 p	179.9	7	20	0.5	3	2	0
8	0.8 p	205.6	9.5	23	0.5	4	2.5	0
9	0.9 p	231.3	12.5	27	1	5	2.5	0
10	1 p	257	16	30	1.5	7	3	0
11	1.1 p	282.7	21.5	35	3	5	6	5

**2.1.4) Le béton à base de CPJ (E/C = 0.5) (1 + 3 mois à l'air)**

N	Les données		Déformations longitudinales		Déformations transversales			
	Fc = 164 KN		U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	U <sub>4</sub>	U <sub>5</sub>	U <sub>6</sub>
0	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.1 p	16.4	0	0	0	0	0	0
2	0.2 p	32.8	0	0	0	0	0	0
3	0.3 p	49.2	0	0	0	0	0	0
4	0.4 p	65.6	0	0	0	0	0	0
5	0.5 p	82	1	2	0	0.5	0.5	0
6	0.6 p	98.4	0.5	3	0	0.5	0.5	0
7	0.7 p	114.8	0	7	0	0.5	0.5	0
8	0.8 p	131.2	0	8	0	1	1	0
9	0.9 p	147.6	0	9	0	1	2	0
10	1.0 p	164	1.5	10	0	1.2	2	0
11	1.1 p	180	3	13	0	1.2	3	0
12	1.2 p	185	4	15	0.2	1.5	3	0
13	1.3 p	190	5.5	17	0.2	1.5	4	0
14	1.4 p	210	7	20	0.2	1.5	4	0
15	1.5 p	220	8.5	19	0.2	1.5	5	0
16	1.6 p	227	10	25	0.5	1.8	6	0
17	1.7 p	234	14	29	0.6	1.5	8	0
17	1.8 p	240	16	32	0.8	2	10	0

**2.1.5) Le béton à base de CPA (E/C = 0.5) durcis à l'air libre 3 mois**

N	Les données		Déformations longitudinales		Déformations transversales			
	Fc = 152 KN		U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	U <sub>4</sub>	U <sub>5</sub>	U <sub>6</sub>
0	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.1 p	15.2	0	0	0	0	0	0
0.2	0.2 p	30.4 p	0	0	0	0	0	0
3	0.3 p	45.6	0	0	0	0	0	0
4	0.4 p	60.8	0.5	2	0	0	0	0
5	0.5 p	76	0.5	4	0	0.5	0.5	0
6	0.6 p	91.2	0.5	5.5	0	0.5	0.5	0
7	0.7 p	106.4	0.5	6	0	0.5	0.5	0
8	0.8 p	121.6	0.5	8	0	0.5	0.5	0
9	0.9 p	136.8	1	9	0	1	1	0
10	1 p	152	1.5	11.5	0	1	1	0
11	1.1 p	170	2	12	0	1	1	0
12	1.2 p	190	2	14	0	1	2	0
13	1.3 p	214	3	16	0	1.5	2	0

**2.1.6) Le béton à base de CPJ (E/C = 0.5) durcis à l'air libre 3 mois**

N	Les données		Déformations longitudinales		Déformations transversales			
	Fc = 351 KN		U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	U <sub>4</sub>	U <sub>5</sub>	U <sub>6</sub>
0	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.1 p	35.1	0.5	0	0	0	0	0
2	0.2 p	70.2	3	0	0	0	0.5	0
3	0.3 p	105.3	5.5	0	0	0	1	0
4	0.4 p	140.5	7.5	2	0	0	2	0
5	0.5 p	175.6	10	4	0	0	3	0
6	0.6 p	210.7	12	7	0.5	0.5	3	0
7	0.7 p	245.8	14	8	0.5	0.5	4	0
8	0.8 p	280.9	16	12	1	0.5	4	0
9	0.9 p	316	18	16	1.5	1	6	0
10	1 p	351.1	10.5	40	16	31	12	5

## 2.2) Gel dégel des bétons :

Résultats des pesés d'échantillons de différents bétons (gel dégel - durcissement naturel)

Conservation	Durcissement naturel					
	Durcissement de 7j et 96h à l'eau (15-20°C) (gel dégel)			Témoin dans l'eau (20°±1°C)		
N° éprouvette (10×10×10)	1	2	3	4	5	6
Poids au démoulage	2435	2421.7	2380	2412	2427.0	2427.0
Poids après gel-dégel à 28j	2441	2426.3	2384	2423	2440.0	2440.0
Résistance à la compression à 28j (MPa)	27.8	26.9	26.6	28.2	29.4	29.4

Résultats des pesés d'échantillons de différents bétons (gel dégel - durcissement par étuvage)

Durcissement par étuvage					
Durcissement de 7j et 96h à l'eau (15-20°C) (gel dégel)			Témoin dans l'eau (20°±1°C)		
7	8	9	10	11	12
2450	2453.3	2455	2460	2453.3	2430
2459	2462.3	2464	2472	2461.7	2436
29.3	28.2	27.4	25.5	26.1	27.2

## 2.3) Porosité ouverte des bétons :

### 2.3.1 Mesures des masses par pesées des échantillons non traités thermiquement

28 j à l'air	CEM I 42.5				CEM II / B 42.5			
	Béton non étuvé							
	masse au démou.	masse sèche à (105°C)	masse air (immersion 48h)	masse eau	masses au démou.	masse sèche à (105°C)	masse air (immersion 48h)	masse eau
0.4	1) 2510.0	2431.11	2522.31	1492.90	10) 2487.5	2386.74	2495.86	1478.90
56 j	2) 2546.5	2476.34	2555.49	1519.25	11) 2528.0	2432.13	2539.08	1496.22
	<b>2528.25</b>	<b>2453.73</b>	<b>2538.90</b>	<b>1506.08</b>	<b>2507.75</b>	<b>2409.44</b>	<b>2517.47</b>	<b>1487.56</b>
	3) 2570.5	2483.60	2580.30	1534.60	12) 2522.0	2409.20	2533.60	1493.59

0.5	4) 2490.0	2395.94	2494.87	1475.93	13) 2476.0	2334.01	2483.02	1447.71
	5) 2513.5	2436.38	2523.17	1501.03	14) 2520.5	2487.80	2528.56	1484.19
56 j	<b>2501.75</b>	<b>2416.16</b>	<b>2509.02</b>	<b>1488.48</b>	<b>2498.25</b>	<b>2410.91</b>	<b>2505.79</b>	<b>1465.95</b>
	6) 2511.0	2415.00	2520.40	1500.70	15) 2615.0	2495.00	2626.00	1551.14
0.6	7) 2492.7	2377.62	2497.93	1477.64	16) 2598.0	2457.16	2603.30	1528.17
	8) 2527.0	2419.90	2534.21	1500.22	17) 2513.4	2380.51	2521.01	1482.15
56 j	<b>2509.85</b>	<b>2398.76</b>	<b>2516.07</b>	<b>1488.93</b>	<b>2555.70</b>	<b>2418.84</b>	<b>2562.16</b>	<b>1505.16</b>
	9) 2557.5	2457.50	2566.00	1523.90	18) 2484.0	2356.40	2493.00	1466.90

### 2.3.2 Mesures de la porosité (%) des échantillons non traités thermiquement

$$P (\%) = (M_{\text{air}} - M_s) / (M_{\text{air}} - M_{\text{eau}})$$

28 j à l'air	CEM I 42.5	CEM II / B 42.5
	Béton non étuvé	
	P (%)	P (%)
0.4	8.25	10.50
56 j	9.25	11.96
0.5	9.10	11.6
56 j	10.34	12.19
0.6	11.43	13.31
56 j	11.78	13.56

### 2.3.3 Mesures des masses par pesées des échantillons traités thermiquement

Etu vage 1+3j	CEM I 42.5				CEM II / B 42.5			
	Béton étuvé							
	masse au démoulage	masse sèche	masse air	masse eau	masses au démoulage	masse sèche	masse air	masse eau
0.4	1) 2515.0	2398.60	2520.88	1491.34	10) 2527.0	2430.17	2532.41	1487.15
	2) 2587.5	2485.72	2589.20	1579.45	11) 2513.7	2416.32	2520.78	1477.60
	<b>2551.3</b>	<b>2442.2</b>	<b>2555.0</b>	<b>1535.4</b>	<b>2520.4</b>	<b>2423.2</b>	<b>2526.6</b>	<b>1482.4</b>
28 j	3) 2596.0	2504.00	2600.00	1544.13	12) 2476.0	2340.00	2482.30	1457.90
0.5	4) 2545.0	2445.69	2546.49	1509.25	13) 2535.4	2388.57	2536.98	1488.55
	5) 2528.0	2426.49	2529.41	1496.10	14) 2598.3	2456.20	2597.55	1531.08
	<b>2536.5</b>	<b>2436.1</b>	<b>2538.0</b>	<b>1502.7</b>	<b>2566.9</b>	<b>2422.4</b>	<b>2567.3</b>	<b>1509.8</b>
28 j	6) 2528.0	2407.40	2531.50	1503.88	15) 2483.0	2359.40	2487.10	1458.02
0.6	7) 2547.0	2417.98	2545.03	1503.35	16) 2514.0	2375.20	2515.38	1475.55
	8) 2531.5	2419.62	2531.59	1497.38	17) 2517.0	2381.95	2518.97	1476.22
	<b>2539.3</b>	<b>2418.8</b>	<b>2538.3</b>	<b>1500.4</b>	<b>2515.5</b>	<b>2378.6</b>	<b>2517.2</b>	<b>1475.9</b>
28 j	9) 2485.0	2366.50	2483.50	1469.28	18) 2486.0	2341.50	2490.20	1460.58

### 2.3.4 Mesures de la porosité (%) des échantillons traités thermiquement

Etuvage 1+3j	CEM I 42.5		CEM II / B 42.5	
	Béton étuvé			
	P (%)		P (%)	
0.4	9.84		9.90	
28 j	10.10		12.41	
0.5	10.24		13.31	
28 j	10.98		13.98	
0.6	11.42		13.71	
28 j	11.54		14.44	

### 2.4) Absorption capillaire des bétons :

#### a- Masses avant et après absorption capillaire (bétons sains)

Conservation	CPA (CEM I 42.5)				CPJ (CEM II/ B 42.5)			
	Etuvé		Non étuvé		Etuvé		Non étuvé	
0.4	2.486	2.466	2.466	2.434	2.456	2.453	2.432	2.408
	2.490	2.472	2.474	2.440	2.465	2.465	2.440	2.416
	2.466	2.476	2.451	2.473	2.421	2.458	2.448	2.461
	2.472	2.484	2.460	2.490	2.430	2.467	2.455	2.470
0.5	2.496	2.436	2.486	2.427	2.386	2.466	2.426	2.491
	2.502	2.443	2.493	2.432	2.395	2.480	2.439	2.500
	2.530	2.504	2.441		2.416		2.391	
	2.535	2.512	2.450		2.423		2.400	
0.6	2.518	2.496	2.488	2.435	2.416	2.456	2.441	2.416
	2.530	2.504	2.497	2.445	2.427	2.469	2.457	2.430

### 2.5) Attaques par les acides des bétons :

#### 2.5.1- Absorption capillaire des bétons destinés pour attaques par les acides

E/ C	CPA (CEM I 42.5)				CPJ (CEM II/ B 42.5)			
	Etuvé		Non étuvé		Etuvé		Non étuvé	
0.5	1)	2)	4)	5)	7)	8)	10)	11)
	2488.5	2481.1	2497.4	2017.5	2560.9	2400.7	2512.8	2402.5
	2494.5	2487.5	2504.0	2023.0	2569.0	2405.0	2520.5	2408.0
	3)		6)		9)		12)	
	2487.7		2433.4		2500.7		2440.5	
	2491.2		2440.2		2508.0		2451.5	

### 2.5.2- Absorption capillaire des bétons après attaques par les acides

E/C	CPA (CEM I 42.5)				CPJ (CEM II/ B 42.5)			
Conservation	Étuvé		Non étuvé		Étuvé		Non étuvé	
0.5	1)	2)	4)	5)	7)	8)	10)	11)
	2358.4	2297.5	2389.2	1815.2	2300.2	2292.1	2454.7	2288.2
	2373.0	2322.5	2414.0	1839.5	2327.2	2325.7	2485.0	2319.5
	3)		6)		9)		12)	
	2344.2		2291.2		2404.7		2371.7	
	2370.0		2327.0		2433.5		2401.5	

### 2.5.3- Resistance à la compression des bétons attaqués par les acides

N° d'éprouvettes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
RC (MPa)	16.4	11.5	13.0	11.5	10.8	10.0	12.0	11.0	14.8	13.0	10.0	10.5